

OPTIMIZACIÓN DEL ACUEDUCTO POR GRAVEDAD DEL MUNICIPIO DE  
TIMANÁ (HUILA)

DAVID LEONARDO BENAVIDES GARZÓN  
MILDRED YOHANA CASTRO MOLANO  
HERNAN MAURICIO VIZCAÍNO CAGÜEÑO

UNIVERSIDAD DE LA SALLE  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL  
BOGOTÁ D.C.  
2006

OPTIMIZACIÓN DEL ACUEDUCTO POR GRAVEDAD DEL MUNICIPIO DE  
TIMANÁ (HUILA)

DAVID LEONARDO BENAVIDES GARZÓN  
MILDRED YOHANA CASTRO MOLANO  
HERNAN MAURICIO VIZCAÍNO CAGÜEÑO

Trabajo de grado presentado como requisito parcial  
para optar al título de Ingeniero Civil.

Director temático  
Ing. Luís Efrén Ayala Rojas

Asesora metodológica  
Mag. Rosa Amparo Ruíz Saray

UNIVERSIDAD DE LA SALLE  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL  
BOGOTÁ D.C.  
2006

Nota de aceptación:

---

---

---

---

---

---

---

Firma del presidente del jurado

---

Firma del jurado

---

Firma del jurado

Bogotá, D.C., Septiembre 8 de 2006

## **AGRADECIMIENTOS**

A DIOS, por el don de la vida, la alegría, la amistad y por brindarnos la oportunidad de poder compartir y desarrollar nuestros conocimientos cada día.

Al Ingeniero JUAN CARLOS DUSSAN QUIZA, Alcalde del Municipio de Timana en el Departamento del Huila.

A el Ingeniero LUÍS EFRÉN AYALA ROJAS, Director Temático del presente proyecto de grado.

A la docente ROSA AMPARO RUIZ SARAY, Asesora Metodológica, por su apoyo, interés, consejos y colaboración brindada durante el desarrollo de la presente investigación.

A todos aquellos que directa o indirectamente colaboraron durante el proceso investigativo de nuestro trabajo de grado.

## DEDICATORIA

Este trabajo de grado se lo dedico a mi padre Hernando Castro Ortiz por que creyó en mí, me colaboro en todo lo necesario para cumplir con mi sueño, brindándome su amor incondicional y su apoyo económico, un padre y amigo con el cual siempre quiero contar.

A mi madre Mercedes Molano López que más que una madre siempre fue una buena amiga, quien siempre supo brindarme sus concejos guiándome por un buen camino para lograr mis metas.

También quiero agradecerle a mi hermana Lorena porque a sido un gran apoyo, una hermana incondicional y mi confidente. Como también mis hermanas Marian Fernanda, Paula Tatiana y Daniela porque fueron mi motivo para alcanzar este logro.

A mis familiares, amigos y compañeros que durante este proceso me brindaron su apoyo y amistad.

Mildred Yohana Castro Molano

## DEDICATORIA

Este proyecto de grado, lo dedico a mi madre Delfina Garzón Bohórquez, ya que gracias a sus consejos, rezos y esfuerzos para ser de mi un hombre responsable capaz de obtener un título profesional, me ha motivado para terminar mi carrera, con toda la ética moral que una madre puede brindar.

A mi padre José Benavides que tubo en mi la confianza para apoyarme, en uno de tantos sueños que quiero lograr , brindándome apoyo moral y económico acompañado de los consejos y experiencias que como padre y hombre me puede ofrecer.

A mis hermanos William Fabian, Kathrine y Erika Liceth, ya que siempre recibí el apoyo necesario y me llenaron de motivos para finalizar mi carrera, y así poderles brindar la ayuda que necesiten en cualquier momento de su vida.

A mis familiares, amigos y compañeros que durante este proceso me brindaron su apoyo y amistad.

David Leonardo Benavides Garzón

## **DEDICATORIA**

Este trabajo de grado se lo dedico a mi mamá Lilia Cagüño Guerrero con todo mi amor y admiración, a quien debo y agradezco cada uno de mis logros por su grandioso apoyo y amor incondicional.

A mis hermanos Alex, Piedad, Liliana, Héctor, Adriana y Andrés quines fueron un apoyo esencial en el logro de mi objetivo, ya que junto a ellos compartí momentos alegres y difíciles durante este tiempo que me llenaron de aliento para lograr salir adelante con mi carrera.

A mi novia Yohana Castro Molano quien fue un apoyo grande durante este tiempo, brindándome su amor y compañía en todo momento y llenándome de motivos para que luchara por mis ideales.

A mis familiares, amigos y compañeros que durante este proceso me brindaron su apoyo y amistad.

Hernán Mauricio Vizcaíno Cagüño

## **GLOSARIO**

**ABASTECIMIENTO:** suministro o fuente de agua por medio de una fuente natural o artificial que puede ser captada para diferentes fines.

**ANCLAJE:** mecanismo que se utiliza para contrarrestar los empujes que se presentan en los cambios de dirección (verticales y horizontales) de la tubería.

**ATRAQUE:** dispositivo que permite asegurar la tubería en sectores de alta pendiente y donde se dificulte la instalación subterránea, se usa como complemento con anclajes de concreto o metálicos, para evitar desplazamientos o colapsos.

**BOCATOMA:** término genérico utilizado para las obras de captación, derivación o toma en un río o quebrada en que se desvía agua para una presa o acueducto.

**CAPTACIÓN:** Conjunto de estructuras necesarias para obtener el agua de fuente de abastecimiento.

**CATASTRO DE REDES:** Inventario de las tuberías y accesorios existentes incluida su localización, diámetro, profundidad, material, y año de instalación.

**CODO:** se emplea como accesorio para cambios de dirección horizontal o vertical de la línea de tubería.

**DESARENADOR:** Cámara destinada a la remoción de las arenas y sólidos que están en suspensión en el agua, mediante un proceso de sedimentación.

**GOLPE DE ARIETE:** oscilación del agua en un conducto cerrado por cambios bruscos de la velocidad del flujo.

**LODO:** conjunto de sedimentos de mayor tamaño que se precipitan gracias a su peso propio.

**REDUCCIÓN:** se emplea como accesorio para cambios de diámetro de la línea de tubería.

**TÉ:** se emplea como accesorio para derivaciones y/o cambios de diámetro de la línea de tubería.

**VÁLVULA DE CORTE O CIERRE:** se coloca al comienzo o al final de la línea de tubería. También previo estudio de la necesidad técnica o a lo largo de la misma.

**VÁLVULA DE PURGA O DESAGÜE:** se debe ubicar en los puntos bajos de la línea de tubería.

**VÁLVULA DE VENTOSA O DE AIRE:** se debe colocar en los puntos altos de la línea de tubería para facilitar la salida del aire que se acumula durante el funcionamiento o en su llenado. También para la entrada del aire, en las descargas de la tubería o por rotura.

**VÁLVULA PARA QUIEBRE DE PRESIÓN:** tiene por objeto reducir la presión aguas abajo, hasta la presión atmosférica, con el fin de limitar las presiones en las instalaciones localizadas aguas abajo.

## CONTENIDO

	Pág.
INTRODUCCIÓN	17
1. EL PROBLEMA	19
1.1 LÍNEA	19
1.2 TÍTULO	19
1.3 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA	19
1.4 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	20
1.5 JUSTIFICACIÓN	20
1.6 OBJETIVOS	22
1.6.1 Objetivo general	22
1.6.2 Objetivos específicos	23
2. MARCO REFERENCIAL	24
2.1 MARCO TEÓRICO	24
2.1.1 Conocimiento del sistema del acueducto y de la calidad del servicio	27
2.1.2 Condiciones topográficas, geotécnicas y sísmicas	27
2.2 MARCO CONCEPTUAL	28
2.3 MARCO NORMATIVO	31
2.4 MARCO CONTEXTUAL	33
3. METODOLOGÍA	36
3.1 DISEÑO DE INVESTIGACIÓN	36
3.2 OBJETO DE ESTUDIO	38
3.3 INSTRUMENTOS	38
3.4 VARIABLES	39
4. TRABAJO INGENIERIL	40
4.1 DESARROLLO	40
4.1.1 Fase 1 Características del municipio	40
4.1.1.1 Ubicación	40
4.1.1.2 Historia	40
4.1.1.3 Características socioeconómicas	44
4.1.1.4 Características metereologicas	45
4.1.1.5 Geografía y medio ambiente	46
4.1.1.6 Descripción de la topografía y suelos	48
4.1.2 Fase 2 Diagnostico de la estructura	50
4.1.2.1 Características físicas y operativas	50

4.1..2.2	Sistema de tratamiento	56
4.1.3	Fase 3 estudio de la demanda	56
4.1.3.1	Recopilación de censos	56
4.1.3.2	Estimación de la población	57
4.1.3.3	Periodo de diseño	60
4.1.3.4	Obtención del consumo neto	61
4.1.3.5	Perdidas de agua	62
4.1.3.6	Consumo total	63
4.1.3.7	Caudal de diseño	63
4.1.3.8	Obtención de la proyección de la demanda	67
4.1.4	Fase 4 diseño de ingeniería	68
4.1.4.1	Diseño de las estructuras de captación y de conducción	68
4.1.4.2	Obras optimizadas	238
4.1.4.3	Presupuestos	239
5.	COSTOS TOTALES DE LA INVESTIGACIÓN	244
5.1	RECURSOS MATERIALES	244
5.2	RECURSOS INSTITUCIONALES	244
5.3	RECURSOS TECNOLÓGICOS	244
5.4	RECURSOS HUMANOS	245
5.5	OTROS RECURSOS	245
5.6	RECURSOS FINANCIEROS	246
6.	CONCLUSIONES	248
7.	RECOMENDACIONES	250
7.1	RECOMENDACIONES PROCESO CONSTRUCTIVO	250
7.2	RECOMENDACIONES MANTENIMIENTO	250
7.3	RECOMENDACIONES FUNCIONAMIENTO BOCATOMA	252
7.4	RECOMENDACIONES FUNCIONAMIENTO DESARENADOR	252
7.5	RECOMENDACIONES ADAPTACIÓN TANQUE DE ALMACENAMIENTO	253

## BIBLIOGRAFÍA

## ANEXOS

## LISTA DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1. Proyectos de grado que tratan sobre acueductos y alcantarillados	22
Tabla 2. Glosario	28
Tabla 3. Normatividad para el diseño de un acueducto	32
Tabla 4. Identificación de variables	39
Tabla 5. Censos realizados por el DANE	57
Tabla 6. Asignación del nivel de complejidad RAS (2000)	60
Tabla 7. Periodos máximos de diseño RAS (2000)	60
Tabla 8. Rangos de valores de consumo residencial RAS (2000)	61
Tabla 9. Variación de la dotación neta según el nivel de complejidad del sistema RAS (2000)	62
Tabla 10. Porcentajes máximos admisibles de pérdidas técnicas	63
Tabla 11. Coeficientes de consumo máximo diario, $k_1$ según el nivel de complejidad del sistema RAS (2000)	65
Tabla 12. Coeficiente de mayoración del caudal máximo horario en relación con el máximo diario para redes de distribución (RAS 2000)	65
Tabla 13. Proyección de la demanda	67
Tabla 14. Perfil aducción y conducción tramo 1 Aguas Claras.	145
Tabla 15. Perfil conducción tramo 2 Aguas Claras.	157
Tabla 16. Perfil conducción tramo 3 Aguas Claras	164
Tabla 17. Perfil conducción Tramo 1 Camenzo	174

Tabla 18.	Perfil conducción tramo 2 Camenzo.	Pág. 183
Tabla 19.	Perfil conducción tramo 1 cruce Vereda Sabaneta – tanque de almacenamiento	194
Tabla 20.	Perfil conducción tramo 2 cruce Vereda Sabaneta – tanque de almacenamiento	206
Tabla 21.	Perfil conducción tramo 3 cruce Vereda Sabaneta – Tanque de almacenamiento	219
Tabla 22.	Presupuesto general de obra	239
Tabla 23.	Presupuesto de recursos materiales	2244
Tabla 24.	Presupuesto de recursos tecnológicos	245
Tabla 25.	Presupuesto de recursos humanos	245
Tabla 26.	Presupuesto de viáticos	246
Tabla 27.	Presupuesto de bibliografía	246
Tabla 28.	Presupuesto de transporte	246
Tabla 29.	Presupuesto recursos financieros	247

## LISTA DE FIGURAS

		Pág.
Figura 1.	Ubicación geográfica del municipio de Timaná (Huila).	35
Figura 2.	Fotografía Bocatoma Quebrada Aguas Claras	52
Figura 3.	Fotografía desarenador Bocatoma Aguas claras	52
Figura 4.	Fotografía Bocatoma Quebrada Camenzo	53
Figura 5.	Fotografía desarenador Bocatoma Camenzo	54
Figura 6.	Fotografía tanque de almacenamiento	55

## LISTA DE ANEXOS

	Pág.
Anexo A. Plano de localización Municipio de Timana	256
Anexo B. Perfil aducción y conducción tramo 1 Aguas Claras	257
Anexo C. Perfil conducción tramo 2 Aguas Claras	258
Anexo D. Perfil conducción tramo 3 Aguas Claras	259
Anexo E. Perfil aducción y conducción tramo 1 Camenzo	260
Anexo F. Perfil conducción tramo 2 Camenzo	261
Anexo G. Perfil conducción tramo 1 Cruce Vereda Sabaneta – Tanque de Almacenamiento	262
Anexo H. Perfil conducción tramo 2 Cruce Vereda Sabaneta – Tanque de Almacenamiento	263
Anexo I. Perfil conducción tramo 3 Cruce Vereda Sabaneta – Tanque de Almacenamiento	264
Anexo J. Perfil conducción tramo 3 Cruce Vereda Sabaneta – Tanque de Almacenamiento	265
Anexo K. Plano de los detalles de la captación Quebrada Aguas Claras	266
Anexo L. Plano de los detalles desarenador Quebrada Aguas Claras	267
Anexo M. Plano de los detalles de la captación Quebrada Camenzo	268
Anexo N. Plano de los detalles desarenador Quebrada Camenzo	269
Anexo O. Detalles cámara de quiebre	270
Anexo P. Detalles válvulas y colocación tubería	271

## **INTRODUCCIÓN**

El futuro del ingeniero Civil se encuentra enmarcado por la entrega al servicio de la comunidad; en busca de soluciones técnicas y científicas con el fin de planear, diseñar y construir proyectos que cuenten con las exigencias de calidad óptimas para satisfacer las necesidades de la sociedad; contribuyendo así al mejoramiento de la calidad de vida y que no afecte negativamente el desarrollo de los recursos naturales teniendo así un control del ambiente.

Todo sistema de abastecimiento de agua se proyecta de modo de atender las necesidades de una población durante un periodo determinado. Cuando dichos sistemas no satisfacen con los objetivos específicos sujetos a impedimentos y restricciones que afectan de algún modo al funcionamiento ya sea por el deterioro de sus estructuras y crecimiento de la población, se hace necesario evaluar y diseñar nuevas alternativas que puedan corregir problemas y dar soluciones al sistema.

Por esta razón se enfocó el trabajo de grado como un proyecto que busco suplir la necesidad de suministrar un volumen suficiente de agua, para la distribución adecuada de agua potable con la presión apropiada, desde la fuente de suministro hasta los consumidores para sus determinados usos. En consecuencia de ello se

evaluó la ubicación y naturaleza de las fuentes de abastecimiento así como de la topografía de la región para establecer criterios que sirvieron para una buena valoración de las alternativas de diseño y ofrecer estructuras funcionales a bajos costos económicos.

Por lo tanto este proyecto se centra en el rediseño y ampliación del acueducto para el Municipio de Timaná (Huila), con el fin de aportar mejoramiento en la condiciones de vida de los habitantes de la zona. El diseño busca desarrollar opciones tanto técnicas como económicas viables y que se ajusten a las condiciones que presenta el sector.

## **1. EL PROBLEMA**

### **1.1 LÍNEA**

El presente proyecto no corresponde a ninguna de las líneas de investigación de la facultad, por ser un trabajo de extensión a la comunidad.

### **1.2 TÍTULO**

Optimización del acueducto por gravedad del Municipio de Timaná (Huila).

### **1.3 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA**

Algunas poblaciones de Colombia como San Agustín, Bruselas, Saladoblanco y Timaná (Huila), no cuentan con un servicio eficiente de agua que satisfaga totalmente a los pobladores, conociendo que nuestro país tiene numerosas fuentes de agua dulce que podrían ser utilizadas de manera racional y eficiente para el consumo humano, es triste saber que hay comunidades que cuentan con el recurso hídrico para suplir sus necesidades básicas humanas como alimentación, higiene, salud, trabajo y vivienda.

Y no tienen una infraestructura optima que cumpla con los requisitos para abastecer a estas personas sin presentar ningún tipo de falla; de acuerdo ha esto tienen que acoplarse a soluciones momentáneas y que en algunos casos son perjudiciales para la salud humana.

Debido al mal funcionamiento y mantenimiento del sistema de abastecimiento de agua potable del municipio de Timaná (Huila), se han visto obligados a efectuar una serie de racionamientos en todos los barrios del municipio con el fin suministrar el servicio a la totalidad de los usuarios.

Este proyecto da solución a las necesidades que presentaba la comunidad del municipio de Timaná (Huila), en cuanto se mejora la provisión en cantidades adecuadas del servicio de agua potable, evitando así inconvenientes para los usuarios como para la estructura del sistema.

#### **1.4 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA**

¿Cómo mejorar el servicio de agua potable en el municipio de Timaná (Huila)?

#### **1.5 JUSTIFICACIÓN**

Un acueducto es construido para prestar de una manera eficiente el servicio de agua potable, ya que en cualquier comunidad es un derecho de suma importancia

disponer de un sistema de aprovisionamiento de agua que satisfaga sus necesidades vitales.

El contar con este recurso para lograr desarrollar sus actividades cotidianas sin ningún tipo de problema que pueda obstaculizar tanto el progreso económico como social del municipio. Además el sistema de abastecimiento de agua es proyectado para atender las necesidades de una comunidad durante un determinado periodo, por lo tanto es necesario evaluar cada una de las variables que interviene en el funcionamiento del sistema en el momento en el que se presenten fallas en la prestación de servicio.

Las siguientes son las razones por las cual se realizo este proyecto:

- Porque el crecimiento de la población asociado con el desarrollo económico de la localidad produce un incremento en el consumo per cápita.
- Con el fin de obtener un comportamiento satisfactorio de la fuente de abastecimiento agua.
- Ya que la vida útil de algunas de las estructuras llego a su fin por lo tanto es necesario volver a proyectar y construir un sistema flexible y eficiente.
- Debido a los cortes de agua que se venían efectuando con el fin de logra una equidad en el suministro de agua potable.

## ANTECEDENTES

Tabla 1. Proyectos de grado que tratan sobre acueductos y alcantarillados.

TITULO	AUTOR	AÑO
Diseño y recomendaciones de alcantarillados sanitarios y de aguas lluvias: canales e intercolectores del Río Nuevo	José Joaquín Bernal Rodríguez y Guillermo Méndez Rey	1964
Diseño y presupuesto de los alcantarillados de aguas lluvias y negras y pavimento del barrio Jiménez de Quesada (Bosa).	Carlos Eduardo Montanez y Hugo Segura	1979
Diseño de las redes de acueducto y alcantarillado de la florida Analaima.	Mauricio Gómez	1979
Alcantarillado de aguas lluvias para los barrios de San Luis, Vaney y La Regadera.	Mario Rodríguez Bermúdez	1980
Diseño de redes de alcantarillado por computador.	Libia Zuluaga Arbeláez	1990
Diseño y construcción del sistema de alcantarillado troncal torca del sector nororiental de Bogotá, D.C.	Nuvia Marlen Arévalo	1998
La construcción del sistema de alcantarillado y la canalización de las corrientes de agua en Bogotá, D.C. 1890-1930	Mónica Cárdenas	2001
Construcción del alcantarillado independiente sanitario y pluvial (aguas lluvias) en el barrio Urania en el municipio de mitú – Vaupés.	Oscar Javier Acuña Correa	2003

### 1.6 OBJETIVOS

#### 1.6.1 Objetivo general

Optimizar el acueducto del Municipio de Timaná (Huila).

### **1.6.2 Objetivos específicos**

- Diagnosticar las condiciones de funcionamiento del sistema de abastecimiento de agua con el objeto de optimizarlo.
- Estudiar la disponibilidad en cantidad del agua de las fuentes de abastecimiento.
- Diseñar las estructuras del nuevo sistema de abastecimiento de agua.
- Obtener cantidades de obra, costos de ciclo de vida y tiempo de construcción de sistema.

## **2. MARCO REFERENCIAL**

### **2.1 MARCO TEÓRICO**

Proveer una adecuada cantidad de agua ha sido un asunto que ha inquietado desde los principios de la civilización. Aun en las antiguas ciudades, los abastecimientos locales era eran con frecuencia inadecuados y los acueductos eran construidos para transportar agua desde fuentes lejanas. Tales sistemas de abastecimientos no distribuían agua a las residencias individuales sino que las llevaban hasta unos pocos lugares centrales desde donde los ciudadanos podían llevarla hasta sus hogares.

Hasta mediados del siglo XVII no se disponían de tuberías que pudieran soportar altas presiones. Se utilizaban tuberías hechas de madera, arcilla o plomo, pero generalmente estaban ubicadas de acuerdo con la línea de gradiente hidráulico. El desarrollo de la tubería de hierro fundido y la reducción gradual de sus costos, junto con el desarrollo y mejoramiento de las bombas de vapor, hicieron posible que pequeñas comunidades pudieran crear abastecimientos públicos de agua que permitieron llevarla a cada residencia.

El agua, bien sea sacada de la superficie o de fuentes subterráneas, deben ser transportadas a la comunidad y distribuida a los usuarios. El transporte desde la

fuente al punto de tratamiento puede ser proveído por acueductos, tuberías o canales abiertos, pero una vez ha ido tratada, el agua es distribuida mediante conductos cerrados presurizados.

El término acueducto se refiere usualmente a conductos construidos de mampostería y hechos con la pendiente hidráulica. Tales estructuras son operadas a presión atmosférica y, a menos que la pendiente hidráulica disponible sea muy grande, tienden a ser mayores y más costosas que las tuberías operadas bajo presión.

Entre las ventajas de los acueductos están la posibilidad de construcción con materiales locales disponibles, más duración que los conductos de metal y menor pérdida de capacidad hidráulica con el tiempo. Entre las ventajas están la necesidad de proveer la máxima capacidad inicialmente y la posibilidad de interferencia con el drenaje local

Las fuentes de agua superficiales están sujetas a grandes variaciones en flujo, calidad y temperatura, las estructuras de captación deben estar diseñadas para que el flujo requerido pueda ser usado a pesar de estas fluctuaciones naturales.

Para localizar las captaciones se debe considerar con anticipación variaciones en el nivel del agua, requerimientos de navegación, corrientes locales, patrones de

deposición y de socavación de sedimentos, variaciones espacio-temporales en la calidad del agua, y cantidad de desechos flotantes<sup>1</sup>.

Para la captación de aguas en ríos, existen dos casos:

- Si la cantidad de agua por utilizar es muy pequeña, basta tomar directamente construyendo a unos dos metros de la orilla del río una caja o tanque que tenga su base a un metro más por debajo que el nivel mínimo de las aguas en estiaje y épocas de máxima sequía. El orificio de entrada según su diámetro podrá tener un colador o una compuerta que permita regular la entrada de agua, según las necesidades del servicio; cuando el agua deba elevarse, en sus orillas se instalarán las bombas de elevación.
- Si el agua no se toma directamente del río sino de excavaciones hechas en terrenos aledaños, constituidos por materiales de acarreo que constituyen excelentes capas filtrantes, se excavan pozos en estos terrenos donde se encontrará agua abundante a poca profundidad, con la ventaja de que ha sufrido una filtración por consiguiente es de mayor pureza que la que corre por el río.
- Cuando se trate de grandes abastecimientos de agua, es necesario recurrir al embalse de aguas para construir un gran recipiente de alimentación, instalado la toma en el interior del embalse, de modo que la carga de agua tenga una altura

---

<sup>1</sup> TERENCE J, Mcghee. Abastecimiento de agua y alcantarillado ingeniería ambiental. Bogotá.2001. 6 ed. P 2,112.

suficiente que asegure, en todo caso, la entrada de volumen previsto de líquido a la tubería de toma<sup>2</sup>.

### **2.1.1 Conocimiento del sistema de acueducto y de la calidad del servicio**

Con el fin de hacer un acueducto es necesario saber como opera en general el sistema de acueducto y qué elementos principales lo conforman; además, es importante tener un conocimiento detallado del sistema de tratamiento de agua (caudal medio producido y su variación a lo largo del día, calidad de agua, etc.) y del sistema de almacenamiento, de volumen y ubicación debe ser suficiente para compensar las variaciones horarias de la demanda de agua.

Cuando se tienen valores de presiones de servicio mayores a 15 metros de columna de agua ( $1\text{m.c.a} = 1 \text{ ton /m}^2 = 0.1 \text{ Kg / cm}^2$ ) se dice que se tiene una buena calidad del servicio; los otros parámetros asociados con un buen servicio son la continuidad en el suministro y la calidad de agua entregada al usuario.

### **2.1.2 Condiciones topográficas, geotécnicas y sísmicas**

Además del conocimiento del sistema de acueducto y de la red de la distribución existente, los estudios previos deben proveer información topográfica, geotécnica

---

<sup>2</sup> PRIETO BOLIVAR, Carlos Jaime. El agua: Sus formas, efectos abastecimiento, daños y conservación. Bogotá. 2004. 2 ed. P 42. Ecoe ediciones.

y sísmica del municipio, planos de catastro de la infraestructura de otros servicios públicos, planos en la red vial, planos IGAC a escala 1:2000 (si existen) y fotografías aéreas que incluyan el área a ser servida.

La información geotécnica se refiere a las características del subsuelo en la zona donde se realizara el trazado de la red de distribución, tomada de los planos geológicos, de información de campo o de estudios o diseños de viviendas, infraestructura vial y otros servicios. Deben identificarse las zonas de falla y las propensas a deslizamientos e inundaciones<sup>3</sup>.

## 2.2 MARCO CONCEPTUAL

Conceptos básicos para la optimización de un acueducto basados en el REGLAMENTO TÉCNICO DEL SECTOR DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BÁSICO (RAS 2000).

Tabla 2. Glosario

<b>TÉRMINO</b>	<b>DEFINICION</b>
Accesorios	Elementos componentes de un sistema de tuberías, diferentes de las tuberías en sí, tales como uniones, codos, tes etc.
Acometida	Derivación de la red local de acueducto que llega hasta el registro de rueda en el punto de empate con la instalación interna del inmueble. En edificios de propiedad horizontal

<sup>3</sup> COLOMBIA. MINISTERIO DE DESARROLLO ECONÓMICO. Reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico, Planeamiento y diseño hidráulico de redes de distribución de agua potable. Cáp 1. p 14-16. Bogotá 2000.

	o condominios, la acometida llega hasta el registro de corte general.
Acueducto	Sistema de abastecimiento de agua para una población.
Acuífero	Formación geológica o grupo de formaciones que contiene agua y que permite su movimiento a través de sus poros bajo la acción de la aceleración de la gravedad o de diferencias de presión.
Aducción	Componente a través del cual se transporta agua cruda, ya sea a flujo libre o a presión.
Agua cruda	Agua superficial o subterránea en estado natural; es decir, que no ha sido sometida a ningún proceso de tratamiento.
Agua potable	Agua que por reunir los requisitos organolépticos, físicos, químicos y microbiológicos, en las condiciones señaladas en el Decreto 475 de 1998, puede ser consumida por la población humana sin producir efectos adversos a la salud.
Aguas de infiltración	Agua proveniente del subsuelo, indeseable para el sistema separado y que penetra en el alcantarillado.
Aireador	Dispositivo o equipo que permite transferir aire al agua.
Almacenamiento	En sistemas de Acueducto, acción destinada a almacenar un determinado volumen de agua para cubrir los picos horarios y la demanda contra incendios.
Altura dinámica total	Energía suministrada por una bomba a un flujo en tuberías, expresada en términos de cabeza, obtenida como la suma de la altura estática en la succión, de las pérdidas de energía por fricción y pérdidas menores en la succión y en la impulsión, y de la presión requerida al final de la línea de impulsión.
Anclaje	Apoyo que soporta los empujes ocasionados por el cambio de dirección en una tubería sometida a presión interna.
Bocatoma	Estructura hidráulica que capta el agua desde una fuente superficial y la conduce al sistema de acueducto.
Boca de acceso	Abertura que se localiza sobre una tubería con el objeto de permitir el acceso a su interior.
Boquilla	Dispositivo para aumentar la velocidad del agua.
Borde libre	Espacio comprendido entre el nivel máximo esperado del agua fijado por el sistema de rebose y la altura total de la estructura de almacenamiento.
Cabeza de presión	Presión manométrica en un punto, expresada en metros de columna de agua, obtenida como la razón entre la magnitud de la presión y el peso específico del agua.
Cama de soporte	Es la capa de material que sirve directamente de apoyo a la tubería.
Cámara de caída	Estructura utilizada para dar continuidad al flujo cuando una tubería llega a una altura considerable respecto de la tubería de salida.

Cámara de succión	Depósito de almacenamiento de agua en el cual se encuentra la tubería de succión.
Capacidad hidráulica	Caudal que puede manejar un componente o una estructura hidráulica conservando sus condiciones normales de operación.
Capacidad máxima	Caudal máximo de diseño de una estructura hidráulica.
Captación	Conjunto de estructuras necesarias para obtener el agua de fuente de abastecimiento.
Catastro de redes	Inventario de las tuberías y accesorios existentes incluidas su localización, diámetro, profundidad, material y año de instalación.
Caudal de diseño	Caudal estimado con el cual se diseñan los equipos, dispositivos y estructuras de un sistema determinado.
Caudal de incendio	Parte del caudal en una red de distribución destinado a combatir los incendios.
Caudal específico de distribución	Caudal de distribución medio que se presenta o se estima en un área específica y definido en términos de caudal por unidad de área o caudal por unidad de longitud de tubería de distribución instalada o proyectada en el área de diseño.
Caudal máximo diario	Consumo máximo durante veinticuatro horas, observado en un período de un año, sin tener en cuenta las demandas contra incendio que se hayan presentado.
Caudal máximo horario	Consumo máximo durante una hora, observado en un período de un año, sin tener en cuenta las demandas contra incendio que se hayan presentado.
Caudal medio diario	Consumo medio durante veinticuatro horas, obtenido como el promedio de los consumos diarios en un período de un año.
Conducción	Componente a través del cual se transporta agua potable, ya sea a flujo libre o a presión.
Cota de batea	Nivel del punto más bajo de la sección transversal interna de una tubería o colector.
Cota de clave	Nivel del punto más alto de la sección transversal externa de una tubería o colector.
Desarenador	Cámara destinada a la remoción de las arenas y sólidos que están en suspensión en el agua, mediante un proceso de sedimentación.
Dotación	Cantidad de agua asignada a una población o a un habitante para su consumo en cierto tiempo, expresada en términos de litro por habitante por día o dimensiones equivalentes.
Hidrante	Elemento conectado a la red de distribución que permite la conexión de mangueras especiales utilizadas en la extinción de incendios.
Línea de energía	Línea o elevación obtenida como la suma de la cabeza de presión, la cabeza de velocidad y la diferencia de altura topográfica respecto a un datum o nivel de referencia.
Línea piezométrica	Línea o elevación obtenida de la suma de la cabeza de presión y la diferencia de altura topográfica respecto a un datum o nivel de referencia.
Población de diseño	Población que se espera atender por el proyecto,

	considerando el índice de cubrimiento, crecimiento y proyección de la demanda para el período de diseño.
Población flotante	Población de alguna localidad que no reside permanentemente en ella y que la habita por un espacio de tiempo corto por razones de trabajo, turismo o alguna otra actividad temporal.
Red de distribución	Conjunto de tuberías, accesorios y estructuras que conducen el agua desde el tanque de almacenamiento o planta de tratamiento hasta los puntos de consumo.
Tubería	Ducto de sección circular para el transporte de agua.
Tubería de impulsión	Tubería de salida de un equipo de bombeo.
Tubería de succión	Tubería de entrada a un equipo de bombeo.
Tubería flexible	Los materiales de tuberías que clasifican como flexibles son aquellos que derivan su capacidad de carga ante las cargas del terreno a partir de la interacción de la tubería flexible y del suelo circundante el cual trabaja por la deflexión de la tubería hasta el punto de equilibrio bajo carga.
Válvulas de sectorización	Son dispositivos que cierran el paso del agua en las tuberías de distribución, con el fin de sectorizar la red. Usualmente son válvulas de compuerta con vástago fijo o válvulas mariposa con mecanismo de reducción de velocidad de cierre para evitar golpe de ariete.
Zona de presión de la red de distribución	Es una de las partes en que se divide la red de acueducto para evitar que las presiones mínimas, dinámica y máxima estática sobrepasen los límites prefijados <sup>4</sup> .

## 2.3 MARCO NORMATIVO

La normatividad contemplada para la elaboración del diseño del sistema de acueducto se basó en las NORMAS TÉCNICAS COLOMBIANAS (NTC) Y REGLAMENTO TÉCNICO DEL SECTOR DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BÁSICO (RAS 2000).

<sup>4</sup>COLOMBIA. MINISTERIO DE DESARROLLO ECONÓMICO. DIRECCIÓN GENERAL DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BÁSICO. Bogotá 2002: CD Multimedia de RAS 2000.

Tabla 3. Normatividad para el diseño de un acueducto

AÑO	PRESENTACIÓN	TÍTULO	OBJETO
1998	Decreto No. 475 de Marzo 10	Normas técnicas de calidad del agua potable	Este decreto contiene las normas organolépticas, físicas, químicas y microbiológicas de la calidad del agua potable o agua segura. Se dan los valores admisibles del contenido de las diferentes características que puede contener el agua, sin que ésta llegue a tener implicaciones sobre la salud humana o en algunos casos implicaciones económicas. También se presentan las pruebas de laboratorio mínimas que las personas que prestan el servicio público de acueducto deben practicar al agua, y las obligaciones de quienes estén a cargo del suministro del agua potable.
2000	Resolución No. 1096 del 17 de Noviembre	Reglamento Técnico para el sector de Agua Potable y Saneamiento Básico RAS	Este reglamento tiene por objeto señalar los requisitos técnicos que deben cumplir los diseños, las obras y procedimientos correspondientes al Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico y sus actividades complementarias, señaladas en el artículo 14, numerales 14.19, 14.22, 14.23 y 14.24 de la Ley 142 de 1994, que adelanten las entidades prestadoras de los servicios públicos municipales de acueducto, alcantarillado y aseo o quien haga sus veces.
2002	Decreto No. 849 de Abril 30	Reglamentación del artículo 78 de la Ley 715 de 2001	El objeto del presente decreto reglamentario es definir los requisitos que deben cumplir los municipios y distritos en materia de agua potable y saneamiento básico, y los procedimientos que deben seguir dichos entes y la Superintendencia de Servicios Públicos Domiciliarios, SSPD, para la expedición de la certificación que permita el cambio de la destinación de los recursos que la Ley 715 de 2001 ha estipulado inicialmente para el desarrollo y ejecución de las competencias asignadas en agua potable y saneamiento básico, así como la definición de las obras elegibles a ser financiadas con dichos recursos.

## **2.4 MARCO CONTEXTUAL**

Este proyecto se realizó en el municipio de Timaná (Huila), localizado al sur del departamento del Huila, limitando con los siguientes municipios; al norte con Altamira, al sur con Pitalito, al oriente con Acevedo y Suaza y al occidente con Elías. Su extensión es de 196 kilómetros cuadrados y su altura media es de 1.100 metros sobre el nivel del mar, contando con una temperatura que oscila entre 12 y 28 grados centígrados.

Población asentada en las estribaciones de la cordillera oriental, atravesada por la vía central que comunica la capital colombiana con el sur del país, ubicada en una posición estratégica inmejorable por sus paisajes, clima, fertilidad de sus tierras y calidad de su gente.

Su principal recurso hídrico es el río Timaná que recorre su territorio por 32 kilómetros, así mismo las quebradas Camenzo y Aguas Claras que surten el municipio de agua para el acueducto local; otras microcuencas están conformadas por las quebradas Sicana o Minchala, Piragua o María Herrera, La Tigra, Toba, Cristales o las Vueltas, Jundiche, Las Bolsas, Colorada, Seca o Guinea, Cabuyos y Santa Bárbara.

No hay registros sobre el caudal de las corrientes hídricas pero es evidente la disminución de caudales; Timaná ha realizado una importante compra de reservas forestales buscando mitigar la tala indiscriminada de bosques y la deforestación en general. Normalmente no se cumplen los parámetros de ley sobre los límites en las márgenes de las vertientes hídricas, se utiliza el terreno en una explotación irracional hasta el borde de las quebradas y ríos.

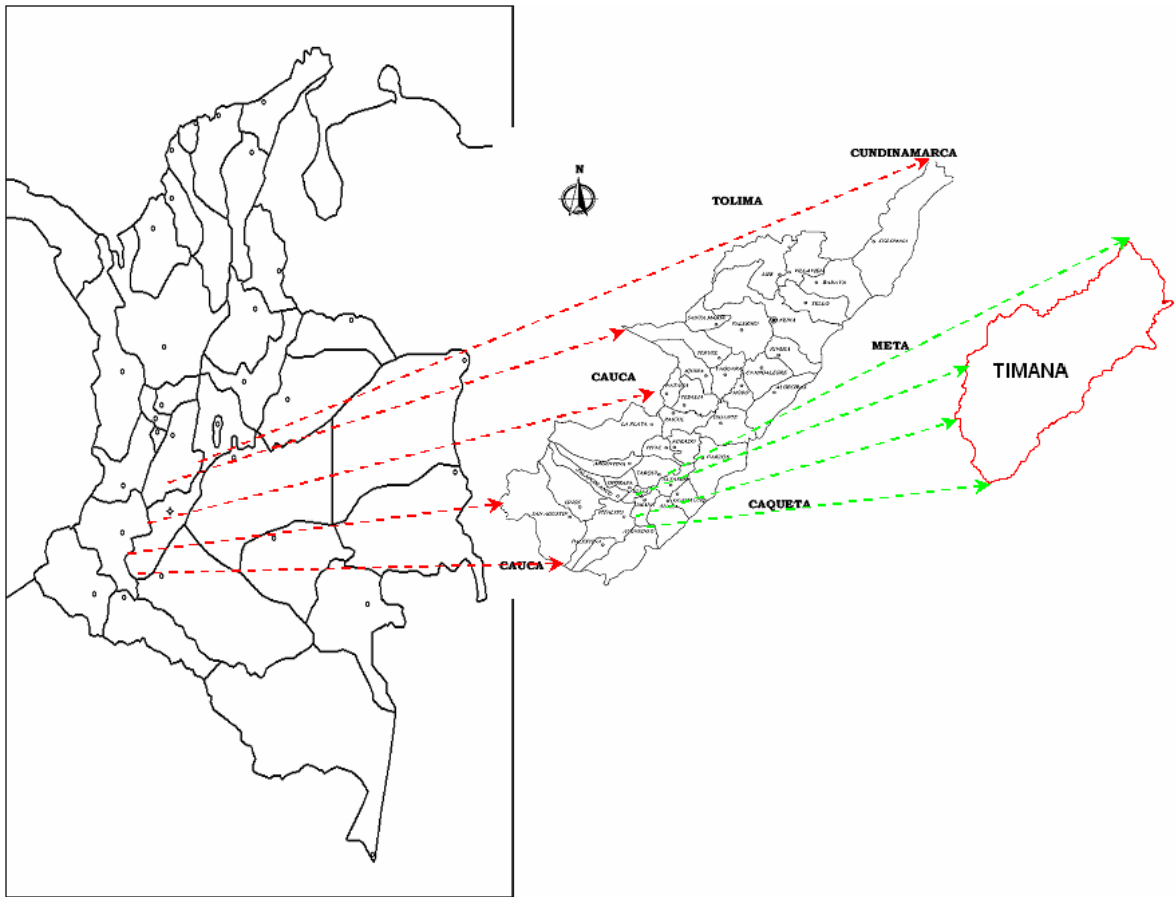
Las explotaciones agropecuarias inciden en un alto nivel en la contaminación ambiental de Timaná, se debe concientizar la población del enorme impacto negativo para la calidad de vida futura que genera la actividad económica inconsciente, se debe tener la “Responsabilidad intergeneracional”, es decir la responsabilidad con las próximas generaciones.

Timaná presenta la falta de reforestación, la extinción de especies de fauna y flora, el manejo de residuos sólidos y líquidos es un problema grave en el Municipio, los vertimientos de aguas residuales van a parar a las cuencas hidrográficas. No se cuenta con datos o registros estadísticos necesarios para hacer el seguimiento de los problemas<sup>5</sup>.

---

<sup>5</sup> MUNICIPIO DE TIMANÁ (HUILA). Plan de Desarrollo Municipal (2004-2007), p.9.

Figura 1. Ubicación geográfica del municipio de Timaná (Huila).



Tomado de enciclopedia Encarta 2004 y modificado por los autores.

### 3. METODOLOGÍA

#### 3.1 DISEÑO DE INVESTIGACIÓN

El diseño metodológico utilizado en el presente proyecto de grado fue investigación Acción. Según Muñoz “Son investigaciones en las que la recopilación de información se realiza enmarcada por el ambiente específico en el que se presenta el fenómeno de estudio” según el mismo autor “En la realización de estas tesis se utiliza un método exclusivo de investigación y se diseñan ciertas herramientas para recabar información que solo se aplican en el medio en el que actúa el fenómeno de estudio; para la tabulación y análisis de la información obtenida, se utilizan métodos y técnicas estadísticos y matemáticos que ayudan a obtener conclusiones formales, científicamente comprobadas”<sup>6</sup>

Las fases en las que se desarrolló el presente proyecto de investigación fueron:

#### FASE 1 CARACTERÍSTICAS DE MUNICIPIO

- Ubicación
- Historia

---

<sup>6</sup> MUÑOZ RAZO, Carlos. Como elaborar y asesorar un investigación de tesis. México 1998. 1 ed. P 9. Prentice Hall Hispanoamericana, S.A.

- Características socioeconómicas
- Características meteorológicas
- Geografía y medio ambiente
- Descripción de la topografía, geología, y suelos

## FASE 2 DIAGNOSTICO DE LA ESTRUCTURA

- Características físicas y operativas del sistema
- Sistema de tratamiento

## FASE 3 ESTUDIO DE LA DEMANDA

- Recopilación de censos
- Estimación de la población
- Periodo de diseño
- Obtención del consumo neto
- Perdidas de agua
- Consumo total
- Determinación caudal de diseño
- Obtención caudal medio diario
- Obtención coeficientes de mayoración
- Obtención caudal máximo diario

- Obtención caudal máximo horario
- Determinación proyección de la demanda

#### FASE 4 DISEÑOS DE INGENIERÍA

- Diseños de las estructuras de captación y conducción.
- Obras optimizadas
- Presupuesto del proyectó

### **3.2 OBJETO DE ESTUDIO**

El objeto de estudio de la presente investigación fue la realización del diseño del acueducto por gravedad que suplirá de agua potable la comunidad de Timaná (Huila)

### **3.3 INSTRUMENTOS**

Dentro del desarrollo del presente proceso investigativo, se determinó una secuencia de fases con la finalidad de realizar un estudio cuantitativo de datos recopilados, analizándolos con ayuda de los instrumentos presentados a continuación:

- Reglamento del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico (RAS 2000).

- Planos de estructuras, línea de conducción y red de distribución del acueducto.
- Método de Crecimiento Geométrico para Estudio de la Demanda.

### 3.4 VARIABLES

Tabla 4. Identificación de variables

<b>CATEGORÍA DE ANÁLISIS</b>	<b>VARIABLES</b>	<b>INDICADORES</b>
Captación de agua	Caudal Terreno	Población Fuente de abastecimiento Topografía
Conducción de agua	Caudal Terreno	Topografía existente

## **4. TRABAJO INGENIERIL**

### **4.1 DESARROLLO**

#### 4.1.1 Fase 1 Características del municipio

4.1.1.1 La ubicación del municipio se realizó en el capítulo dos, correspondiente al marco contextual del presente trabajo.

4.1.1.2 Historia. Al municipio de Timaná o Villa de La Gaitana, lo caracteriza su leyenda, llena de valentía y de coraje. Esta surgió en el siglo XVII, con la presencia del hombre europeo y con la aparición de la Cacica Gaitana, heroína americana de la gran región Andakí.

Los conquistadores de la Villa de la Gaitana, llegaron al continente americano a fines de Marzo de 1534. Sebastián de Belalcazar envía inicialmente a Juan de Ampudia y a Pedro de Añasco a explorar la senda hacia el dorado. En el año de 1535 Ampudia delega en Añasco la marcha hacia el norte y él continúa hacia el occidente. Ampudia y Añasco, para cumplir la orden de Belalcazar, buscan tierras de buen clima, fértiles, de hermoso paisaje y ubicación estratégica, para fundar un Centro de Administración de toda la comarca. Así, en 1538, finalizando el año, escogen los dominios del Cacique Pigoanza, y el 18 de Diciembre de 1538, funda

Añasco en el sitio de Guacahayo o Guala, el territorio de los timaneses, denominado Guacacallo. De esta manera aparecen los españoles en el Valle del Río Timaná.

Luego de una corta ausencia, vuelve Añasco, ostentando el grado de teniente, con otros jinetes más, con gran orgullo, autoridad y ambición; reanuda Añasco la administración y pronto cambian las relaciones de los indios con los españoles, por los grandes abusos, que provocan la indignación de los nativos: les imponen tributos de grandes proporciones, los más crecidos de la conquista, debían los indios pagar el arriendo de las tierras y sufragar gastos extraordinarios de las encomiendas.

Añasco pretende también, obligarlos a rendirle continuo y permanente vasallaje; todo el oro visible debe llegar a sus manos, los indios rechazan con vigor el porvenir que les espera, ven perdida su libertad y hasta sus propiedades, son obligados a trabajos extenuantes y privados de sus sembrados; ven sus creencias, sus dioses, sus templos y sus mujeres violadas y profanadas.

Timanco, hijo de la Cacica Gaitana, inicia la rebelión contra los españoles: se niega a rendirles vasallaje, defiende sus pertenencias, sus dioses y su libertad; su

madre comparte y alienta esta conducta. Herido Añasco en su orgullo y su soberbia sale en busca del hijo de la Cacica de los Andakíes.

Timanco es conducido por mandato del teniente Añasco hasta el poblado de Guacacayo, donde es condenado a ser quemado vivo, para escarmiento de todo aquel que desobedezca las órdenes que van en nombre y honor del Rey. Así, Añasco inaugura en el nuevo Reino el suplicio predilecto de los venerables padres de la Santa Inquisición.

Se cumple el juicio y la sentencia se ejecuta de inmediato en la plaza de la Villa, siendo la Gaitana testigo de la injusticia y de la crueldad a que estaba siendo sometido su hijo, convirtiéndose en la más incontenible de las venganzas.

El holocausto hincha las venas de la madre india de una sangre que hierve con violencia. De inmediato, la Cacica empieza a visitar a los jefes de sus tribus, a pedirles y ordenar su esperanza de que Pedro de Añasco sea entregado vivo.

Queda Añasco en poder de sus adversarios, es llevado ante Pigoanza, quien lo remite ante la Cacica Gaitana. La multitud estropea al cautivo, lo azota. Empieza la Cacica su venganza, sacándole los ojos, y, con su propia mano perfora la

mandíbula por debajo de la lengua y lo ata de ahí con una sogá, para llevarlo de cabresto por toda la comarca.

La cacica pregoná en todas partes las fechorías del criminal que lleva como una bestia. Finalmente, la indiada mutila sus miembros por partes. A los castellanos que quedaron heridos, les arrancaron los ojos y los izaron frente a las viviendas indias.

Son muchas las contingencias contra los españoles protagonizadas por los indios, precedidas por la Gaitana, que excitaba a sus guerreros en todos los ataques. Por mucho tiempo la Cacica está presente en todos los paisajes de la comarca y se constituye en la heroína de América India, la insignia del valor americano y parte valiosa de nuestra historia.

La población de Guacacayo sufre muchos embates indios, y pasados algunos años la vida es imposible aunque los españoles busquen la convivencia en una paz que los indios nunca creyeron.

No se sabe cuándo, ni como desapareció la Cacica Gaitana, pero sus hazañas son un permanente mensaje de Libertad, independencia y patriotismo para los pueblos de América<sup>7</sup>.

4.1.1.3 Características socioeconómicas. El Municipio de Timaná, como integrante de la Región Sur, tiene como centro polarizador al Municipio de Pitalito en sus aspectos de Comercio, Mercadeo de productos y prestación de servicios sociales en salud, recreación, con intercambios en vínculos laborales.

Timaná se encuentra ubicado sobre la red vial nacional, lo cual le permite un acceso directo a los diferentes municipios aledaños y distantes. La comunicación con el sur del Huila, principalmente con Pitalito, es de vital importancia, considerando a Pitalito como el eje del comercio de la zona sur, a este municipio vecino, el 90 % de la población de Timaná accede a los servicios de salud especializada.

De igual forma, la red vial nacional permite la comunicación, con el centro del país, especialmente con la ciudad de Santa fe de Bogotá, Florencia, Neiva, Cali, donde se comercializan algunos productos agrícolas que produce la región y viceversa.

---

<sup>7</sup> ALCALDIA MUNICIPAL DE TIMANÀ. Plan de Desarrollo Municipal: 2004 - 2007. p. 1-3.

Los habitantes de la Mesa de Elías, de la Inspección de Maito, del Paso de Maito, recurren a Timaná a comercializar sus productos y a suplir sus necesidades básicas de salud, recreación y educación.

También se establecen vínculos comerciales con la vereda San Pablo de Acevedo, Gallardo de Guadalupe, quienes comercializan sus productos en Timaná, principalmente el Café. De igual forma, los habitantes del municipio de Saladoblando, Oporapa y Elias, centralizan sus operaciones bancarias en Timaná<sup>8</sup>.

4.1.1.4 Características Meteorológicas. Según el catalogo de estaciones del departamento de IDEAM, Timaná cuenta con un área de 196 kilómetros cuadrados, con una altitud de 1.100 msmm, no se cuenta con una estación hidroeléctrica, 162 kilómetros cuadrados presentan clima medio y 34 kilómetros cuadrados clima frío.

El Municipio ha registrado como ecosistemas estratégicos la serranía de peñas blancas, la micro cuenca comenzó, aguas claras, Finlandia, el nacimiento del río Timaná y las micro cuencas santa clara, la Minchala, piragua, el tigre y buenos aires, todas con el objeto de proteger el recurso hídrico, en total Timaná presenta registros por 41 fuentes hídricas.

---

<sup>8</sup> ALCALDIA MUNICIPAL DE TIMANÁ. Plan de Desarrollo Municipal: 2004 - 2007. p 8.

Es una zona de lluviosidad media, con una temperatura promedio de unos 22°C, con una altura sobre el nivel del mar en promedio de unos 1300 mts, no presenta periodos detenidos de precipitación o sequías, generalmente el periodo de invierno esta comprendido entre los meses de Marzo a Junio, el resto del año es verano acompañado de lluvias aisladas<sup>9</sup>.

4.1.1.5 Geografía y Medio Ambiente. Población asentada en las estribaciones de la cordillera oriental, atravesada por la vía central que comunica la capital colombiana con el sur del país, ubicada en una posición estratégica inmejorable por sus paisajes, clima, fertilidad de sus tierras y calidad de su gente.

Su principal recurso hídrico es el río Timaná que recorre su territorio por 32 kilómetros, así mismo las quebradas Camenzo y Aguas Claras que surten el municipio de agua para el acueducto local; otras micro cuencas están conformadas por las quebradas Sicana o Minchala, Piragua o Maria Herrera, La Tigra, Toba, Cristales o las Vueltas, Jundiche, Las Bolsas, Colorada, Seca o Guinea, Cabuyos y Santa Bárbara.

No hay registros sobre el caudal de las corrientes hídricas pero es evidente la disminución de caudales; Timaná ha realizado una importante compra de reservas forestales buscando mitigar la tala indiscriminada de bosques y la deforestación en general. Normalmente no se cumplen los parámetros de ley sobre los límites en

---

<sup>9</sup> ALCALDIA MUNICIPAL DE TIMANÁ. Plan de Desarrollo Municipal: 2004 - 2007. p. 47.

las márgenes de las vertientes hídricas, se utiliza el terreno en una explotación irracional hasta el borde de las quebradas y ríos.

Las explotaciones agropecuarias inciden en un alto nivel en la contaminación ambiental de Timaná, se debe concientizar la población del enorme impacto negativo para la calidad de vida futura que genera la actividad económica inconsciente, se debe tener la “Responsabilidad intergeneracional”, es decir la responsabilidad con las próximas generaciones.

Los problemas generales para el medio ambiente tienen que ver con contaminación, deforestación, disminución del caudal, erosión, sedimentación, mal uso, desbordamientos y pérdidas de especies.

La contaminación se da por vertimiento de aguas negras, agroquímicos, residuos del beneficio del café, otros residuos sólidos, sedimentos y generalmente la falta educación.

El Municipio utiliza para la recreación el sitio denominado aguas calientes de la quebrada sicana; aposentos en la quebrada de tobo, vereda Mateo Rico y charco el sol en el río Timaná en la vereda San Calixto.

Se ha considerado, como especies de flora nativa en vía de extinción el amarillo, bilibi, cachingo, la guadua, el roble, el balsa aliso, arrayán, balsero, canelo, cedro

rosado, cedro negro, chaquito, comino, laurel , mondey y el yarumo entre otros. Así mismo figuran como reforestadas 100 hectáreas en la vereda el diviso, 20 hectáreas en la vereda buenos Aires y 10 hectáreas en la vereda san Antonio.

Como zonas desforestadas por la tala de bosques para la ampliación de la frontera agrícola figura la micro cuenca la piragua en una área de 20 hectáreas, la micro cuenca aguas claras en un área 15 hectáreas, la micro cuenca el tigre en un área de 18 hectáreas y la micro cuenca del río Timaná en un área de 30 hectáreas.

El planeta enfrenta el problema del calentamiento y Timaná no es la excepción; localmente se presenta la falta de reforestación, la extinción de especies de fauna y flora, el manejo de residuos sólidos y líquidos es un problema grave en el Municipio, los vertimientos de aguas residuales van a parar a las cuencas hidrográficas. No se cuenta con datos o registros estadísticos necesarios para hacer el seguimiento de los problemas.<sup>10</sup>

4.1.1.6 Descripción de la topografía y suelos. Esta población está ubicada sobre territorios montañosos, en los que se destaca como único accidente orográfico la serranía de la Ceja y en los que también en algunas zonas presentan extensas planicies, contemplando en casi todos sus tierras el piso térmico medio y regados

---

<sup>10</sup> ALCALDIA MUNICIPAL DE TIMANÁ. Plan de Desarrollo Municipal: 2004 - 2007. p. 25-26.

por las aguas del río Timaná, las de las quebradas el Rincón, las Camitas, Las Vueltas, Mansijo, Olicual y Tobo, y varias corrientes menores.

Respecto a los suelos, se considera que Timaná cuenta con áreas sobre utilizadas en ganadería y en agricultura. Los tipos de deterioro presentado corresponden a erosión, deslizamiento y desertización. Las causas de deterioro son la deforestación, la quema, el sobre pastoreo, la ampliación de la frontera agrícola, el uso de plaguicidas, el monocultivo y la escorrentía entre otros.

Se hace necesario que haya capacitación en uso de suelos, rotación de cultivos, barreras vivas, tecnificación pecuaria, así como incrementar la asistencia técnica y la reforestación.

En Timaná figura una cantera de calizas y arcillas con un área aproximada de 3.500 hectáreas. Hay que resaltar la compra de 1.156 hectáreas de bosques para la protección de las cuencas hidrográficas.

El uso del suelo en el casco urbano del municipio de Timaná se clasifica en 4 actividades básicas, las cuales se relacionan a continuación.

- Comercial
- Residencial
- Institucional

- Industrial

El uso principal es el residencial; seguido del uso comercial que sigue considerado predio a predio, encontramos que el mayor desarrollo está en el sector del centro y especialmente sobre la carrera 4ta y alrededor del parque; también se presenta el uso industrial pero a escala de micro empresas de tipo artesanal, el cual se desarrolla dentro de las áreas residenciales consolidadas.

#### 4.1.2 Fase 2 Diagnostico de la estructura

##### 4.1.2.1 Características físicas y operativas del sistema de acueducto.

El sistema de acueducto de la cabecera del Municipio de Timaná se surte de dos fuentes de agua a saber:

##### Quebrada de Aguas Claras.

Sobre la quebrada Aguas Claras se observó un sistema de captación el cual esta compuesto por una bocatoma y un desarenador. La bocatoma es del tipo de captación de fondo y de acuerdo a los diseños encontrados tiene una capacidad de captación de 17 l/s, El desarenador se encuentra en localizado a 50 metros de la bocatoma, tanto la tubería de aducción como la tubería de conducción son de 4" de diámetro en tubería A.C.

### La Quebrada de Camenzo.

Esta quebrada complementa el caudal necesario para el sistema de acueducto de la cabecera municipal. En ella se encontraron una bocatoma de fondo que capta un caudal de 27 l/s y un desarenador. La tubería de aducción y la tubería de conducción es de 6" en tubería A.C.

Los dos sistemas antes descritos, se encuentran en un punto de conexión en donde el diámetro de la conducción cambia a 6", para que de allí continúe hasta el casco urbano.

- Diagnóstico de las estructuras existentes:

### Quebrada Aguas Claras

Bocatoma; En la visita realizada se pudo observar el daño considerable en su estructura ya que con el tiempo viene sufriendo desgaste y fisuramiento acelerado debido a la falta de mantenimiento además de factores adversos como la erosión y derrumbes ocasionados por las lluvias como consecuencia de la deforestación de la cuenca, los cuales han traído como resultado volcamiento de los muros laterales.

La rejilla presenta un desgaste por corrosión y algunas de las varillas muestran espaciamentos muy grandes por la falta de mantenimiento en la captación que

permite la entrada de rocas muy grandes y pesadas que generan daños considerables en las varillas como torceduras y rompimiento. Ver figura 2.



Figura 2. Fotografía Bocatoma Quebrada Aguas Claras



Figura 3. Fotografía desarenador Bocatoma Aguas claras

Desarenador; En la visita y en el inventario realizado se pudo observar que el desarenador ha sufrido un daño considerable en la zona de entrada de su estructura debido al paso de material muy grueso a grandes velocidades lo cual

genera el mal funcionamiento de la estructura ya que no se están disipando la energía de velocidad y ocasiona una distribución desigual del fluido hacia la zona de sedimentación, manteniendo velocidades muy altas en toda la sección transversal, y como consecuencia de este problema no habrá un funcionamiento eficiente del sistema. Ver figura 3.

### La Quebrada de Camenzo

Bocatoma; Esta estructura presenta daños considerables por corrosión y erosión por falta de mantenimiento de esta, ocasionando fallas que impiden el correcto funcionamiento del sistema de captación. Ver figura 4.



Figura 4. Fotografía Bocatoma Quebrada Camenzo



Figura 5. Fotografía desarenador Bocatoma Camenzo

Desarenador; La estructura no presenta daños pero debido a las fallas ocasionadas en la bocatoma genera mal funcionamiento ya que se genera un exceso de material granular a tal punto que presenta rebose y taponamiento de la tubería de aducción y consecuentemente de conducción.

Línea de conducciones; Las dos líneas están tendidas en toda su longitud en terrenos ondulados, estables de fácil acceso. Arriba del cruce de la carretera de Camenzo con la entrada a la vereda Sabaneta se unen las dos líneas para desde este sitio hasta la planta de tratamiento, el agua es conducida por una tubería de 6" de diámetro en material A.C. y de una longitud de 3.000 metros transportando un caudal máximo de 45 l/s.

Debido al material de la tubería y al caudal transportado se generan presiones muy altas que ocasionan ruptura de la tubería continuamente.

Tanque de almacenamiento; El sistema de almacenamiento del acueducto de Timaná esta compuesto por un tanque rectangular de concreto armado y dividido en varias celdas para facilitar su limpieza, con una capacidad de 400m<sup>3</sup> el cual se encuentra en buen estado.



Figura 6. Fotografía tanque de almacenamiento

Red de distribución; La red presente en la cabecera municipal se encuentra en condiciones óptimas de funcionamiento ya que la misma fue optimizada en el año de 1999, (fuente: oficina de planeación municipal-los planos record).

El trazado de la red, se sustenta en estudios que tienen en cuenta los cambios en las características topográficas de la población actual y a futuro en donde se detallan el perímetro urbano, áreas de desarrollo futuro y localización de otros servicios públicos.

#### 4.1.2.2 Sistema de tratamiento:

La planta de tratamiento esta diseñada para tratar un caudal de 45 L.p.s. Esta planta esta diseñada para realizar los pasos elementales en el tratamiento de aguas para el consumo humano eliminando parcialmente turbiedad, color y microorganismos patógenos, realizando el siguiente proceso<sup>11</sup>:

- Mezcla rápida
- Mezcla lenta
- Sedimentación
- Filtración rápida
- Desinfección

#### 4.1.3 Fase 3 Estudio de la demanda

4.1.3.1 Recopilación de censos. Estos datos recopilados de los censos de la población beneficiada con el servicio de distribución de agua potable establecidos

---

<sup>11</sup>IALCALDIA MUNICIPAL DE TIMANÀ. Plan de Desarrollo Municipal: 2004 – 2007, p. 80

en la presente investigación, se analizaron los datos obtenidos por el Departamento Administrativo Nacional de Estadística (DANE).

Tabla 5. Censos realizados por el DANE

<b>AÑO</b>	<b>POBLACIÓN</b>
1938	2713
1951	2439
1964	2999
1973	3794
1985	5038
1993	5792

#### 4.1.3.2 Estimación de la población

Para la obtención de la tasa de crecimiento se utilizó el modelo geométrico basado en los datos obtenidos por los censos realizados por el DANE, según este método la tasa de crecimiento se define por la siguiente ecuación:

$$r = \left[ \frac{P_{uc}}{P_{ci}} \right]^{\left[ \frac{1}{T_{uc} - T_{ci}} \right]} - 1 \quad (1)$$

donde:       $r$       =      Tasa de crecimiento anual  
                   $P_{uc}$     =      Población del último censo (5792 hab)  
                   $P_{ci}$     =      Población del censo inicial (5038hab)

$T_{uc}$  = Año del último censo (1993)

$T_{ci}$  = Año del censo inicial (1985)

Por lo tanto el dato de la tasa de crecimiento anual para la población de la cabecera del Municipio de Timaná, se obtuvo reemplazando en la ecuación (1):

$$r_{93-85} = \left[ \frac{P_{93}}{P_{85}} \right]^{\left[ \frac{1}{T_{93} - T_{85}} \right]} - 1$$

$$r_{93-85} = \left[ \frac{5792}{5038} \right]^{\left[ \frac{1}{1993 - 1985} \right]} - 1$$

$$r_{93-85} = 0.0176 \approx 1.76\% \text{ anual}$$

Para obtener la población en el año 2006 se usó el Método de Crecimiento geométrico, según este método la tasa de crecimiento se define por la siguiente ecuación:

$$P_f = P_{uc} (1 + r)^{T_f - T_{uc}} \quad (2)$$

donde:  $r$  = Tasa de crecimiento anual (0.0176)

$P_{uc}$  = Población del último censo (5792 hab)

$P_f$  = Población proyectada

$T_{uc}$  = Año del último censo (1993)

$T_f$  = Año de la proyección (2006)

Por lo tanto el valor de la proyección de la población para el año 2006, reemplazando en la ecuación (2) fue:

$$P_{2006} = P_{1993} \times (1 + 0,0176)^{T_{06} - T_{93}}$$

$$P_{2006} = 5792 \times (1 + 0,0176)^{2006 - 1993}$$

$$P_{2006} = 7267 \text{ hab}$$

Se proyecta la población al año 2026 utilizando la ecuación (2) descrita anteriormente:

- donde:
- r = Tasa de crecimiento anual (0.0176)
  - $P_{uc}$  = Población del último censo (7267 hab)
  - $P_f$  = Población proyectada
  - $T_{uc}$  = Año del último censo (2006)
  - $T_f$  = Año de la proyección (2026)

Por lo tanto la población proyectada para el año 2026 es:

$$P_{2026} = P_{2006} \times (1 + 0,0176)^{T_{26} - T_{06}}$$

$$P_{2026} = 7267 \times (1 + 0,0176)^{2026 - 2006}$$

$$P_{2026} = 10301 \text{ hab}$$

4.1.3.3 Periodo de diseño. Para el presente proyecto se obtuvo una población para el 2006 en la cabecera municipal de 7267 habitantes lo cual indica que el nivel de complejidad es medio respecto con los parámetros de la tabla 6.

Tabla 6. Asignación del nivel de complejidad (RAS 2000)

<b>NIVEL DE COMPLEJIDAD</b>	<b>POBLACIÓN EN LA ZONA (HABITANTES)</b>	<b>CAPACIDAD ECONOMICA DE LOS USUARIOS</b>
BAJO	< 2500	BAJA
MEDIO	2501 a 12500	BAJA
MEDIO ALTO	12501 a 60000	MEDIA
ALTO	> 60000	ALTA

De acuerdo al nivel de complejidad obtenido se procede a determinar el periodo de diseño del sistema que para el proyecto es de 20 años según la tabla 7.

Tabla 7. Periodos máximos de diseño (RAS 2000)

<b>NIVEL DE COMPLEJIDAD DEL SISTEMA</b>	<b>PERIODO DE DISEÑO</b>
Bajo	15 AÑOS
Medio	20 AÑOS
Medio Alto	25 AÑOS
Alto	30 AÑOS

4.1.3.4 Obtención del consumo neto. La dotación neta corresponde a la cantidad mínima de agua requerida para satisfacer las necesidades básicas de un habitante sin considerar las pérdidas que ocurran en el sistema de acueducto.

La dotación neta según la tabla 8, el valor del consumo o dotación neta mínima para el nivel de complejidad medio es de 120 Lt/hab\*día y el valor máximo es 175 Lt/hab\*día.

Tabla 8. Rangos de valores de consumo residencial (RAS 2000)

<b>NIVEL DE COMPLEJIDAD DEL SISTEMA</b>	<b>DOTACIÓN NETA MÍNIMA (L / Hab – Día)</b>	<b>DOTACIÓN NETA MÁXIMA (L / Hab-Día)</b>
Bajo	100	150
Medio	120	175
Medio Alto	130	–
Alto	150	–

Corrección por temperatura, la temperatura ambiente es uno de los principales factores que afectan el consumo en una comunidad. El consumo neto puede incrementarse así:

Tabla 9. Variación a la dotación neta según el clima y el Nivel de Complejidad del Sistema (RAS 2000)

<b>Nivel de complejidad del sistema</b>	<b>Clima cálido (Mas de 28°C)</b>	<b>Clima templado (Entre 20°C y 28°C)</b>	<b>Clima frío (Menos de 20°C)</b>
Bajo	+ 15 %	+ 10%	No se admite Corrección por clima
Medio	+ 15 %	+ 10 %	
Medio alto	+ 20 %	+ 15 %	
Alto	+ 20 %	+ 15 %	

Para el municipio de Timaná (Huila) la corrección del consumo neto máximo debido a la temperatura es del 15% de acuerdo con la tabla 9, ya que la temperatura oscila entre los 28°C y 20°C; por consiguiente el consumo neto máximo será de 201.25 L/Hab.-día.

4.1.3.5 Pérdidas de agua. Con base al nivel de complejidad medio, las pérdidas técnicas de agua del sistema son del 30% como se establece en la tabla 10.

Tabla 10. Porcentajes máximos admisibles de pérdidas técnicas

Nivel de complejidad del sistema	Porcentajes máximos admisibles de pérdidas técnicas para el cálculo de la dotación bruta
Bajo	40 %
Medio	30 %
Medio alto	25 %
Alto	20 %

4.1.3.6 Consumo total. El consumo total de la población se determina a partir de la siguiente expresión:

$$\text{Consumototal(l/hab d)} = \frac{\text{Consumoneto}}{1 - \%P} \quad (3)$$

donde:            % P            =    Porcentaje de perdidas técnicas (30%)

Consumo neto    =    Consumo neto (201.259)

Por lo tanto:

$$\text{Consumototal(l/hab d)} = 287.50\text{L/hab} * \text{día}$$

4.1.3.7 Caudal de diseño.

- Caudal medio diario (Qmd), Es el caudal promedio obtenido de un año de registros y es la base para la estimación del caudal máximo diario y del máximo

horario. Este caudal expresado en litros por segundo, se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$Q_{md} = \frac{\text{Consumo total (L/hab \cdot d)} \times \text{Población (hab)}}{86.400} \quad (4)$$

donde: Población = Población proyectada al 2026 (10301 hab)

Consumo total = consumo total (287.50 L/hab\*día)

Remplazando en la ecuación (4) obtenemos:

$$Q_{md} = \frac{287.50 \text{ (L/hab} \cdot \text{d)} * 10301 \text{ (hab)}}{86.400}$$

$$Q_{md} = 34.38 \text{ L/hab} \cdot \text{día}$$

- Coeficientes de mayoración

El coeficiente de máximo consumo diario  $k_1$ , para el nivel de complejidad medio es 1.3 según la tabla 11.

Tabla 11. Coeficiente de consumo máximo diario,  $k_1$ , según el Nivel de Complejidad del Sistema (RAS 2000)

Nivel de complejidad del sistema	Coeficiente de consumo máximo diario - $k_1$
Bajo	1.30
Medio	1.30
Medio alto	1.20
Alto	1.20

El coeficiente de máximo consumo horario  $k_2$ , en una red secundaria y con un nivel de complejidad medio, es 1.5 de acuerdo a la tabla 12.

Tabla 12. Coeficiente de mayoración del caudal máximo horario en relación con el máximo diario para redes de distribución (RAS 2000)

POBLACIÓN	Red menor (menor de 4")	Red secundaria (entre 4" y 12")	Red matriz (mayor de 12")
< 2.500 hab	1,6	-	-
2.500 – 12.500 hab	1,6	1,5	-
12.500 – 60.000 hab	1,5	1,45	1,4
> 60.000 hab	1,5	1,45	1,4

- Caudal máximo diario, Es la demanda máxima que se presenta en un día del año. Es decir representa el día de mayor consumo en el año y se calcula según la siguiente expresión:

$$Q_{MD} = k_1 \times Q_{md} \quad (5)$$

donde:  $k_1$  = Coeficiente de máximo consumo diario es (1.3)

$Q_{md}$  = Caudal medio diario (34.28 L/hab\*día)

Remplazando en la ecuación (5) obtenemos:

$$Q_{MD} = 1.3 \times 34.28 \text{ L / hab * día}$$

$$Q_{MD} = 44.56 \text{ L / hab * día}$$

- Caudal máximo horario, Corresponde a la demanda máxima que se presenta en una hora durante un año completo, y en general se determina como:

$$Q_{MH} = k_2 \times Q_{MD} \quad (6)$$

donde:  $k_2$  = El coeficiente de máximo consumo horario es (1.5)

$Q_{md}$  = Caudal máximo horario (44.56)

Remplazamos en la ecuación (6):

$$Q_{MH} = 1.5 \times 44.56 \text{ L / hab - día}$$

$$Q_{MH} = 66.84 \text{ L / hab * día}$$

4.1.3.8 Obtención de la proyección de la demanda. La obtención de la demanda a los 20 años de diseño, se observa en la siguiente tabla 13.

Tabla 13. Proyección de la demanda

N°	AÑO	r(%)	POBLACION	DOTACION	PERDIDAS	DOTACION	Qmd (L/S)	QMD (L/S)	QMH (L/S)
				NETA (L/HAB)		BRUTA (L/HAB)			
0	2006	1,76	7267	197,25	39	323,36	27,20	35,35	53,03
1	2007	1,76	7394	197,45	38	318,47	27,26	35,43	53,15
2	2008	1,76	7525	197,65	38	318,79	27,76	36,09	54,14
3	2009	1,76	7657	197,85	37	314,05	27,83	36,18	54,27
4	2010	1,76	7792	198,05	36	309,45	27,91	36,28	54,42
5	2011	1,76	7929	198,25	36	309,77	28,43	36,96	55,43
6	2012	1,76	8069	198,45	35	305,31	28,51	37,06	55,60
7	2013	1,76	8211	198,65	35	305,62	29,04	37,76	56,63
8	2014	1,76	8355	198,85	34	301,29	29,14	37,88	56,81
9	2015	1,76	8502	199,05	34	301,59	29,68	38,58	57,87
10	2016	1,76	8652	199,25	34	301,89	30,23	39,30	58,95
11	2017	1,76	8804	199,45	33	297,69	30,33	39,43	59,15
12	2018	1,76	8959	199,65	33	297,99	30,90	40,17	60,25
13	2019	1,76	9117	199,85	32	293,90	31,01	40,31	60,47
14	2020	1,76	9277	200,05	32	294,19	31,59	41,06	61,60

15	2021	1,76	9440	200,25	32	294,49	32,18	41,83	62,74
16	2022	1,76	9606	200,45	31	290,51	32,30	41,99	62,99
17	2023	1,76	9776	200,65	31	290,80	32,90	42,77	64,16
18	2024	1,76	9948	200,85	30	286,93	33,04	42,95	64,42
19	2025	1,76	10123	201,05	30	287,21	33,65	43,75	65,62
20	2026	1,76	10301	201,25	30	287,50	34,28	44,56	66,84

#### 4.1.4 Fase 4 Diseño de ingeniería.

4.1.4.1 Diseños de las estructuras de captación y conducción. Los diseños de Ingeniería del presente trabajo de investigación incluyen el diseño de: Obras de captación y conducción. Parámetros tenidos en cuenta para la elaboración de los diseños.

##### Bocatoma:

- El diseño de la bocatoma para la captación del acueducto es de fondo por su economía y facilidad, ya que este es el tipo de captación es mas usado para ríos pequeños o quebradas en donde la profundidad del cauce no es muy grande, además su diseño se puede adaptar a la forma de la sección transversal de la quebrada.

- Las fuentes de abastecimiento del acueducto son las Quebradas Camenzo y Aguas Claras, de las cual se conocen datos de aforo de caudal obtenidos por los integrantes del proyecto, y estas fuentes permite la captación de agua natural superficial permanentemente.

#### Aducción bocatoma – desarenador:

- El material de la tubería de la aducción es PVC presión y los tubos y aditamentos van a estar unidos entre sí según las indicaciones.
- El agua se va a dirigir por la línea de aducción por gravedad y su diseño se va a realizar por presión.

#### Desarenador:

- El desarenador esta diseñado para que pueda realizar cada una de los procesos eficientemente en cada una de sus cuatro zonas teniendo en cuenta las variaciones del clima.
- Las pendientes establecidas en el diseño del desarenador permitirán la facilidad de limpieza para el transporte de sedimentos hasta la zona de salida.

#### Conducción desarenador – tanque de almacenamiento:

- El material de la tubería de la conducción es PVC presión impulsadas por gravedad y los tubos y aditamentos van a estar unidos entre sí según indicaciones.

- La tubería de la conducción se va a localizar teniendo en cuenta el cambio mínimo de cotas de nivel para el correcto funcionamiento hidráulico sin poner en riesgo la conservación del material de la tubería; además se realizó un alineamiento con menor longitud por razones topográficas y económicas. para evitar las grandes presiones y movimientos de tierra.
- La tubería se colocará a una profundidad entre 0.8 y 1.0 m, por debajo de la piezométrica para evitar grandes presiones y movimientos de tierra.

## **DISEÑOS DE INGENIERIA**

Realización de los diseños de las estructuras de captación y conducción para el acueducto.

- Diseño de la bocatoma de fondo. Para realizar el diseño de las bocatoma de fondo se tomaron los siguientes datos de entrada:
- Periodo de diseño: El nivel de complejidad es medio según el RAS 2000 y el periodo correspondiente para este nivel es de 20 años.
- Población de diseño: De acuerdo con la proyección de la población realizada anteriormente, se tiene que la población para el año 2026 es de 10301 habitantes.

- Caudal de diseño: Los caudales utilizados para los diseños de las estructuras fueron los obtenidos a partir del aforo realizado a cada una de las fuentes de abastecimiento los cuales se optimizo al 20%.

### **DISEÑO BOCATOMA QUEBRADA AGUAS CLARAS**

- Caudal de diseño: El caudal de la quebrada Aguas Claras optimizado es de 20 L.p.s.
- Aforo de la quebrada: El caudal de la quebrada Aguas Claras, en tiempo seco es de 0.15 m<sup>3</sup>/seg, el caudal medio es de 0.45 m<sup>3</sup>/seg y el caudal máximo es de 2.0 m<sup>3</sup>/seg.
- Ancho de la quebrada: en el lugar de captación el ancho de la quebrada es de 4.0 m.

### **DISEÑO DE LA PRESA**

Se tomó un ancho de la presa inicial de 3.15 m.

La altura de la lámina de agua en las condiciones de diseño se obtuvo con la siguiente ecuación:

$$Q = 1.84 L H^{1.5} \quad (7)$$

donde:

Q	=	Caudal de diseño (0.020 m <sup>3</sup> /seg)
L	=	Longitud del vertedero (3.15m)
H	=	Carga sobre la cresta del vertedero

Despejando en ecuación (7) la carga sobre la cresta del vertedero:

$$H = \left( \frac{Q}{1.84 L} \right)^{\frac{2}{3}}$$

Reemplazando por los valores conocidos:

$$H = \left( \frac{0.020}{(1.84)(3.15)} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$H = 0.023 \text{ m}$$

Se realizó la corrección por las dos contracciones laterales:

$$L' = L - 0.1 n H \quad (8)$$

donde:  $n$  = Número de contracciones laterales (2)

$L'$  = Longitud del vertimiento corregida

$L$  = Longitud del vertimiento (3.15 m)

reemplazando:

$$L' = 3.15 - (0.2) (0.023)$$

$$L' = 3.14 \text{ m}$$

La velocidad de la quebrada sobre la presa correspondiente se obtuvo según la siguiente ecuación:

$$V = \frac{Q}{L'H} \quad (9)$$

donde:  $V$  = Velocidad de la quebrada sobre la presa

$Q$  = Caudal de diseño (0.020m<sup>3</sup>/seg)

$L'$  = Longitud del vertimiento (3.14 m)

H = Carga sobre la cresta del vertedero (0.023 m)

reemplazando:

$$V = \frac{0.020}{(3.14)(0.023)}$$

$$V = 0.277 \text{ m/seg}$$

$$0.3 \text{ m/seg} < 0.277 \text{ m/seg} < 3.0 \text{ m/seg} \rightarrow \text{OK}$$

- **Diseño de la rejilla y canal de aducción:**

El ancho del canal de aducción se calculó con la ecuación de alcance de chorro:

$$X_s = 0.36 V_r^{\frac{2}{3}} + 0.60 H^{\frac{4}{7}} \quad (10)$$

donde:

$X_s$  = Alcance filo superior

$V_r$  = Velocidad de la quebrada (0.277 m/seg)

H = Profundidad de la lámina de agua sobre la presa (0.023 m)

reemplazando:

$$X_s = (0.36)(0.277)^{\frac{2}{3}} + (0.60)(0.023)^{\frac{4}{7}}$$

$$X_s = 0.223 \text{ m}$$

$$X_i = 0.18 V_r^{\frac{4}{7}} + 0.74 H^{\frac{3}{4}} \quad (11)$$

donde:

$X_i$  = Alcance filo inferior

$V_r$  = Velocidad de la quebrada (0.277 m/seg)

H = Profundidad de la lámina de agua sobre la presa (0.023 m)

reemplazando: 
$$X_i = (0.18)(0.277)^{\frac{4}{7}} + (0.74)(0.023)^{\frac{3}{4}}$$

$$X_i = 0.130 \text{ m}$$

$$B = X_s + 0.10 \quad (12)$$

donde:  $B$  = Ancho del canal de aducción

$X_s$  = Alcance filo superior (0.223 m)

reemplazando:  $B = 0.223 + 0.10$

$$B = 0.323 \text{ m}$$

Entonces por aproximación se adopto el ancho de la rejilla y del canal de aducción de 0.35 m.

- **Longitud de la rejilla y número de orificios:**

Se tomaron barras de  $\frac{3}{4}$ " , con separación de 5 cm entre estas y la velocidad entre estas se supuso igual a 0.2 m/seg; con estos datos se realizaron los siguientes cálculos:

$$A_n = \frac{Q}{0.9 V_b} \quad (13)$$

donde:  $A_n$  = Área neta de la rejilla

$V_b =$  Velocidad entre barrotes (0.2 m/seg)

$Q =$  Caudal de diseño (0.020 m<sup>3</sup>/seg)

reemplazando:

$$A_n = \frac{0.020}{(0.9)(0.2)}$$

$$A_n = 0.111 \text{ m}^2$$

$$A_n = \frac{a}{a+b} B L_r \quad (14)$$

donde:  $a =$  Separación entre barrotes (0.05 m)

$L_r =$  Longitud de la rejilla

$b =$  Diámetro de cada barrote (0.0191m)

$A_n =$  Área neta de la rejilla (0.111m<sup>2</sup>)

$B =$  Ancho del canal de aducción (0.35 m)

Despejando en la ecuación (14) se obtiene la longitud de la rejilla:

$$L_r = \frac{(0.111)(0.05 + 0.0191)}{(0.05)(0.35)}$$

$$L_r = 0.438 \text{ m}$$

Se tomó la longitud como 0.45 m, recalculando:

$$A_n = \frac{0.05}{(0.9)(0.0191)} \times 0.35 \times 0.45$$

$$A_n = 0.46 \text{ m}^2$$

El número de orificios fue:

$$N = \frac{A_n}{a \times B}$$

$$N = \frac{0.46}{(0.05)(0.35)}$$

$$N = 26 \text{ orificios}$$

Se adoptaron 26 orificios, separados entre sí 5 cm. entonces se recalculan los datos para obtener las dimensiones de la rejilla:

$$A_n = (0.05)(0.35)(26) = 0.46 \text{ m}^2$$

$$V_b = \frac{0.020}{(0.9)(0.46)} = 0.048 \text{ m/s}$$

$$L_r = \frac{(0.46)(0.05 + 0.0191)}{(0.05)(0.35)} = 1.82 \text{ m}$$

Entonces se adoptó el valor de 1.82 m de largo para la rejilla.

Los niveles de agua en el canal de aducción son:

- **Aguas abajo:**

$$h_e = h_c = \left( \frac{Q^2}{gB^2} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (15)$$

donde:  $h_e$  = Profundidad aguas abajo  
 $h_c$  = Profundidad crítica  
 $g$  = Aceleración de la gravedad (9.81 m/seg<sup>2</sup>)  
 $Q$  = Caudal de diseño (0.020 m<sup>3</sup>/seg)  
 $B$  = Ancho del canal de aducción (0.35 m)

reemplazando: 
$$h_c = \left( \frac{(0.020)^2}{(9.81)(0.35)^2} \right)^{\frac{1}{3}}$$

$h_c = 0.036 \text{ m}$

- **Aguas arriba:**

La longitud de la rejilla se va asumir de 1.82 m

$$L_{\text{canal}} = L_{\text{rejilla}} + \text{espesor del muro} \quad (16)$$

$$L_{\text{canal}} = 1.82 + 0.30$$

$$L_{\text{canal}} = 2.12 \text{ m}$$

Se adoptó una pendiente de 4%:

$$h_o = \left[ 2h_e^2 + \left( h_e - \frac{iL_c}{3} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - \frac{2}{3} iL_c \quad (17)$$

donde:  $h_o$  = Profundidad aguas arriba  
 $i$  = Pendiente del fondo del canal (4%)  
 $L_c$  = Longitud del canal (2.12 m)  
 $h_e$  = Profundidad aguas abajo (0.036 m)

reemplazando:

$$h_o = (2)(0.036)^2 + 0.036 - \frac{(0.04)(1.82)}{3} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{2}{3}(0.04)(1.82)$$

$$h_o = 0.024 \text{ m}$$

- **La altura total de los muros de aducción es:**

$$H_o = h_o + BL \quad (18)$$

donde:  $h_o$  = Profundidad aguas arriba (0.024 m)

$BL$  = Profundidad del canal de aducción (0.15 m)

$H_o$  = Profundidad aguas arriba del canal de aducción más lámina de agua

reemplazando:  $H_o = 0.024 + 0.15$

$$H_o = 0.174 \text{ m}$$

$$H_e = H_o + i L_c \quad (19)$$

donde:

$H_o$  = Profundidad aguas arriba del canal de aducción más lámina de agua (0.23 m)

$H_e$  = Profundidad aguas abajo del canal de aducción más lámina de agua

$i$  = Pendiente del fondo del canal (4%)

$L_c$  = Longitud del canal (1.30 m)

reemplazando:  $H_e = 0.174 + (0.04)(1.82)$

$$H_e = 0.247 \text{ m}$$

La velocidad del agua al final del canal fue según la ecuación (20):

$$V_e = \frac{Q}{B h_e} \quad (20)$$

donde:

$V_e$  = Velocidad del canal al final del canal

$B$  = Ancho de la rejilla (0.35 m)

$h_e$  = Profundidad aguas abajo (0.036m)

$Q$  = Caudal de diseño (0.020 m<sup>3</sup>/seg)

reemplazando:

$$V_e = \frac{0.020}{(0.35)(0.036)}$$

$$V_e = 1.59 \text{ m/seg}$$

$$0.3 \text{ m/seg} < 1.59 \text{ m/seg} < 3.0 \text{ m/seg} \rightarrow \text{OK}$$

- **Diseño de la cámara de recolección:**

$$X_s = 0.36 V_e^{\frac{2}{3}} + 0.60 h_e^{\frac{4}{7}} \quad (21)$$

donde:

$X_s$  = Alcance filo superior

$V_e$  = Velocidad del canal al final del canal (1.59 m/seg)

$h_e$  = Profundidad aguas abajo (0.036m)

reemplazando:

$$X_s = (0.36)(1.59)^{\frac{2}{3}} + (0.60)(0.036)^{\frac{4}{7}}$$

$$X_s = 0.58 \text{ m}$$

$$X_i = 0.18 V_e^{\frac{4}{7}} + 0.74 h_e^{\frac{3}{4}} \quad (22)$$

donde:  $X_i$  = Alcance filo inferior

$V_e$  = Velocidad del canal al final del canal (1.59 m/seg)

$h_e$  = Profundidad aguas abajo (0.036 m)

reemplazando: 
$$X_i = (0.18)(1.59)^{\frac{4}{7}} + (0.74)(0.036)^{\frac{3}{4}}$$

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

$$B_{\text{cámara}} = X_s + 0.30 \quad (23)$$

donde:  $X_s$  = Alcance filo superior (0.58 m)

$B_{\text{cámara}}$  = Ancho de la cámara

reemplazando: 
$$B_{\text{cámara}} = 0.58 + 0.30$$

$$B_{\text{cámara}} = 0.88 \text{ m}$$

La cámara tendrá las siguientes dimensiones 1.20 m x 1.20 m libres, con un acceso de 1.0 m x 1.0 m. El fondo de la cámara estará a 55 cm por debajo de la cota de canal de aducción a la entrega.

- **Cálculo de la altura de los muros de contención:**

Como el caudal máximo de la quebrada Aguas Claras es 2.0 m<sup>3</sup>/seg, entonces la altura de la lámina de agua en la garganta de la bocatoma se obtuvo con la siguiente ecuación:

$$H = \left( \frac{Q}{1.84 L} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (24)$$

donde:            Q    =    Caudal máximo de la quebrada (2.0 m<sup>3</sup>/seg)  
                      L    =    Longitud del vertedero (3.15 m)  
                      H    =    Carga sobre la cresta del vertedero

reemplazando:

$$H = \left( \frac{2.0}{(1.84)(3.15)} \right)^{\frac{2}{3}}$$
$$H = 0.492 \text{ m}$$

- **Cálculo del caudal de excesos:**

Como el caudal medio de la quebrada Aguas Claras es 0.45 m<sup>3</sup>/seg, entonces la altura de la lámina de agua en la garganta y el caudal de excesos se obtuvo con la ecuación (23).

$$H = \left( \frac{0.045}{(1.84)(3.15)} \right)^{\frac{2}{3}}$$
$$H = 0.039 \text{ m}$$

La capacidad máxima de de captación de la rejilla se puede aproximar al caudal a través de un orificio, para lo que se uso la ecuación (24):

$$Q_{\text{captado}} = C_d A_{\text{neta}} \sqrt{2gH} \quad (25)$$

donde:

$Q_{\text{captado}}$	=	Caudal a través de la rejilla
$C_d$	=	Coefficiente de descarga (0.3)
$A_{\text{neta}}$	=	Área neta de la rejilla (0.46 m <sup>2</sup> )
$H$	=	Altura de la lámina de agua sobre la rejilla (0.039 m)

reemplazando:

$$Q_{\text{captado}} = (0.3)(0.46) \sqrt{(2)(9.81)(0.039)}$$

$$Q_{\text{captado}} = 0.121 \text{ m}^3/\text{seg}$$

El caudal de excesos se obtuvo por la diferencia entre el caudal captado a través de la rejilla y el caudal de diseño, por medio de la ecuación (26):

$$Q_{\text{excesos}} = Q_{\text{captado}} - Q_{\text{diseñado}} \quad (26)$$

$$Q_{\text{excesos}} = 0.121 - 0.020$$

$$Q_{\text{excesos}} = 0.101 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Las condiciones en el vertedero de excesos se obtuvieron según la ecuación (25) para la altura y la ecuación (26) para la velocidad:

$$H_{exc} = \left( \frac{Q}{1.84 B_{cámara}} \right)^{\frac{2}{3}}$$

donde:  $H_{exc}$  = Altura del vertedero de excesos  
 $Q$  = Caudal de excesos (0.101 m<sup>3</sup>/seg)  
 $B_{cámara}$  = Ancho de la cámara (1.0 m)

reemplazando:

$$H_{exc} = \left( \frac{0.101}{(1.84)(1.0)} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$H_{exc} = 0.144 \text{ m}$$

$$V_{exc} = \frac{Q_{exc}}{H_{exc} B_{cámara}} \quad (27)$$

donde:  $V_{exc}$  = Velocidad de excesos  
 $H_{exc}$  = Altura del vertedero de excesos (0.144 m)  
 $Q$  = Caudal de excesos (0.101 m<sup>3</sup>/seg)  
 $B_{cámara}$  = Ancho de la cámara (1.0 m)

reemplazando:

$$V_{exc} = \frac{0.101}{(0.144)(1.0)}$$

$$V_{exc} = 0.701 \text{ m/seg}$$

El  $x_s$  se obtuvo a partir de la ecuación (20):

$$X_s = (0.36)(0.701)^{\frac{2}{3}} + (0.60)(0.101)^{\frac{4}{7}}$$

$$X_s = 0.446\text{m}$$

• **Cálculo de cotas:**

Fondo de la quebrada en la captación = 1455.24

Lámina sobre la presa:

Diseño: = 1455.24+0.023 = 1455.26

Máxima: = 1455.24+ 0.492 = 1455.73

Promedio: = 1455.24+ 0.399 = 1455.28

Corona de los muros de contención: = 1455.24+ 0.492 = 1455.73

Canal de aducción:

Fondo aguas arriba: = 1455.24- 0.174 = 1455.06

Fondo aguas abajo: = 1455.24- 0.247 = 1454.99

Lámina aguas arriba: = 1455.06+ 0.024 = 1455.08

Lámina aguas abajo: = 1454.99+ 0.036 = 1455.03

Cámara de recolección

Lámina de agua: = 1454.99 – 0.15 = 1454.84

Cresta del vertedero de excesos: = 1454.84 – 0.144 =1454.70

Fondo: = 1454.70 – 0.35 = 1454.35

## DISEÑO DE LA LÍNEA DE ADUCCIÓN BOCATOMA - DESARENADOR:

Para realizar el diseño de la línea de aducción entre la bocatoma y el desarenador se tomaron los siguientes datos de entrada:

- Caudal de diseño: 20 Lt/seg.
- Periodo de diseño: 20 años.
- Cota de la lámina de agua a la salida de la bocatoma: 1454.35
- Cota de descarga en el desarenador: 1450.71
- Cota para cálculo de las pérdidas en el punto de descarga:  $1450.71 + 5.00 = 1455.71$
- Coeficiente de rugosidad de Manning: 0.009
- Longitud de la conducción: 50 m

Pendiente de la tubería y el diámetro de correspondiente (ecuación 28)

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

$$S = \frac{(1454.35 - 1450.71)}{50} \times 100$$

$$S = 7\%$$

$$D = 1,548 \left( \frac{nQ}{(S^{0.5})} \right)^{\frac{3}{8}}$$

donde: D = Diámetro  
n = Rugosidad (0.009)  
Q = Caudal de diseño (0.020 m<sup>3</sup>/seg)

S = Pendiente de la línea de aducción (0.07%)

$$D = 1,548 \frac{(0.009 * 0.020)^{\frac{3}{8}}}{(0.07)^{0.5}}$$

$$D = 0.102 \text{ m} \approx 3.96''$$

Tomando el diámetro comercial,  $D = 4'' \approx 0.102 \text{ m}$ , se aplica la (ecuación 28) para establecer las condiciones de flujo a tubo lleno:

$$Q_0 = 0.312 \left( \frac{D^{8/3} S^{1/2}}{n} \right)$$

$$Q_0 = 0.312 \left( \frac{(0.102)^{8/3} (0.07)^{1/2}}{0.009} \right)$$

$$Q_0 = 0.021 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Cálculo de velocidad a tubo lleno:

$$V_0 = \frac{Q_0}{A_0} \text{ (Ecuación 29)}$$

donde:  $Q_0$  = Caudal a tubo lleno (0.056 m<sup>3</sup>/seg)

$V_0$  = Velocidad a tubo lleno

$A_0$  = Área del tubo (0.102 m<sup>2</sup>)

$$V_0 = \frac{0.021 \times 4}{\Pi \times (0.102)^2}$$

$$V_0 = 2.57 \text{ m/seg}$$

Cálculo de radio hidráulico a tubo lleno:

$$R_0 = \frac{A_0}{P_0} \text{ (Ecuación 29)}$$

$$R_0 = \frac{\pi \times D^2}{4 \times \pi D} = \frac{D}{4} = \frac{0.102}{4} = 0.03 \text{ m}$$

$$\frac{Q}{Q_0} = \frac{0.020}{0.021} = 0.95$$

Con el valor de  $Q/Q_0$ , se entra a la tabla 8.2 y se obtiene:

$$\frac{V_r}{V_0} = 1.03$$

$$\frac{d}{D} = 0.868$$

$$\frac{R}{R_0} = 1.20$$

$$V_r = 1.03 * V_0 \longrightarrow V_r = 1.03 * 2.57 = 2.65 \text{ m/s}$$

$$d = 0.87 * D \longrightarrow d = 0.87 * 0.102 = 0.09 \text{ m}$$

$$R = 1.20 * R_0 \longrightarrow R = 1.20 * 0.03 = 0.036 \text{ m}$$

$$\tau = \gamma \times R \times S$$

$$\tau = 9.810 * 0.036 * 0.07$$

$$\tau = 24.72 \text{ N/m}^2$$

El caudal de excesos máximo previsto será de:

$$Q_{\text{exceso}} = Q_{\text{lleno}} - Q_{\text{diseño}}$$

$$Q_{\text{exceso}} = 0.021 - 0.020$$

$$Q_{\text{exceso}} = 0.001 \text{ m}^3 / \text{s}$$

Este será el caudal que habrá que considerar en el diseño de la estructura de excesos del desarenador.

Cotas definitivas y condiciones hidráulicas serán:

- Cota de batea a la salida de bocatoma = 1454.35
- Cota clave a la salida de bocatoma = 1454.45
- Cota de batea a la llegada al desarenador = 1450.71
- Cota clave a la llegada al desarenador = 1450.81
- Cota de la lamina de agua a la llegada al desarenador = 1450.08

### **DISEÑO DESARENADOR AGUAS CLARAS**

Diseño del desarenador: para realizar el diseño del desarenador, se tomaron los siguientes datos de entrada:

Condiciones de la tubería de entrada

$$Q = 0.020 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_o = 0.021 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V = 2.65 \text{ m/s}$$

$$V_o = 2.57 \text{ m/s}$$

$$D = 4'' (0.102 \text{ m})$$

$$d = 0.09 \text{ m}$$

Condiciones de diseño del desarenador:

Periodo de diseño = 20 años

Numero de módulos = 1

Caudal medio diario (año 2026) = 19 Lt/sg

Caudal máximo diario (año 2026) = 20 L/s

Caudal medio diario (año 2006) = 15.86

Caudal de diseño = 19 Lt/sg

Remoción de partículas de diámetro:  $d = 0.05$  mm

Porcentaje de remoción = 80%

Temperatura = 23 °C

Viscosidad cinemática = 0.009815 cm<sup>2</sup>/s

Grado del desarenador:  $n = 1$  (sin deflector).

Relación longitud : ancho = 3 : 1

Cota de la lamina en la tubería a la entrada del desarenador = 1451.08

Cota de la batea en la tubería en la entrada del desarenador = 1450.71

• **Cálculo de los parámetros de sedimentación:**

Se obtuvo la velocidad de sedimentación de la partícula, teniendo en cuenta que el diámetro mínimo para la realización de los cálculos fue  $d_s = 0.05$ m, estos datos se obtuvieron con la siguiente ecuación:

$$V_s = \frac{g}{18} \frac{(\rho_s - \rho)}{\mu} d^2 \quad (30)$$

donde:  $V_s$  = Velocidad de sedimentación de la partícula

$g$  = Gravedad (981 cm/seg<sup>2</sup>)

$\rho_s$  = Peso específico de la partícula (arena = 2.65)

$\rho$  = Peso específico del agua (1.00)

- $\mu$  = viscosidad cinemática del agua a 23° C  
(0.009815cm<sup>2</sup>/seg)
- $d$  = Diámetro mínimo de las partículas a remover  
(0.005 m)

Reemplazando:

$$V_s = \frac{981 (2.65 - 1.00)}{18 \cdot 0.009815} (0.005)^2$$

$$V_s = 0.229 \text{ cm/seg}$$

Se obtuvo la relación de  $\frac{\theta}{t}$  según los datos del grado del desarenador  $n = 1$  y remoción del 80%, y según la tabla para hallar el valor del número de Hazen ( $V_s/V_0$ ), el valor es 4.

Se obtuvo el valor del tiempo en que llega una partícula al fondo, para ello se supuso una profundidad útil de sedimentación  $H = 1.50$  m, por medio de la siguiente ecuación:

$$t = \frac{H}{V_s} \quad (31)$$

- donde:
- $t$  = Tiempo en que la partícula llega al fondo
- $H$  = Profundidad útil de sedimentación (1.50 m)
- $V_s$  = Velocidad de sedimentación (0.229 cm/seg)

reemplazando:

$$t = \frac{150}{0.229}$$

$$t = 655 \text{ seg}$$

El período de retención se obtuvo con la siguiente ecuación:

$$\theta = 4 \times t \quad (35)$$

donde:  $\theta$  = Período de retención

$t$  = Tiempo en que la partícula llega al fondo (655 seg)

reemplazando:

$$\theta = 4 \times 655$$

$$\theta = 2620 \text{ seg}$$

$$\theta = 0.73 \text{ hor}$$

$$0.5 \text{ hor} \leq \theta \leq 4 \text{ hr} \quad \text{OK}$$

El volumen del tanque se obtuvo por continuidad:

$$V = \theta \times Q$$

$$V = 2620 \times 0.019$$

$$V = 49.78 \text{ m}^3$$

El área superficial del tanque se obtuvo por la siguiente ecuación:

$$A_s = \frac{V}{H} \quad (36)$$

donde:  $A_s$  = Área superficial del tanque

$V$  = Volumen del tanque (49.78 m<sup>3</sup>)

H = Profundidad útil de sedimentación (1.50 m)

reemplazando:

$$A_s = \frac{49.78}{1.50}$$

$$A_s = 33.19 \text{ m}^2$$

Y se obtuvieron las dimensiones del tanque, según la relación L:B = 3 :1 la base se obtuvo según la ecuación:

$$B = \sqrt{\frac{A_s}{4}} \quad (37)$$

$$B = \sqrt{\frac{33.19}{4}}$$

$$B = 2.88 \text{ m}$$

Por lo que el largo se obtuvo según la relación:

$$L = 3 \times B$$

$$L = 3 \times 2.88$$

$$L = 8.64 \text{ m}$$

El valor de la carga hidráulica del tanque se obtiene según la siguiente ecuación:

$$q = \frac{Q}{A_s} \quad (38)$$

donde: q = Carga hidráulica del tanque

Q = Caudal medio diario en el 2026 (0.019 m<sup>3</sup>/seg)

$$A_s = \text{Área superficial del tanque } (33.19 \text{ m}^2)$$

reemplazando:

$$q = \frac{0.019}{33.19}$$

$$q = 0.000724 \text{ m}^3 / \text{m}^2 * \text{seg}$$

$$q = 62.55 \text{ m}^3 / \text{m}^2 * \text{día}$$

$$15 \text{ m}^3 / \text{m}^2 * \text{día} \leq q \leq 80 \text{ m}^3 / \text{m}^2 * \text{día}$$

Como se sabe que la carga hidráulica superficial es igual a la velocidad de sedimentación de la partícula crítica en condiciones teóricas,  $V_0$ , se halló el valor del diámetro para esta velocidad:

$$V_0 = q = 0.000724 \text{ m} / \text{seg} = 0.0724 \text{ cm} / \text{seg}$$

El diámetro se halló despejando dicho valor de la ecuación (33):

$$d = \sqrt{\frac{V_0 \times 18 \times \mu}{g \times (\rho_s - \rho)}}$$

$$d = \sqrt{\frac{0.0724 \times 18 \times 0.009815}{981 \times (2.65 - 1.00)}}$$

$$d = 0.00281 \text{ cm}$$

$$d = 0.028 \text{ mm}$$

Teóricamente, se removerían partículas hasta de 0.03 mm, pero en las condiciones reales el diámetro máximo posible de las partículas para ser removidas, es de 0.05 mm.

Se obtuvo el valor de la velocidad horizontal por medio de la ecuación (39):

$$V_h = \frac{V_o L}{H} \quad (39)$$

donde:  $V_h$  = Velocidad horizontal  
 $V_o$  = Velocidad de sedimentación de la partícula crítica en condiciones teóricas (0.0724 cm/seg)  
 $L$  = Largo del desarenador (8.64 m)  
 $H$  = Profundidad útil de sedimentación (1.50 m)

reemplazando:

$$V_h = \frac{(0.0724)(8.64)}{1.50}$$

$$V_h = 0.417 \text{ cm/seg}$$

La velocidad horizontal máxima se obtuvo por medio de la ecuación (40):

$$V_{h\text{máx}} = 20 V_s \quad (40)$$

donde:  $V_{h\text{máx}}$  = Velocidad horizontal máxima  
 $V_s$  = Velocidad de sedimentación de la partícula (0.229 cm/seg)

Reemplazando:

$$V_{h\text{máx}} = (20)(0.229)$$

$$V_{h\text{máx}} = 4.58 \text{ cm/seg}$$

La velocidad de suspensión máxima se obtuvo por medio de la ecuación (41):

$$V_r = \sqrt{\frac{8k}{f} g (\rho_s - \rho) d} \quad (41)$$

- donde:
- $V_r$  = Velocidad de suspensión máxima
  - $k$  = Constante (para sedimentación de arenas es igual a 0.04)
  - $f$  = Constante (para sedimentación por simple acción de la gravedad, cuando no hay coagulación, es igual a 0.03)
  - $g$  = Gravedad (981 cm/seg<sup>2</sup>)
  - $\rho_s$  = Peso específico de la partícula (arena = 2.65)
  - $\rho$  = Peso específico del agua (1.00)
  - $d$  = Diámetro mínimo de las partículas a remover (0.005 m)

reemplazando:

$$V_r = \sqrt{\frac{(8)(0.04)}{0.03} (981)(1.65)(0.005)}$$

$$V_r = 293 \text{ cm/seg}$$

- **Condiciones de operación del módulo:**

Operación inicial en el año 2006:

Se tomo el caudal de operación como el caudal medio diario de 2005, es decir 15.86 Lt/seg.

Se obtuvo el valor del tiempo de retención según la ecuación (42):

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

donde:  $\theta$  = Tiempo de retención de las partículas para el año 2005  
 $V$  = Volumen del tanque (49.78 m<sup>3</sup>)  
 $Q$  = Caudal medio diario para el año 2005 (0.01586 m<sup>3</sup>/seg)

reemplazando:

$$\theta = \frac{49.78}{0.01586}$$

$$\theta = 0.87 \text{ hr}$$

$$0.5 \text{ hr} \leq \theta \leq 4 \text{ hr} \quad \text{OK}$$

Se obtuvo el caudal de operación según la ecuación (38), pero reemplazando el valor del caudal por el medio diario para el año 2005:

$$q = \frac{0.01586}{33.19} \times 86400$$

$$q = 41.29 \text{ m}^3 / \text{m}^2 * \text{día}$$

$$15 \text{ m}^3 / \text{m}^2 * \text{día} \leq q \leq 80 \text{ m}^3 / \text{m}^2 * \text{día} \quad \text{OK}$$

- **Cálculo de los elementos del desarenador:**

Vertedero de salida:



$$V_v = \frac{0.019}{(2.88)(0.023)}$$

$$V_v = 0.29 \text{ m/seg}$$

Se aplico la ecuación del alcance horizontal de la vena vertiente para hallar el valor de la longitud del vertedero, es decir, que para obtener dicho valor se usaron las ecuaciones (45) y (46):

$$X_s = 0.36 V_v^{\frac{2}{3}} + 0.60 H_v^{\frac{4}{7}} \quad (45)$$

donde:  $X_s$  = Alcance filo superior

$V_v$  = Velocidad del vertedero (0.29 m/seg)

$H_v$  = Altura de la lámina de agua sobre el vertedero (0.023 m)

reemplazando:

$$X_s = (0.36)(0.29)^{\frac{2}{3}} + (0.60)(0.023)^{\frac{4}{7}}$$

$$X_s = 0.19 \text{ m}$$

$$L_v = X_s + 0.10 \quad (46)$$

donde:  $L_v$  = Longitud del vertedero

$X_s$  = Alcance filo superior (0.19 m)

reemplazando:

$$L_v = 0.19 + 0.10$$

$$L_v = 0.29 \text{ m}$$

Entonces por aproximación se adopto la longitud del vertedero como 0.30 m.

- Pantalla de salida:

Profundidad:  $H/2 = 1.50/2 = 0.75$  m

Distancia al vertedero de salida:  $15 H_v = (15)(0.023) = 0.35$  m

- Pantalla de entrada:

Profundidad:  $H / 2 = 1.50 / 2 = 0.75$  m

Distancia a la cámara de aquietamiento:  $L / 4 = 8.64/ 4 = 2.16$  m

- Almacenamiento de lodos:

Relación longitud: prof. lodos: 10

Profundidad máxima:  $8.64/ 10 = 0.864$ m

Profundidad máxima adoptada: 1.00 m

Profundidad mínima adoptada: 0.80 m

Dist. Pto. de salida a la cámara de aquietamiento:  $L / 3 = 8.64/ 3 = 2.88$  m

Dist. Pto. de salida al vertedero salida:  $2L / 3 = (2)(8.64) / 3 = 5.76$  m

Pendiente transversal:  $(1.0-0.8)/2.88 = 6.94$  %

Pendiente longitudinal en la mayor dimensión (en L/3):  $0.2/2.88= 6.94\%$

Pendiente longitudinal en la menor dimensión (en 2L/3):  $0.2/5.76= 3.47\%$

- Cámara de aquietamiento:

Profundidad:  $H / 3 = 1.50 / 3 = 0.50$  m

Ancho:  $B / 3 = 2.88 / 3 = 0.96$ m

Largo (adoptado): 1.00 m

- Rebose de la cámara de aquietamiento:

$$Q_{\text{exceso}} = 0.021 - 0.020 = 0.001 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Se obtuvo la altura sobre el vertedero de excesos de la cámara de quietamiento, con la ecuación (47), que es la misma ecuación (43), pero que se adaptó para el presente caso:

$$H_e = \left( \frac{Q_{\text{excesos}}}{1.84 L_e} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (47)$$

donde:  $Q_{\text{excesos}}$  = Caudal de excesos (0.001 m<sup>3</sup>/seg)

$L_e$  = Largo adoptado (1.00m)

$H_e$  = Altura sobre el vertedero de excesos de la cámara de quietamiento

reemplazando:

$$H_e = \frac{0.001}{(1.84)(1.0)^{\frac{2}{3}}}$$

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

Se obtuvo la velocidad de excesos en la cámara de quietamiento, según la ecuación (50):

$$V_e = \frac{Q_{\text{excesos}}}{H_e L_e} \quad (48)$$

donde:

$V_e$  = Velocidad de excesos en la cámara de quietamiento

$Q_{\text{excesos}}$  = Caudal de excesos (0.001 m<sup>3</sup>/seg)

$L_e$  = Largo adoptado (1.00m)

$H_e$  = Altura sobre el vertedero de excesos de la cámara de  
aquietamiento (0.007 m)

$$V_e = \frac{0.001}{(0.007)(1.0)}$$

$$V_e = 0.14 \text{ m/seg}$$

Se obtuvo el alcance horizontal del chorro por medio de la ecuación (45) con las  
modificaciones para este caso, y la longitud del vertedero:

$$X_s = (0.36)(0.14)^{\frac{2}{3}} + (0.60)(0.007)^{\frac{4}{7}}$$

$$X_s = 0.13 \text{ m}$$

$$L_r = 0.13 + 0.10$$

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

Se comparo el valor anterior con el ya obtenido para el ancho de una sección de la  
cámara de aquietamiento, es decir 0.96 m, y se adoptó el mayor como ancho real,  
es decir:

$$(B - \text{ancho})/2 =$$

$$(2.88 - 0.96)/2 = 0.96$$

se adopta 0.96 m

- **Perfil hidráulico:**

Pérdidas a la entrada de la cámara de aquietamiento:

Se obtuvieron con la ecuación (49) que corresponde a la ecuación de pérdidas por  
aditamentos:

$$h_m = k \frac{V^2}{2g} \quad (49)$$

- donde:
- $h_m$  = Pérdidas a la entrada de la cámara
  - $k$  = Constante por entrada (0.2 por pérdida de velocidad)
  - $V$  = Velocidad en la entrada de la cámara
  - $g$  = Aceleración de la gravedad (9.81 m/seg<sup>2</sup>)

El valor de la velocidad en la entrada de la cámara se obtuvo por continuidad, y el caudal que se tomó es el máximo diario para el año 2026, es decir 0.020 m<sup>3</sup>/seg:

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0.020}{0.96 \times 0.5} = 0.042 \text{ m/seg}$$

reemplazando en la ecuación (31):

$$h_m = (0.2) \frac{(2.331)^2}{(2)(9.81)}$$

$$h_m = 0.055 \text{ m}$$

Pérdidas a la entrada de la zona de sedimentación:

El valor de la velocidad a la entrada de la sedimentación se obtuvo a partir de la diferencia entre la velocidad a la entrada de la cámara y la velocidad horizontal 0.417 cm/seg = 0.00417 m/seg, y las pérdidas a la entrada de la zona de

sedimentación se obtuvieron reemplazando datos en la ecuación (49), en este caso, el valor de la constante k es 0.1:

$$h_m = (0.1) \frac{(0.055 - 0.00417)^2}{(2)(9.81)}$$

$$h_m = 0.0000132 \text{ m}$$

Pérdidas por las pantallas inicial y final:

Estas pérdidas se obtuvieron como las pérdidas de un orificio sumergido de grandes dimensiones, para lo que se usó la ecuación (24), pero reemplazando los datos de este caso:

$$Q = C_d A_0 \sqrt{2g}$$

$$A_0 = 2.88 \times 0.72 = 2.07 \text{ m}^2$$

Despejando las pérdidas:

$$H = \frac{Q^2}{A_0^2 C_d^2 2g}$$

$$H = \frac{(0.020)^2}{(2.07)^2 (0.3)^2 (2)(9.81)}$$

$$H = 0.0000529 \text{ m} \cong 0.00 \text{ m}$$

### **Cálculo de los diámetros de la tubería de excesos y lavado:**

Tubería de excesos:

Se tomó el diámetro mínimo para tal fin, que corresponde a 4 pulgadas.

Tubería de lavado:

Cota de entrega del desagüe de lavado: 1447.91

Cota de lámina de agua sobre la tubería:

Cota de la lámina de agua a la entrada – pérdidas = 1450.82 – 0.02 = 1451.80

Se tomó el diámetro del desagüe como: 4" = 0.102 m

Tubería PVC RDE -26 C = 150

Diámetro real: 105.52 mm

Longitud de la conducción: 50 m

Altura disponible: 1450.81 – 1447.91 = 2.90 m

Pérdidas de la aducción en longitud equivalente:

Entrada normal:	2.50 m
Válvula de compuerta:	1.10 m
Codo radio corto:	4.90 m
Te cambio de sección:	10.00 m
Salida:	5.00 m
Tubería:	<u>50.00 m</u>
L.E. total:	73.50 m

Se obtuvo la relación entre la altura disponible y las pérdidas en longitud equivalente:

$$J = \frac{H}{L.E.}$$

$$J = \frac{2.90}{73.50}$$

$$J = 0.04 \text{ m/m}$$

Se obtuvo el valor del caudal inicial en el momento del lavado del desarenador con la ecuación (28) que es la de Hazen-Williams:

$$Q_{\text{inicial}} = 0.2785 C D^{2.63} J^{0.54}$$

donde:

$Q_{\text{inicial}}$  = Caudal inicial en el momento del lavado del desarenador

C = Constante del tipo de tubería (para tubería PVC-RDE 26, el valor es 150)

D = Diámetro real de la tubería (0.1052 m)

J = Relación entre la altura disponible y las pérdidas en longitud equivalente (0.04 m/m)

reemplazando:

$$Q_{\text{inicial}} = (0.2785) (150) (0.1052)^{2.63} (0.04)^{0.54}$$

$$Q_{\text{inicial}} = 0.02 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Se obtuvo el valor de la velocidad de este caudal inicial por medio de la ecuación de continuidad:

$$Q = V A$$

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

$$V = \frac{0.02}{\frac{\pi}{4} (0.102)^2}$$

$$V = 2.29 \text{ m/seg}$$

Se obtuvo el valor de la cabeza de velocidad o altura cinética para estas condiciones:

$$\frac{v^2}{2g}_{\text{inicial}} = \frac{(2.29)^2}{(2)(9.81)}$$

$$\frac{v^2}{2g}_{\text{inicial}} = 0.27\text{m}$$

Se obtuvo el valor del coeficiente de descarga para estas condiciones, despejándolo de la ecuación (24), pero en este caso para la tubería de lavado:

$$C_d = \frac{Q}{A_0 \sqrt{2gH}}$$

$$C_d = \frac{0.02}{\frac{(\pi)(0.102)^2}{4} \left( \sqrt{(2)(9.81)(1.50 + 1.00)} \right)}$$

$$C_d = 0.32$$

Se uso la ecuación de descarga de un orificio para obtener el valor del tiempo de vaciado del tanque del desarenador:

$$t = \frac{2 A_s}{C_d A_0 \sqrt{2g}} H^{\frac{1}{2}} \quad (50)$$

donde:      t      =      Tiempo de vaciado del tanque  
                  A<sub>s</sub>    =      Área superficial del tanque (45.63 m<sup>2</sup>)  
                  C<sub>d</sub>    =      Coeficiente de descarga (0.32)  
                  A<sub>0</sub>    =      Área de la tubería con el diámetro real (D = 0.102 m)

g = Aceleración de la gravedad (9.81 m/seg<sup>2</sup>)

H = Altura disponible (2.90 m)

reemplazando:

$$t = \frac{(2)(45.63)}{(0.48) \frac{(\pi)(0.102)^2}{4} (\sqrt{(2)(9.81)})} (2.90)^{\frac{1}{2}}$$

$$t = 8384 \text{ seg} = 138 \text{ min}$$

• **Cálculo de cotas desarenador:**

Cota de batea de la tubería de entrada = 1450.71

Cota lámina de agua en tubería de entrada = 1450.71 + 0.09 = 1450.08

Cota lámina de agua en cámara de

aquietamiento = 1450.08 – 0.001 = 1450.07

Cota de la cresta del vertedero

de la cámara de aquietamiento = 1450.07 – 0.007 = 1450.06

Cota fondo de la cámara de

aquietamiento = 1450.07 – 0.50 = 1449.57

Cota lámina de agua en zona de

sedimentación = 1450.07 – 0.00 = 1450.07

Cota de la corona de los muros del

desarenador = 1450.08 + 0.4 = 1450,48

Cota inferior de pantallas de entrada y

salida del desarenador = 1450.07 – 0.75 = 1449.32

Cota del fondo de profundidad útil de sedimentación	=	1450.07 – 1.50 = 1448.57
Cota placa fondo a la entrada y salida del desarenador	=	1448.57 – 0.80 = 1447.77
Cota placa fondo en punto de desagüe	=	1448.57 – 1.00 = 1447.57
Cota de batea de la tubería de lavado	=	1447.57
Cota clave de la tubería de lavado	=	1447.57 + 0.106 = 1447.68
Cota cresta del vertedero de salida:	=	1450.07 – 0.023 = 1450.05
Cota lámina de agua de la cámara de recolección:	=	1450.05 – 0.15 = 1449.9
Cota fondo de la cámara de recolección (supuesta)	=	1449.9 – 0.30 = 1449.6

### **DISEÑO BOCATOMA QUEBRADA CAMENZO**

- Caudal de diseño: El caudal de la quebrada Camenzo según el aforo realizado es 33 L.p.s.
- Aforo de la quebrada: El caudal de la quebrada Camenzo, en tiempo seco es de 0.20 m<sup>3</sup>/seg, el caudal medio es de 0.45 m<sup>3</sup>/seg y el caudal máximo es de 2.5 m<sup>3</sup>/seg.
- Ancho de la quebrada: en el lugar de captación el ancho de la quebrada es de 3.60 m.

## DISEÑO DE LA PRESA

Se tomó un ancho de la presa inicial de 2.5 m.

La altura de la lámina de agua en las condiciones de diseño se obtuvo con la siguiente ecuación:

$$Q = 1.84 L H^{1.5} \quad (7)$$

donde:      Q      =      Caudal de diseño      (0.033 m<sup>3</sup>/seg)

              L      =      Longitud del vertedero      (2.5m)

              H      =      Carga sobre la cresta del vertedero

Despejando la carga sobre la cresta del vertedero:

$$H = \left( \frac{Q}{1.84 L} \right)^{\frac{2}{3}}$$

Reemplazando por los valores conocidos:

$$H = \left( \frac{0.033}{(1.84)(2.5)} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$H = 0.037 \text{ m}$$

Se realizó la corrección por las dos contracciones laterales:

$$L' = L - 0.1 n H \quad (8)$$

donde:      n      =      Número de contracciones laterales (2)

              L'     =      Longitud del vertimiento corregida

              L      =      Longitud del vertimiento (2.5 m)

reemplazando:

$$L' = 2.5 - (0.2)(0.037)$$

$$L' = 2.493 \text{ m}$$

La velocidad de la quebrada sobre la presa correspondiente se obtuvo según la siguiente ecuación:

$$V = \frac{Q}{L'H} \quad (9)$$

donde:

V	=	Velocidad de la quebrada sobre la presa
Q	=	Caudal de diseño (0.033m <sup>3</sup> /seg)
L'	=	Longitud del vertimiento (2.943 m)
H	=	Carga sobre la cresta del vertedero (0.037 m)

reemplazando:

$$V = \frac{0.033}{(2.493)(0.037)}$$

$$V = 0.358 \text{ m/seg}$$

$$0.3 \text{ m/seg} < 0.358 \text{ m/seg} < 3.0 \text{ m/seg} \rightarrow \text{OK}$$

- **Diseño de la rejilla y canal de aducción:**

El ancho del canal de aducción se calculó con la ecuación de alcance de chorro:

$$X_s = 0.36 V_r^{\frac{2}{3}} + 0.60 H^{\frac{4}{7}} \quad (10)$$

donde:

X <sub>s</sub>	=	Alcance filo superior
V <sub>r</sub>	=	Velocidad de la quebrada (0.358 m/seg)
H	=	Profundidad de la lámina de agua sobre la presa (0.037 m)

reemplazando:

$$X_s = (0.36)(0.358)^{\frac{2}{3}} + (0.60)(0.037)^{\frac{4}{7}}$$

$$X_s = 0.273 \text{ m}$$

$$X_i = 0.18 V_r^{\frac{4}{7}} + 0.74 H^{\frac{3}{4}} \quad (11)$$

donde:  $X_i$  = Alcance filo inferior  
 $V_r$  = Velocidad de la quebrada (0.358 m/seg)  
 $H$  = Profundidad de la lámina de agua sobre la presa  
(0.037 m)

reemplazando:

$$X_i = (0.18)(0.358)^{\frac{4}{7}} + (0.74)(0.037)^{\frac{3}{4}}$$

$$X_i = 0.163 \text{ m}$$

$$B = X_s + 0.10 \quad (12)$$

donde:  $B$  = Ancho del canal de aducción  
 $X_s$  = Alcance filo superior (0.273 m)

reemplazando:

$$B = 0.273 + 0.10$$

$$B = 0.373 \text{ m}$$

Entonces por aproximación se adopto el ancho de la rejilla y del canal de aducción de 0.40 m.

- **Longitud de la rejilla y número de orificios:**

Se tomaron barras de  $\frac{3}{4}$ ", con separación de 5 cm entre estas y la velocidad entre estas se supuso igual a 0.2 m/seg; con estos datos se realizaron los siguientes cálculos:

$$A_n = \frac{Q}{0.9 V_b} \quad (12)$$

donde:

$A_n$	=	Área neta de la rejilla
$V_b$	=	Velocidad entre barrotes (0.2 m/seg)
$Q$	=	Caudal de diseño (0.033 m <sup>3</sup> /seg)

reemplazando:

$$A_n = \frac{0.033}{(0.9)(0.2)}$$

$$A_n = 0.183 \text{ m}^2$$

$$A_n = \frac{a}{a+b} B L_r \quad (13)$$

donde:

$a$	=	Separación entre barrotes (0.05 m)
$L_r$	=	Longitud de la rejilla
$b$	=	Diámetro de cada barrote (0.0191m)

$$A_n = \text{Área neta de la rejilla (0.183m}^2\text{)}$$

$$B = \text{Ancho del canal de aducción (0.40 m)}$$

reemplazando:

$$L_r = \frac{(0.183)(0.05 + 0.0191)}{(0.05)(0.40)}$$

$$L_r = 0.632 \text{ m}$$

Se tomó la longitud como 0.65 m, recalculando:

$$A_n = \frac{0.05}{(0.9 + 0.0191)} \times 0.40 \times 0.65$$

$$A_n = 0.756 \text{ m}^2$$

El número de orificios fue:

$$N = \frac{A_n}{a \times B}$$

$$N = \frac{0.756}{(0.05)(0.65)}$$

$$N = 23.26 \text{ orificios}$$

Se adoptaron 24 orificios, separados entre sí 5 cm. entonces se recalculan los datos para obtener las dimensiones de la rejilla:

$$A_n = (0.05)(0.40)(24) = 0.48 \text{ m}^2$$

$$V_b = \frac{0.033}{(0.9)(0.48)} = 0.076 \text{ m/s}$$

$$L_r = \frac{(0.48)(0.05 + 0.0191)}{(0.05)(0.40)} = 1.67 \text{ m}$$

Entonces se adoptó el valor de 1.67 m de largo para la rejilla. Se instalaran dos rejillas para prever que durante el verano se cuente con el suficiente caudal.

Los niveles de agua en el canal de aducción son:

- Aguas abajo:

$$h_e = h_c = \left( \frac{Q^2}{gB^2} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (14)$$

donde:

$h_e$  = Profundidad aguas abajo

$h_c$  = Profundidad crítica

$g$  = Aceleración de la gravedad (9.81 m/seg<sup>2</sup>)

$Q$  = Caudal de diseño (0.033 m<sup>3</sup>/seg)

$B$  = Ancho del canal de aducción (0.40 m)

reemplazando:

$$h_c = \frac{(0.033)^2}{(9.81)(0.40)^2}^{\frac{1}{3}}$$

$$h_c = 0.089 \text{ m}$$

- Aguas arriba:

$$L_{\text{canal}} = L_{\text{rejilla}} + \text{espesor del muro} \quad (15)$$

$$L_{\text{canal}} = 1.67 + 0.30$$

$$L_{\text{canal}} = 1.97 \text{ m}$$

Se adoptó una pendiente de 4%:

$$h_o = \left[ 2h_e^2 + \left( h_e - \frac{iL_c}{3} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - \frac{2}{3} iL_c \quad (16)$$

donde:

- $h_o$  = Profundidad aguas arriba
- $i$  = Pendiente del fondo del canal (4%)
- $L_c$  = Longitud del canal (1.97m)
- $h_e$  = Profundidad aguas abajo (0.089 m)

reemplazando:

$$h_o = \left[ (2)(0.089)^2 + \left( 0.089 - \frac{(0.04)(1.97)}{3} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - \frac{2}{3} (0.04)(1.97)$$

$$h_o = 0.106 \text{ m}$$

La altura total de los muros de aducción es:

$$H_o = h_o + BL \quad (17)$$

donde:

$h_o$  = Profundidad aguas arriba (0.106m)

$BL$  = Profundidad del canal de aducción (0.15 m)

$H_o$  = Profundidad aguas arriba del canal de aducción más lámina de agua

reemplazando:

$$H_o = 0.106 + 0.15$$

$$H_o = 0.256\text{m} \approx 0.26 \text{ m}$$

$$H_e = H_o + i L_c \quad (18)$$

donde:

$H_0$  = Profundidad aguas arriba del canal de aducción más lámina de agua (0.26m)

$H_e$  = Profundidad aguas abajo del canal de aducción más lámina de agua

$I$  = Pendiente del fondo del canal (4%)

$L_c$  = Longitud del canal (1.97 m)

reemplazando:

$$H_e = 0.26 + (0.04)(1.97)$$

$$H_e = 0.34\text{m}$$

La velocidad del agua al final del canal fue según la ecuación (19):

$$V_e = \frac{Q}{B h_e} \quad (19)$$

donde:  $V_e$  = Velocidad del canal al final del canal

$B$  = Ancho de la rejilla (0.40 m)

$h_e$  = Profundidad aguas abajo (0.089 m)

$Q$  = Caudal de diseño (0.033 m<sup>3</sup>/seg)

reemplazando:

$$V_e = \frac{0.033}{(0.40)(0.089)}$$

$$V_e = 0.927\text{m/seg}$$

0.3 m/seg < 0.927 m/seg < 3.0 m/seg → OK

- **Diseño de la cámara de recolección:**

$$X_s = 0.36 V_e^{\frac{2}{3}} + 0.60 h_e^{\frac{4}{7}} \quad (20)$$

donde:  $X_s$  = Alcance filo superior  
 $V_e$  = Velocidad del canal al final del canal (0.927 m/seg)  
 $h_e$  = Profundidad aguas abajo (0.089m)}

reemplazando:

$$X_s = (0.36)(0.927)^{\frac{2}{3}} + (0.60)(0.089)^{\frac{4}{7}}$$

$$X_s = 0.493 \text{ m}$$

$$X_i = 0.18 V_e^{\frac{4}{7}} + 0.74 h_e^{\frac{3}{4}} \quad (21)$$

donde:  $X_i$  = Alcance filo inferior  
 $V_e$  = Velocidad del canal al final del canal (0.927m/seg)  
 $h_e$  = Profundidad aguas abajo (0.089 m)

reemplazando:

$$X_i = (0.18)(0.927)^{\frac{4}{7}} + (0.74)(0.089)^{\frac{3}{4}}$$

$$X_i = 0.293\text{m}$$

$$B_{\text{cámara}} = X_s + 0.30 \quad (22)$$

donde:  $X_s$  = Alcance filo superior (0.493 m)  
 $B_{\text{cámara}}$  = Ancho de la cámara

reemplazando:

$$B_{\text{cámara}} = 0.493 + 0.30$$

$$B_{\text{cámara}} = 0.793 \text{ m}$$

La cámara tendrá las siguientes dimensiones 1.20 m x 1.20 m libres, con un acceso de 1.0 m x 1.0 m. El fondo de la cámara estará a 55 cm por debajo de la cota de canal de aducción a la entrega.

- **Cálculo de la altura de los muros de contención:**

Como el caudal máximo de la quebrada Camenzo es 2.5 m<sup>3</sup>/seg, entonces la altura de la lámina de agua en la garganta de la bocatoma se obtuvo con la siguiente ecuación:

$$H = \left( \frac{Q}{1.84 L} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (23)$$

donde: Q = Caudal máximo de la quebrada (2.5 m<sup>3</sup>/seg)

L = Longitud del vertedero (2.5 m)

H = Carga sobre la cresta del vertedero

reemplazando:

$$H = \frac{2.5}{(1.84)(2.5)^{\frac{2}{3}}}$$

$$H = 0.666 \text{ m}$$

- **Cálculo del caudal de excesos:**

Como el caudal medio de la quebrada Camenzo es 0.60 m<sup>3</sup>/seg, entonces la altura de la lámina de agua en la garganta y el caudal de excesos se obtuvo con la ecuación (23).

$$H = \frac{0.60}{(1.84)(2.5)^{\frac{2}{3}}}$$

$$H = 0.26 \text{ m}$$

La capacidad máxima de de captación de la rejilla se puede aproximar al caudal a través de un orificio, para lo que se uso la ecuación (24):

$$Q_{\text{captado}} = C_d A_{\text{neta}} \sqrt{2gH} \quad (24)$$

donde:

- $Q_{\text{captado}}$  = Caudal a través de la rejilla
- $C_d$  = Coeficiente de descarga (0.3)
- $A_{\text{neta}}$  = Área neta de la rejilla (0.48 m<sup>2</sup>)
- $H$  = Altura de la lámina de agua sobre la rejilla (0.26 m)

reemplazando:

$$Q_{\text{captado}} = (0.3)(0.180) \sqrt{(2)(9.81)(0.26)}$$

$$Q_{\text{captado}} = 0.33 \text{ m}^3/\text{seg}$$

El caudal de excesos se obtuvo por la diferencia entre el caudal captado a través de la rejilla y el caudal de diseño, por medio de la ecuación (25):

$$Q_{\text{excesos}} = Q_{\text{captado}} - Q_{\text{diseñado}} \quad (25)$$

$$Q_{\text{excesos}} = 0.33 - 0.033$$

$$Q_{\text{excesos}} = 0.297 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Las condiciones en el vertedero de excesos se obtuvieron según la ecuación (26) para la altura y la ecuación (27) para la velocidad:

$$H_{\text{exc}} = \left( \frac{Q}{1.84 B_{\text{cámara}}} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (26)$$

donde:  $H_{\text{exc}}$  = Altura del vertedero de excesos  
 $Q$  = Caudal de excesos (0.297m<sup>3</sup>/seg)  
 $B_{\text{cámara}}$  = Ancho de la cámara (1.10 m)

reemplazando:

$$H_{\text{exc}} = \left( \frac{0.297}{(1.84)(1.10)} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$H_{\text{exc}} = 0.278 \text{ m}$$

$$V_{\text{exc}} = \frac{Q_{\text{exc}}}{H_{\text{exc}} B_{\text{cámara}}} \quad (27)$$

donde:  $V_{\text{exc}}$  = Velocidad de excesos  
 $H_{\text{exc}}$  = Altura del vertedero de excesos (0.278 m)  
 $Q$  = Caudal de excesos (0.297m<sup>3</sup>/seg)  
 $B_{\text{cámara}}$  = Ancho de la cámara (1.10 m)

reemplazando:

$$V_{\text{exc}} = \frac{0.2.97}{(0.278)(1.10)}$$

$$V_{\text{exc}} = 0.971 \text{ m/seg}$$

El  $x_s$  se obtuvo a partir de la ecuación (20):

$$X_s = (0.36)(0.971)^{\frac{2}{3}} + (0.60)(0.278)^{\frac{4}{7}}$$

$$X_s = 0.642\text{m}$$

• **Cálculo de cotas:**

Fondo de la quebrada en la captación = 1380.73

Lámina sobre la presa:

Diseño = 1380.73 + 0.037 = 1380.76

Máxima = 1380.73 + 0.666 = 1381.40

Promedio = 1380.73 + 0.26 = 1380.99

Corona de los muros de contención = 1380.73 + 0.666 = 1381.40

Canal de aducción:

Fondo aguas arriba = 1380.73 - 0.26 = 1380.47

Fondo aguas abajo = 1380.73 - 0.34 = 1380.39

Lámina aguas arriba = 1380.47 + 0.106 = 1380.58

Lámina aguas abajo = 1380.39 + 0.089 = 1380.48

Cámara de recolección:

Lámina de agua = 1380.39 - 0.26 = 1380.13

Cresta del vertedero de excesos: = 1380.13 - 0.278 = 1379.86

Fondo = 1379.86 - 0.40 = 1379.46

## DISEÑO DE LA LÍNEA DE ADUCCIÓN BOCATOMA - DESARENADOR

Para realizar el diseño de la línea de aducción entre la bocatoma y el desarenador se tomaron los siguientes datos de entrada:

- Caudal de diseño: 33 Lt/seg.
- Periodo de diseño: 20 años.
- Cota de la lámina de agua a la salida de la bocatoma: 1379.46
- Cota de descarga en el desarenador: 1375.86
- Cota para cálculo de las pérdidas en el punto de descarga:  $1379.46 + 5.00 = 1384.46$
- Coeficiente de rugosidad de Manning: 0.009
- Longitud de la conducción: 50 m

Pendiente de la tubería y el diámetro de correspondiente (ecuación 28)

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

$$S = \frac{(1379.46 - 1375.86)}{50} \times 100$$

$$S = 7.2\%$$

$$D = 1,548 \left( \frac{nQ}{(S^{0.5})} \right)^{\frac{3}{8}}$$

donde: D = Diámetro  
n = Rugosidad (0.009)

- Q = Caudal de diseño (0.020 m<sup>3</sup>/seg)  
 S = Pendiente de la línea de aducción (0.028%)

$$D = 1,548 \left( \frac{(0.009 * 0.033)}{(0.070)^{0.5}} \right)^{\frac{3}{8}}$$

$$D = 0.121 \text{ m} \approx 4.75''$$

Tomando el diámetro comercial, D = 6" ≈ 0.152 m, se aplica la (ecuación 28) para establecer las condiciones de flujo a tubo lleno:

$$Q_0 = 0.312 \left( \frac{D^{8/3} S^{1/2}}{n} \right)$$

$$Q_0 = 0.312 \left( \frac{(0.152)^{8/3} (0.070)^{1/2}}{0.009} \right)$$

$$Q_0 = 0.060 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Cálculo de velocidad a tubo lleno:

$$V_0 = \frac{Q_0}{A_0} \text{ (Ecuación 29)}$$

donde: Q<sub>0</sub> = Caudal a tubo lleno (0.039 m<sup>3</sup>/seg)

V<sub>0</sub> = Velocidad a tubo lleno

A<sub>0</sub> = Área del tubo (0.152m<sup>2</sup>)

$$V_0 = \frac{0.060 \times 4}{\Pi \times (0.152)^2}$$

$$V_0 = 3.30 \text{ m/seg}$$

Cálculo de radio hidráulico a tubo lleno:

$$R_0 = \frac{A_0}{P_0} \text{ (Ecuación 29)}$$

$$R_0 = \frac{\pi \times D^2}{4 \times \pi D} = \frac{D}{4} = \frac{0.152}{4} = 0.051 \text{ m}$$

$$\frac{Q}{Q_0} = \frac{0.033}{0.060} = 0.55$$

Con el valor de  $Q/Q_0$ , se entra a la tabla 8.2 y se obtiene:

$$\frac{V_r}{V_0} = 0.875$$

$$\frac{d}{D} = 0.594$$

$$\frac{R}{R_0} = 1.113$$

$$V_r = 0.875 * V_0 \longrightarrow V_r = 0.875 * 3.30 = 2.89$$

$$d = 0.594 * D \longrightarrow d = 0.594 * 0.152 = 0.090$$

$$R = 1.113 * R_0 \longrightarrow R = 1.113 * 0.051 = 0.057$$

$$\tau = \gamma \times R \times S$$

$$\tau = 9.810 * 0.042 * 0.070$$

$$\tau = 0.029 \text{ N/m}^2$$

Verificación de la cota a la salida de la bocatoma

$$d + 1,5 \frac{V^2}{2g} \rightarrow 0.090 + 1,5 \frac{(2.89)^2}{19.62} = 0.72 \text{ m}$$

Valor aproximadamente igual al supuesto de 0.70 m.

El caudal de excesos máximo previsto será de:

$$Q_{\text{exceso}} = Q_{\text{lleno}} - Q_{\text{diseño}}$$

$$Q_{\text{exceso}} = 0.060 - 0.033$$

$$Q_{\text{exceso}} = 0.027 \text{ m}^3 / \text{s}$$

Este será el caudal que habrá que considerar en el diseño de la estructura de excesos del desarenador.

Cotas definitivas y condiciones hidráulicas serán:

- Cota de batea a la salida de bocatoma = 1379.46
- Cota clave a la salida de bocatoma = 1379.612
- Cota de batea a la llegada al desarenador = 1375.86
- Cota clave a la llegada al desarenador = 1376.01
- Cota de la lamina de agua a la llegada al desarenador = 1375.95

### **DISEÑO DEL DESARENADOR CAMENZO**

Condiciones de la tubería de entrada

$$Q = 0.033 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_o = 0.060 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$V = 2.89 \text{ m/s}$$

$$V_o = 3.30 \text{ m/s}$$

$$D = 6'' \approx 0.152 \text{ m,}$$

$$d = 0.090$$

Condiciones de diseño del desarenador:

Periodo de diseño = 20 años

Número de módulos = 1

Caudal medio diario (año 2026) = 22.8 L/s

Caudal máximo diario (año 2026) = 30.5 L/s

Caudal medio diario (año 2006) = 17.5 L/s

Requerimiento de agua en la planta de purificación = 1.1 l/s

Caudal de diseño de cada modulo = 22.8 l/s

Remoción de partículas de diámetro:  $d = 0.05 \text{ mm}$

Porcentaje de remoción = 80%

Temperatura = 23 °C

Viscosidad cinemática = 0.009815 cm<sup>2</sup>/s

Grado del desarenador:  $n = 1$  (sin deflector).

Relación longitud : ancho = 3 : 1

Cota de la lamina en la tubería a la entrada del desarenador = 1375.95

Cota de la batea en la tubería en la entrada del desarenador = 1375.86

- **Cálculo de los parámetros de sedimentación:**

Se obtuvo la velocidad de sedimentación de la partícula, teniendo en cuenta que el diámetro mínimo para la realización de los cálculos fue  $d_s = 0.05 \text{ m}$ , estos datos se obtuvieron con la siguiente ecuación:

$$V_s = \frac{g}{18} \frac{(\rho_s - \rho)}{\mu} d^2 \quad (33)$$

donde:  $V_s$  = Velocidad de sedimentación de la partícula

$g$  = Gravedad (981 cm/seg<sup>2</sup>)

$\rho_s$  = Peso específico de la partícula (arena = 2.65)

- $\rho$  = Peso específico del agua (1.00)  
 $\mu$  = viscosidad cinemática del agua a 23° C  
 (0.009815cm<sup>2</sup>/seg)  
 $d$  = Diámetro mínimo de las partículas a remover  
 (0.005 m)

reemplazando:

$$V_s = \frac{981 (2.65 - 1.00)}{18 \cdot 0.009815} (0.005)^2$$

$$V_s = 0.229 \text{ cm/seg}$$

Se obtuvo la relación de  $\frac{\theta}{t}$  según los datos del grado del desarenador  $n = 1$  y remoción del 80 %, y según la tabla para hallar el valor del número de Hazen ( $V_s/V_0$ ), dicho valor fue 4.0

Se obtuvo el valor del tiempo en que llega una partícula al fondo, para ello se supuso una profundidad útil de sedimentación  $H = 1.50$  m, por medio de la siguiente ecuación:

$$t = \frac{H}{V_s} \quad (34)$$

- donde:  $t$  = Tiempo en que la partícula llega al fondo  
 $H$  = Profundidad útil de sedimentación (1.50 m)

$$V_s = \text{Velocidad de sedimentación (0.229 cm/seg)}$$

reemplazando:

$$t = \frac{150}{0.229}$$

$$t = 655 \text{ seg}$$

El período de retención se obtuvo con la siguiente ecuación:

$$\theta = 4 \times t \quad (35)$$

donde:  $\theta$  = Período de retención

$t$  = Tiempo en que la partícula llega al fondo (803 seg)

reemplazando:

$$\theta = 4 \times 655.022$$

$$\theta = 2620.087 \text{ seg}$$

$$\theta = 0.72 \text{ hor}$$

$$0.5 \text{ hor} \leq \theta \leq 4 \text{ hr} \quad \text{OK}$$

El volumen del tanque se obtuvo por continuidad:

$$V = \theta \times Q$$

$$V = 2620 \times 0.0228$$

$$V = 59.74 \text{ m}^3$$

El área superficial del tanque se obtuvo por la siguiente ecuación:

$$A_s = \frac{V}{H} \quad (36)$$

donde:  $A_s$  = Área superficial del tanque  
 $V$  = Volumen del tanque (59.74 m<sup>3</sup>)  
 $H$  = Profundidad útil de sedimentación (1.50 m)

reemplazando:

$$A_s = \frac{59.74}{1.50}$$

$$A_s = 39.83 \text{ m}^2$$

Y se obtuvieron las dimensiones del tanque, según la relación L:B = 3:1: la base se obtuvo según la ecuación:

$$B = \sqrt{\frac{A_s}{4}} \quad (37)$$

$$B = \sqrt{\frac{39.83}{4}}$$

$$B = 3.16 \text{ m}$$

Por lo que el largo se obtuvo según la relación:

$$L = 3x B$$

$$L = 3x 3.16$$

$$L = 9.48\text{m}$$

El valor de la carga hidráulica del tanque se obtiene según la siguiente ecuación:

$$q = \frac{Q}{A_s} \quad (38)$$

donde:  $q$  = Carga hidráulica del tanque  
 $Q$  = Caudal medio diario en el 2026 (0.0228m<sup>3</sup>/seg)  
 $A_s$  = Área superficial del tanque (39.83 m<sup>2</sup>)

reemplazando:

$$q = \frac{0.0228}{39.83}$$

$$q = 0.000572 \text{ m}^3 / \text{m}^2 * \text{seg}$$

$$q = 49.42 \text{ m}^3 / \text{m}^2 * \text{día}$$

$$15 \text{ m}^3 / \text{m}^2 * \text{día} \leq q \leq 80 \text{ m}^3 / \text{m}^2 * \text{día}$$

Como se sabe que la carga hidráulica superficial es igual a la velocidad de sedimentación de la partícula crítica en condiciones teóricas,  $V_0$ , se halló el valor del diámetro para esta velocidad:

$$V_0 = q = 0.000572 \text{ m} / \text{seg} = 0.057 \text{ cm} / \text{seg}$$

El diámetro se halló despejando dicho valor de la ecuación (33):

$$d = \sqrt{\frac{V_0 \times 18 \times \mu}{g \times (\rho_s - \rho)}}$$

$$d = \sqrt{\frac{0.057 \times 18 \times 0.009815}{981 \times (2.65 - 1.00)}}$$

$$d = 0.0025 \text{ cm}$$

$$d = 0.03 \text{ mm}$$

Teóricamente, se removerían partículas hasta de 0.03 mm, pero en las condiciones reales el diámetro máximo posible de las partículas para ser removidas, es de 0.05 mm.

Se obtuvo el valor de la velocidad horizontal por medio de la ecuación (39):

$$V_h = \frac{V_o L}{H} \quad (39)$$

donde:  $V_h$  = Velocidad horizontal  
 $V_o$  = Velocidad de sedimentación de la partícula crítica  
en condiciones teóricas (0.057 cm/seg)  
 $L$  = Largo del desarenador (9.48m)  
 $H$  = Profundidad útil de sedimentación (1.50 m)

reemplazando:

$$V_h = \frac{(0.057)(9.48)}{1.50}$$

$$V_h = 0.360 \text{ cm/seg}$$

La velocidad horizontal máxima se obtuvo por medio de la ecuación (40):

$$V_{h\text{máx}} = 20 V_s \quad (40)$$

donde:  $V_{h\text{máx}}$  = Velocidad horizontal máxima  
 $V_s$  = Velocidad de sedimentación de la partícula (0.229cm/seg)

reemplazando:

$$V_{h\text{máx}} = (20)(0.229)$$

$$V_{h\text{máx}} = 4.58 \text{ cm/seg}$$

La velocidad de suspensión máxima se obtuvo por medio de la ecuación (41):

$$V_r = \sqrt{\frac{8k}{f} g (\rho_s - \rho) d} \quad (41)$$

donde:

$V_r$  = Velocidad de suspensión máxima

$k$  = Constante (para sedimentación de arenas es igual a 0.04)

$f$  = Constante (para sedimentación por simple acción de la gravedad, cuando no hay coagulación, es igual a 0.03)

$g$  = Gravedad (981 cm/seg<sup>2</sup>)

$\rho_s$  = Peso específico de la partícula (arena = 2.65)

$\rho$  = Peso específico del agua (1.00)

$D$  = Diámetro mínimo de las partículas a remover (0.005 m)

reemplazando:

$$V_r = \sqrt{\frac{(8)(0.04)}{0.03} (981)(1.65)(0.005)}$$

$$V_r = 9.29 \text{ cm/seg}$$

- **Condiciones de operación del módulo:**

Operación inicial en el año 2005:

Se tomo el caudal de operación como el caudal medio diario de 2005, es decir Lt/seg.

Se obtuvo el valor del tiempo de retención según la ecuación (42):

$$\theta = \frac{V}{Q} \quad (42)$$

donde:  $\theta$  = Tiempo de retención de las partículas para el año 2005  
 $V$  = Volumen del tanque (59.74 m<sup>3</sup>)  
 $Q$  = Caudal medio diario para el año 2005 (0.0185 m<sup>3</sup>/seg)

reemplazando:

$$\theta = \frac{59.74}{0.0185}$$

$$\theta = 0.89 \text{ hr}$$

$$0.5 \text{ hr} \leq \theta \leq 4 \text{ hr} \quad \text{OK}$$

Se obtuvo el caudal de operación según la ecuación (38), pero reemplazando el valor del caudal por el medio diario para el año 2005:

$$q = \frac{0.0185}{39.83} \times 86400$$

$$q = 40.13 \text{ m}^3 / \text{m}^2 * \text{día}$$

$$15 \text{ m}^3 / \text{m}^2 * \text{día} \leq q \leq 80 \text{ m}^3 / \text{m}^2 * \text{día} \quad \text{OK}$$

- **Cálculo de los elementos del desarenador:**

Vertedero de salida:

La altura de la lámina de agua sobre el vertedero se obtuvo con ayuda de la ecuación (43), que es muy semejante a la ecuación (7):

$$H_v = \left( \frac{Q}{1.84 B} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (43)$$

donde: Q = Caudal de diseño (0.0228m<sup>3</sup>/seg)  
 B = Ancho del desarenador (3.16m)  
 H = Altura de la lámina de agua sobre el vertedero

reemplazando:

$$H_v = \left( \frac{0.0228}{(1.84)(3.16)} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$H_v = 0.025 \text{ m}$$

La velocidad del agua cuando pase por el vertedero se obtuvo con ayuda de la ecuación (46):

$$V_v = \frac{Q}{BH_v} \quad (44)$$

donde: V<sub>v</sub> = Velocidad del agua al pasar por el vertedero  
 B = Ancho del desarenador (3.16m)  
 H = Altura de la lámina de agua sobre el vertedero (0.025 m)  
 Q = Caudal de diseño (0.0228 m<sup>3</sup>/seg)

reemplazando:

$$V_v = \frac{0.0228}{(3.16)(0.025)}$$

$$V_v = 0.29 \text{ m/seg}$$

Se aplico la ecuación del alcance horizontal de la vena vertiente para hallar el valor de la longitud del vertedero, es decir, que para obtener dicho valor se usaron las ecuaciones (45) y (46):

$$X_s = 0.36 V_v^{\frac{2}{3}} + 0.60 H_v^{\frac{4}{7}} \quad (45)$$

donde:  $X_s$  = Alcance filo superior

$V_v$  = Velocidad del vertedero (0.29 m/seg)

$H_v$  = Altura de la lámina de agua sobre el vertedero (0.025 m)

reemplazando:

$$X_s = (0.36)(0.29)^{\frac{2}{3}} + (0.60)(0.025)^{\frac{4}{7}}$$

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

$$L_v = X_s + 0.10 \quad (46)$$

donde:  $L_v$  = Longitud del vertedero

$X_s$  = Alcance filo superior (0.23 m)

reemplazando:

$$L_v = 0.23 + 0.10$$

$$L_v = 0.33 \text{ m}$$

Entonces por aproximación se adopto la longitud del vertedero como 0.35m.

- Pantalla de salida:

Profundidad:  $H/2 = 1.50/2 = 0.75 \text{ m}$

Distancia al vertedero de salida:  $15 H_v = (15)(0.025) = 0.38 \text{ m} = 0.40 \text{ m}$

- Pantalla de entrada:

Profundidad:  $H / 2 = 1.50 / 2 = 0.75 \text{ m}$

Distancia a la cámara de quietamiento:  $L / 4 = 9.48 / 4 = 2.37 \text{ m}$

- Almacenamiento de lodos:

Relación longitud: prof. lodos: 10

Profundidad máxima:  $9.48 / 10 = 0.948 \text{ m}$

Profundidad máxima adoptada: 1.0 m

Profundidad mínima adoptada: 0.80 m

Dist. Pto. de salida a la cámara de quietamiento:  $L / 3 = 9.48 / 3 = 3.16 \text{ m}$

Dist. Pto. de salida al vertedero salida:  $2L / 3 = (2)(9.48) / 3 = 6.32 \text{ m}$

Pendiente transversal:  $(1.0-0.8)/3.16=6.33\%$

Pendiente longitudinal en la mayor dimensión:  $0.2/3.16=6.33\%$

Pendiente longitudinal en la menor dimensión:  $0.2/6.32=3.16\%$

- Cámara de quietamiento:

Profundidad:  $H / 3 = 1.50 / 3 = 0.50 \text{ m}$

Ancho:  $B / 3 = 3.16 / 3 = 1.05 \text{ m} = 1.10 \text{ m}$

Largo adoptado: 1.00 m

- Rebose de la cámara de quietamiento:

Se usa el valor del caudal de excesos obtenido por diferencia de caudales, y este valor es el que ya se había calculado según la diferencia entre el caudal máximo diario y el caudal medio diario:

$$Q_{\text{exceso}} = 0.060 - 0.033 = 0.027 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Se obtuvo la altura sobre el vertedero de excesos de la cámara de quietamiento, con la ecuación (47), que es la misma ecuación (43), pero que se adaptó para el presente caso:

$$H_e = \left( \frac{Q_{\text{excesos}}}{1.84 L_e} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (47)$$

donde:  $Q_{\text{excesos}}$  = Caudal de excesos (0.036 m<sup>3</sup>/seg)  
 $L_e$  = Largo adoptado (1.00m)  
 $H_e$  = Altura sobre el vertedero de excesos de la cámara de quietamiento

reemplazando:

$$H_e = \left( \frac{0.027}{(1.84)(1.0)} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$H_e = 0.060 \text{ m}$$

Se obtuvo la velocidad de excesos en la cámara de quietamiento, según la ecuación (50):

$$V_e = \frac{Q_{\text{excesos}}}{H_e L_e} \quad (48)$$

donde:  $V_e$  = Velocidad de excesos en la cámara de quietamiento  
 $Q_{\text{excesos}}$  = Caudal de excesos (0.027m<sup>3</sup>/seg)  
 $L_e$  = Largo adoptado (1.00m)  
 $H_e$  = Altura sobre el vertedero de excesos de la

cámara de aquietamiento (0.060 m)

$$V_e = \frac{0.027}{(0.060)(1.0)}$$

$$V_e = 0.45 \text{ m/seg}$$

Se obtuvo el alcance horizontal del chorro por medio de la ecuación (45) con las modificaciones para este caso, y la longitud del vertedero:

$$X_s = (0.36)(0.45)^{\frac{2}{3}} + (0.60)(0.060)^{\frac{4}{7}}$$

$$X_s = 0.33\text{m}$$

$$L_r = 0.33 + 0.10$$

$$L_r = 0.43 \text{ m}$$

Se comparo el valor anterior con el ya obtenido para el ancho de una sección de la cámara de aquietamiento, es decir 1.10 m, y se adoptó el mayor como ancho real, es decir:

$$A_{\text{cámara de aquietamiento}} = 1.10 \text{ m cada sección}$$

- **Perfil hidráulico:**

Pérdidas a la entrada de la cámara de aquietamiento:

Se obtuvieron con la ecuación (49) que corresponde a la ecuación de pérdidas por aditamentos:

$$h_m = k \frac{V^2}{2g} \quad (49)$$

donde:  $h_m$  = Pérdidas a la entrada de la cámara

- k = Constante por entrada (0.2 por pérdida de velocidad)
- V = Velocidad en la entrada de la cámara
- g = Aceleración de la gravedad (9.81 m/seg<sup>2</sup>)

El valor de la velocidad en la entrada de la cámara se obtuvo por continuidad, y el caudal que se tomó es el máximo diario para el año 2026, es decir 0.031m<sup>3</sup>/seg:

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0.031}{0.5 * 1.10} = 0.056 \text{ m/seg}$$

reemplazando en la ecuación (31):

$$h_m = (0.2) \frac{(2.89)}{(2)(9.81)}$$

$$h_m = 0.085\text{m}$$

Pérdidas a la entrada de la zona de sedimentación:

El valor de la velocidad a la entrada de la sedimentación se obtuvo a partir de la diferencia entre la velocidad a la entrada de la cámara y la velocidad horizontal 0.360cm/seg = 0.00360 m/seg, y las pérdidas a la entrada de la zona de sedimentación se obtuvieron reemplazando datos en la ecuación (49), en este caso, el valor de la constante k es 0.1:

$$h_m = (0.1) \frac{(0.056 - 0.0036)^2}{(2)(9.81)}$$

$$h_m = 0.0000159\text{m} \cong 0.00 \text{ m}$$

- Pérdidas por las pantallas inicial y final:

Estas pérdidas se obtuvieron como las pérdidas de un orificio sumergido de grandes dimensiones, para lo que se uso la ecuación (24), pero reemplazando los datos de este caso:

$$Q = C_d A_0 \sqrt{2g}$$

$$A_0 = 0.72 \cdot 3.14 = 2.26 \text{ m}^2$$

Despejando las pérdidas:

$$H = \frac{Q^2}{A_0^2 C_d^2 2g}$$

$$H = \frac{(0.031)^2}{(2.26)^2 (0.6)^2 (2)(9.81)}$$

$$H = 0.0000266 \text{ m} \cong 0.00 \text{ m}$$

### **Cálculo de los diámetros de la tubería de excesos y lavado:**

Tubería de excesos:

Se tomó el diámetro mínimo para tal fin, que corresponde a 6 pulgadas.

Tubería de lavado:

Cota de entrega del desagüe de lavado: 1372.77 (Valor supuesto según cartografía)

Cota de lámina de agua sobre la tubería:

Cota de la lámina de agua a la entrada – pérdidas = 1375.92 – 0.02 = 1375.9

Se tomó el diámetro del desagüe como: 6 pulg = 0.168 m

Tubería PVC RDE -41, C = 150

Diámetro real: 160 mm

Longitud de la conducción: 50 m (Valor supuesto según cartografía)

Altura disponible: 1375.9-1372.77-1372.77 = 3.9 m

Pérdidas de la aducción en longitud equivalente:

Entrada normal:	2.50 m
Válvula de compuerta:	1.10 m
Codo radio corto:	4.90 m
Te cambio de sección:	10.00 m
Salida:	5.00 m
Tubería:	<u>50.00 m</u>
L.E. total:	73.50 m

Se obtuvo la relación entre la altura disponible y las pérdidas en longitud equivalente:

$$J = \frac{H}{L.E.}$$

$$J = \frac{3.90}{73.50}$$

$$J = 0.053 \text{ m/m}$$

Se obtuvo el valor del caudal inicial en el momento del lavado del desarenador con la ecuación (28) que es la de Hazen-Williams:

$$Q_{\text{inicial}} = 0.2785 C D^{2.63} J^{0.54}$$

- donde:
- $Q_{\text{inicial}}$  = Caudal inicial en el momento del lavado del desarenador
  - $C$  = Constante del tipo de tubería (para tubería PVC-RDE41, el valor es 150)
  - $D$  = Diámetro real de la tubería (0.160 m)
  - $J$  = Relación entre la altura disponible y las pérdidas en longitud equivalente ( 0.053 m/m)

reemplazando:

$$Q_{\text{inicial}} = (0.2785) (150) (0.160)^{2.63} (0.053)^{0.54}$$

$$Q_{\text{inicial}} = 0.069 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Se obtuvo e valor de la velocidad de este caudal inicial por medio de la ecuación de continuidad:

$$Q = V A$$

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

$$V = \frac{0.060}{\left(\frac{\pi}{4}\right)(0.160)^2}$$

$$V = 3.43 \text{ m/seg}$$

Se obtuvo el valor de la cabeza de velocidad o altura cinética para estas condiciones:

$$\left(\frac{v^2}{2g}\right)_{\text{inicial}} = \frac{(3.43)^2}{(2)(9.81)}$$

$$\left(\frac{v^2}{2g}\right)_{\text{inicial}} = 0.60 \text{ m}$$

Se obtuvo el valor del coeficiente de descarga para estas condiciones, despejándolo de la ecuación (24), pero en este caso para la tubería de lavado:

$$C_d = \frac{Q}{A_0 \sqrt{2gH}}$$

$$C_d = \frac{0.069}{\left(\frac{(\pi)(0.160)^2}{4}\right) \left(\sqrt{(2)(9.81)(1.50 + 1.00)}\right)}$$

$$C_d = 0.49$$

Se uso la ecuación de descarga de un orificio para obtener el valor del tiempo de vaciado del tanque del desarenador:

$$t = \frac{2 A_s}{C_d A_0 \sqrt{2g}} H^{\frac{1}{2}} \quad (50)$$

- donde:
- t = Tiempo de vaciado del tanque
  - A<sub>s</sub> = Área superficial del tanque (39.83 m<sup>2</sup>)
  - C<sub>d</sub> = Coeficiente de descarga (0.49)
  - A<sub>0</sub> = Área de la tubería con el diámetro real (D = 0.160)

m)

g = Aceleración de la gravedad (9.81 m/seg<sup>2</sup>)

H = Altura disponible (3.90 m)

reemplazando:

$$t = \frac{(2)(39.83)}{(0.49) \left( \frac{(\pi)(0.160)^2}{4} \right) (\sqrt{(2)(9.81)})} (3.90)^{\frac{1}{2}}$$

$$t = 3604.93 \text{ seg} = 60 \text{ min}$$

• **Cálculo de cotas desarenador:**

Cota de batea de la tubería de entrada = 1375.86

Cota lámina de agua en tubería de entrada = 1375 + 0.09 = 1375.95

Cota lámina de agua en cámara de

aquietamiento = 1375.92 – 0.085 = 1375.84

Cota de la cresta del vertedero de la

cámara de aquietamiento = 1375.84 – 0.060 = 1375.76

Cota fondo de la cámara de

aquietamiento = 1375.84 – 0.50 = 1375.34

Cota lámina de agua en zona de

sedimentación = 1375.84 – 0.00 = 1375.84

Cota de la corona de los muros del

desarenador = 1375.92 + 0.30 = 1376.22

Cota inferior de pantallas de entrada y

salida del desarenador	=	$1375.84 - 0.75 = 1375.09$
Cota del fondo de profundidad útil de sedimentación	=	$1375.84 - 1.50 = 1374.34$
Cota placa fondo a la entrada y salida del desarenador	=	$1374.34 - 0.80 = 1373.54$
Cota placa fondo en punto de desagüe	=	$1374.34 - 1.00 = 1373.34$
Cota de batea de la tubería de lavado:	=	1373.34
Cota clave de la tubería de lavado:	=	$1373.34 + 0.152 = 1374,50$
Cota cresta del vertedero de salida:	=	$1375.84 - 0.025 = 1375.82$
Cota lámina de agua de la cámara de recolección:	=	$1375.82 - 0.15 = 1375.67$
Cota fondo de la cámara de recolección (supuesta):	=	$1375.67 - 0.30 = 1375.37$

- **Trazado aducción y conducción tramo 1 Aguas Claras:**

Sobre el perfil que aparece en el Anexo B, se hizo el trazado de la clave de la tubería mediante alineamientos rectos y con profundidad de 0.4 a 1.2 m bajo la rasante del terreno, y a continuación se obtuvieron las cotas del perfil y la pendiente del alineamiento, y se halló el valor de la suma de las longitudes de cada tramo, estos datos aparecen en la Tabla 14.

Tabla 14. Perfil aducción y conducción tramo 1 Aguas Claras.

ABSCISA	RASANTE	CLAVE	LONGITUD	PENDIENTE	DELTA	ADITAMENTO
0	1454,35	1453,55				

			10,05	24,38	23,82	11 1/4°
10,03	1451,96	1451,16				
			23,29	0,56	-1,00	
33,36	1451,78	1450,98				
			20,53	1,56	-7,09	
53,85	1451,46	1450,66				
			18,61	8,65	-6,18	
72,41	1449,79	1448,99				
			11,19	14,83	-11,87	
83,61	1448,13	1447,33				
			14,27	26,70	16,27	11 1/4°
97,98	1444,27	1443,47				
			16,87	10,43	-3,03	
114,8	1442,41	1441,61				
			18,87	13,46	7,13	
133,68	1439,77	1438,97				
			10,27	6,33	-4,49	
143,9	1439,1	1438,3				
			11,37	10,82	10,70	
155,26	1437,81	1437,01				
			25,58	0,12	-12,69	
180,82	1437,78	1436,98				
			7,50	12,80	4,61	
188,37	1436,81	1436,01				
			4,51	8,20	-10,18	
192,9	1436,51	1435,71				
			3,75	18,38	15,94	11 1/4°
196,7	1435,74	1434,94				
			20,94	2,43	-7,22	
217,54	1435,3	1434,5				
			10,25	9,66	1,98	
227,78	1434,32	1433,52				
			19,41	7,68	-3,99	
247,18	1435,74	1434,94				
			16,97	11,67	5,00	
264,15	1433,76	1432,96				
			25,78	6,67	-17,03	11 1/4°
290,88	1432,12	1431,32				
			4,22	23,71	16,48	11 1/4°
295,07	1431,06	1430,26				
			20,06	7,23	-5,77	
315,02	1429,59	1428,79				
			19,08	13,00	0,15	
334,06	1428,49	1427,69				
			27,33	12,84	1,46	
361,32	1423,53	1422,73				

			25,31	11,38	7,63	
386,62	1420,58	1419,78				
			12,25	3,76	-13,43	
399,06	1419,97	1419,17				
			11,99	17,19	-52,69	22 1/2°
411,03	1417,86	1417,06				
			1,50	69,87	64,24	22 1/2° + 11 1/4°
412,55	1416,8	1416				
			12,42	5,64	-22,35	11 1/4°
424,91	1416,12	1415,32				
			10,25	27,99	13,92	
435,18	1413,25	1412,45				
			21,97	14,07	-68,36	22 1/2° + 11 1/4°
457,16	1410,15	1409,35				
			2,64	82,42	56,76	22 1/2° + 11 1/4°
459,86	1407,95	1407,15				
			4,79	25,66	25,32	11 1/4°
464,59	1406,71	1405,91				
			23,42	0,34	-2,07	
487,94	1406,81	1406,01				
			8,31	2,41	-8,33	
496,25	1407,06	1406,26				
			10,81	10,74	2,70	
507,01	1405,87	1405,07				
			18,68	8,03	-4,62	
525,73	1404,37	1403,57				
			17,95	12,65	-11,90	
543,63	1402,02	1401,22				
			8,07	24,55	19,05	11 1/4°
551,73	1400,1	1399,3				
			15,64	5,50	-1,69	
567,31	1399,25	1398,45				
			25,45	7,19	-2,52	
592,81	1400,98	1400,18				
			9,17	9,71	8,17	
601,98	1401,88	1401,08				
			32,49	1,54	-6,78	
634,39	1402,4	1401,6				
			19,12	8,32	5,29	
653,52	1400,81	1400,01				
			30,75	3,02	-15,72	11 1/4°
684,27	1399,83	1399,03				
			17,50	18,74	9,86	
701,86	1396,49	1395,69				
			18,79	8,89	-5,37	
720,7	1394,75	1393,95				

			9,26	14,25	4,36	
730,02	1393,45	1392,65				
			13,24	9,90	-6,07	
743,28	1392,13	1391,33				
			23,18	15,97	9,01	
766,58	1388,4	1387,6				
			19,40	6,96	6,81	
785,93	1387,03	1386,23				
			40,81	0,15	-3,96	
826,77	1387	1386,2				
			9,50	4,10	-15,50	11 1/4°
836,3	1387,35	1386,55				
			11,38	19,60	-16,69	11 1/4°
847,8	1385,12	1384,32				
			2,20	36,29	34,66	22 1/2°
849,88	1384,32	1383,52				
			31,83	1,63	0,35	
881,86	1383,78	1382,98				
			53,08	1,28	1,28	
935,01	1383,12	1382,32				PURGA
		Σ	933,83			

- **Presión de diseño:**

Se obtuvo la presión estática máxima (en abscisa 935,01 m)

$$= 1454,35 - 1382,32 = 72,66 \text{ m}$$

Presión de diseño =  $1.3 \times 72,66 = 94,46 \text{ m}$

La tubería que se decidió usar tiene las siguientes especificaciones:

- material: PVC
- clase: RDE 26
- tipo: 1
- grado: 1
- presión de trabajo: A 23° 160 PSI – 1.10 MPa – 11.25 Kg/cm<sup>2</sup>
- coeficiente de rugosidad de Hazen-Williams: C = 150

- **Cálculo del diámetro:**

Para el diseño de la tubería se utilizó la ecuación de Hazen-Williams:

$$Q = 0.2785 C D^{2.63} J^{0.54}$$

donde: Q = Caudal de diseño (0.020 m<sup>3</sup>/seg)

H = Carga hidráulica disponible

C = Coeficiente de rugosidad de Hazen-Williams 150

J = Pérdida de carga unitaria

D = Diámetro de la tubería

Carga hidráulica disponible:

$$H = 1454,98 - 1383,12 = 71,86 \text{ m}$$

La pérdida de carga unitaria se obtuvo a partir de la longitud real de tubería

(L = 933,83m):

$$J = \frac{H}{L} = \frac{71,86}{933,83} = 0,08 \text{ m/m}$$

Despejando el diámetro de la ecuación Hazen-Williams se obtuvo:

$$D = \frac{Q}{0,2785 C J^{0.54}}^{\frac{1}{2.63}}$$

$$D = \frac{0.020}{(0,2785)(150)(0,08)^{0.54}}^{\frac{1}{2.63}}$$

$$D = 0.092 \text{ m} = 3.61 \text{ "}$$

Por lo anterior se dedujo que el valor del diámetro para el diseño debe ser de 4" de acuerdo al diámetro comercial.

Para el diámetro nominal de 4"

Diámetro externo = 114,30 mm

Espesor de pared = 4,39 mm

Diámetro interno real =  $114,30 - (4,39 * 2)$

Diámetro interno real = 105,52 mm

Para hallar la velocidad se hizo por continuidad:

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0.020}{\frac{\pi}{4}(0,10552)^2} = 2,29 \text{ m/seg}$$

Se halló la cabeza de velocidad o altura cinética:

$$\frac{V^2}{2g} = \frac{(2,29)^2}{(2)(9,81)} = 0,27 \text{ m}$$

- **Calculo de las pérdidas de energía**

Cálculo de pérdidas por codos:

11 codos 11 ¼°

2 codos 22 ¼°

3 codos 22 ¼° + 11 ¼°

$$h_m = 0,25 * 0,27 * \left( 11 * \frac{\sqrt{11,25}}{90} + 2 * \frac{\sqrt{22,5}}{90} + 3 * \frac{\sqrt{33,75}}{90} \right)$$

$$hm = 0,45 \text{ m}$$

Perdidas por Te:

Se ha dispuesto de una purga en la abscisa 935,01 debido a la depresión que allí se presenta.

De paso directo (purga) en 4"  $K= 0,6$

$$hm = 0,6 * 1 * 0,27$$

$$hm = 0,162 \text{ m}$$

Perdidas por entrada normal al tubo de 4"

$$hm = 0,5 * 0,27$$

$$hm = 0,135 \text{ m}$$

Perdidas por salida

$$hm = 1,0 * 0,27$$

$$hm = 0,27 \text{ m}$$

Perdidas Totales

$$\sum hm = 0,45 + 0,162 + 0,135 + 0,27$$

$$\sum hm = 1,017 \text{ m}$$

Verificación de diámetro teórico y la redistribución de longitudes:

Carga hidráulica disponible:

$$H = 1454,98 - 1383,12 - 1,017 = 70,84 \text{ m}$$

Longitud real de la tubería:

$$L = 933,83 \text{ m}$$

Pérdida de la carga unitaria

$$J = \frac{H}{L}$$

$$J = \frac{70,84}{933,83} = 0,08 \text{ m/m}$$

Despejando el Diámetro

$$D = \frac{0.020}{(0.2785)(150)(0.08)^{0.54}}^{\frac{1}{2.63}} = 0,092 \text{ m} \approx 3,61'' \approx 4''$$

Cota piezométrica inicio = 1454,98

Cota piezométrica final = 1383,12 + 5,0 = 1388,2

- Comprobación del Golpe de Ariete

Válvula en abscisa = 935,01

K = 18

Distancia real del desarenador = 873,89 m

Cota = 1382,32

Diámetro = 4" (Real = 105,52mm)

Espesor de la pared = 4,39 mm

Velocidad = 2,29 m/s

La celeridad de la onda se obtuvo de la siguiente forma:

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48.2 + k \frac{D}{e}}}$$

donde: C = Celeridad de la onda  
 D = Diámetro del tubo  
 e = Espesor de la pared del tubo  
 K = Relación entre el módulo de elasticidad del agua y el del plástico (18)

reemplazando:

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48.2 + (18) \frac{105,52}{4,39}}}$$

$$C = 451,42 \text{ m/seg}$$

La fase de la tubería fue obtenida según la ecuación:

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

donde: T = Tiempo de cierre o de maniobra  
 L = Longitud hasta el desarenador (873,89 m)  
 C = Velocidad de la propagación de la onda o celeridad

reemplazando:

$$T = \frac{(2)(873,89)}{451,42}$$

$$T = 3,87 \text{ seg}$$

Se obtuvo el valor de la sobre presión al cierre instantáneo de la válvula por medio de la ecuación:

$$h_a = \frac{C V}{g}$$

donde:  $h_a$  = Sobre presión  
 $C$  = Velocidad de la propagación de la onda o celeridad  
 $g$  = Aceleración de la gravedad (9.81 m/seg<sup>2</sup>)  
 $V$  = Velocidad (2,29 m/seg)

reemplazando:

$$h_a = \frac{(451,42)(2,29)}{9.81}$$

$$h_a = 105,34 \text{ m}$$

Se obtuvo el tiempo de maniobra para no sobrepasar la presión de diseño:

$$\text{Presión estática sobre la válvula} = 1454,98 - 1382,32 = 72,66 \text{ m}$$

$$\text{Presión total sobre la válvula} = 105,34 + 72,66 = 177,68 \text{ m}$$

La presión total excede la presión de diseño de 112,5, por lo que hay determinar el tiempo de maniobra para que por operación normal de la válvula, no exceda la presión de diseño:

$$\text{Presión disponible para el golpe de ariete} = 112,5 - 72,66 = 39,84 \text{ m}$$

Tiempo de maniobra requerido para no exceder la sobre presión máxima permisible de 39,84, se calcula como:

$$t = \frac{2LV}{gh_a}$$

$$t = \frac{2 * 873,89 * 2,29}{9,81 * 105,34} = 3,87 \text{ seg}$$

La válvula no podrá cerrarse en un tiempo inferior 3,87 seg.

• **Trazado conducción tramo 2 Aguas Claras:**

Sobre el perfil que aparece en el Anexo C, se hizo el trazado de la clave de la tubería mediante alineamientos rectos y con profundidad de 0.4 a 1.2 m bajo la rasante del terreno, y a continuación se obtuvieron las cotas del perfil y la pendiente del alineamiento, y se halló el valor de la suma de las longitudes de cada tramo, estos datos aparecen en la Tabla 15.

Tabla 15. Perfil conducción tramo 2 Aguas Claras.

ABSCISA	RASANTE	CLAVE	LONGITUD	PENDIENTE	DELTA	ADITAMENTO
935,01	1383,12	1382,32				
			25,96	3,97	2,79	
961	1384,11	1383,31				
			25,56	1,17	-1,95	
986,67	1383,65	1382,85				
			17,59	3,13	-18,68	11 1/4°
1004,29	1383,09	1382,29				
			9,95	21,80	-7,05	
1014,26	1380,93	1380,13				
			7,11	28,85	12,37	
1021,41	1378,83	1378,03				
			14,20	16,48	4,60	
1035,54	1376,53	1375,73				
			12,04	11,88	-21,54	11 1/4°
1047,61	1375,13	1374,33				
			5,45	33,42	-16,87	
1053,03	1373,2	1372,4				
			16,26	50,30	10,73	
1069,32	1364,61	1363,81				
			2,86	39,57	-23,40	11 1/4°
1072,12	1363,39	1362,59				
			4,75	62,97	18,67	11 1/4°
1077	1360,42	1359,62				
			3,91	44,30	-49,03	22 1/2°
1080,98	1358,69	1357,89				

			4,39	93,33	30,86	11 1/4°
1085,25	1354,65	1353,85				
			7,35	62,47	-41,79	
1092,78	1350,07	1349,27				
			1,32	104,26	88,95	22 1/2° + 11 1/4°
1094,3	1348,64	1347,84				
			9,34	15,31	-26,17	11 1/4°
1103,57	1347,26	1346,46				
			10,39	41,48	6,69	
1113,96	1351,53	1350,73				
			20,01	34,79	18,80	11 1/4°
1133,72	1344,52	1343,72				
			16,33	15,99	4,60	
1150,03	1341,88	1341,08				
			23,88	11,39	9,13	
1174,15	1339,04	1338,24				
			19,49	2,26	-1,56	
1193,63	1338,56	1337,76				
			11,78	3,82	-11,01	
1205,49	1339,17	1338,37				
			14,09	14,83	6,51	
1219,72	1336,97	1336,17				
			13,35	8,32	-10,21	
1233,04	1335,78	1334,98				
			14,47	18,52	-31,91	22 1/2°
1247,52	1333,19	1332,39				
			2,82	50,44	43,80	22 1/2°
1250,32	1331,78	1330,98				
			12,66	6,64	-2,45	
1263,09	1331,5	1330,7				
			35,13	9,08	5,37	
1298,21	1327,65	1326,85				
			4,31	3,71	-15,52	11 1/4°
1302,55	1327,7	1326,9				
			14,24	19,24	4,12	
1316,8	1324,95	1324,15				
			33,48	15,11	-22,26	11 1/4°
1350,26	1319,86	1319,06				
			8,51	37,37	7,73	
1358,83	1316,61	1315,81				
			14,61	29,64	-59,19	22 1/2° + 11 1/4°
1373,45	1312,24	1311,44				
			3,50	88,84	31,59	22 1/2°
1376,96	1309	1308,2				
			7,77	57,25	32,76	22 1/2°
1384,77	1304,56	1303,76				

			7,64	24,49	20,59	11 1/4°
1392,45	1302,75	1301,95				
			17,20	3,89	-20,93	
1409,68	1301,96	1301,16				
			5,88	24,83	6,23	
1415,67	1300,38	1299,58				
			5,43	18,60	-44,92	22 1/2°
1421,11	1299,38	1298,58				
			4,64	63,51	30,64	11 1/4°
1425,81	1296,48	1295,68				
			4,81	32,87	30,06	11 1/4°
1430,64	1294,87	1294,07				
			7,82	2,81	-36,44	22 1/2°
1438,46	1294,66	1293,86				
			6,39	39,25	31,32	22 1/2°
1444,8	1292,12	1291,32				
			6,93	7,94	-17,41	11 1/4°
1451,79	1292,69	1291,89				
			9,47	25,35	10,31	
1461,32	1290,28	1289,48				
			2,79	15,04	-34,71	22 1/2°
1464,17	1289,81	1289,01				
			4,86	49,75	49,75	
1469,14	1287,39	1286,59				PURGA
		Σ	532,69			

- **Presión de diseño:**

Se obtuvo la presión estática máxima (en abscisa 1469,19 m)

$$= 1383,12 - 1286,59 = 96,53 \text{ m}$$

$$\text{Presión de diseño} = 1.3 \times 96,53 = 125,49 \text{ m}$$

La tubería que se decidió usar tiene las siguientes especificaciones:

- material: PVC
- clase: RDE 21
- tipo: 1

- grado: 1
- presión de trabajo: A 23°C 200 PSI – 1,38 MPa – 14.06 Kg/cm<sup>2</sup>
- coeficiente de rugosidad de Hazen-Williams: C = 150

**Cálculo del diámetro:**

Para el diseño de la tubería se utilizó la ecuación de Hazen-Williams

$$Q = 0.2785 C D^{2.63} J^{0.54}$$

- donde:
- Q = Caudal de diseño (0.020 m<sup>3</sup>/seg)
  - H = Carga hidráulica disponible
  - C = Coeficiente de rugosidad de Hazen-Williams  
150
  - J = Pérdida de carga unitaria
  - D = Diámetro de la tubería

Carga hidráulica disponible

$$H = 1383,12 - 1287,39 = 95,73 \text{ m}$$

La pérdida de carga unitaria se obtuvo a partir de la longitud real de tubería (L= 532.69m):

$$J = \frac{H}{L} = \frac{95,73}{532,69} = 0.18 \text{ m/m}$$

Despejando el diámetro de la ecuación Hazen-Williams se obtuvo:

$$D = \frac{Q}{0.2785 C J^{0.54}}^{\frac{1}{2.63}}$$

$$D = \frac{0.020}{(0.2785)(150)(0.18)^{0.54}}^{\frac{1}{2.63}}$$

$$D = 0.08 \text{ m} = 3.3 \text{ "}$$

Por lo anterior se dedujo que el valor del diámetro para el diseño debe ser de 4" de acuerdo al diámetro comercial.

Para el diámetro nominal de 4":

Diámetro externo = 114,30 mm

Espesor de pared = 5.44 mm

Diámetro interno real = 114.30 – (5.44 \* 2)

Diámetro interno real = 103.42

Para hallar la velocidad se hizo por continuidad:

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0.020}{\frac{\pi}{4}(0,10342)^2} = 2.38 \text{ m/seg}$$

Se halló la cabeza de velocidad o altura cinética:

$$\frac{V^2}{2g} = \frac{(2.38)^2}{(2)(9.81)} = 0.29 \text{ m}$$

- **Cálculo de las pérdidas de energía**

Cálculo de pérdidas por codos:

13 codos 11 ¼°

9 codos 22 ¼°

2 codos 22 ¼° + 11 ¼°

$$hm = 0,25 * 08,15 * 10^{-5} * \left( 13 * \frac{\sqrt{11,25}}{90} + 9 * \frac{\sqrt{22,5}}{90} + 2 * \frac{\sqrt{33,75}}{90} \right)$$

$$hm = 0.33 \text{ m}$$

Perdidas por Te:

Se ha dispuesto de una purga en la abscisa 1469,14 debido a la depresión que allí se presenta.

De paso directo (purga) 4" K= 0,6

$$hm = 0,6 * 1 * 0.29$$

$$hm = 0.174 \text{ m}$$

Perdidas por entrada normal al tubo de 4"

$$hm = 0,5 * 0.29$$

$$hm = 0.15 \text{ m}$$

Perdidas por salida:

$$hm = 1,0 * 0.29$$

$$hm = 8,15 * 10^{-5} \text{ m}$$

Perdidas Totales:

$$\sum hm = 0.33 + 0.174 + 0.15 + 0.20$$

$$\sum hm = 0.85 \text{ m}$$

Verificación de diámetro teórico y redistribución de longitudes:

Carga hidráulica:

$$H = 1383,12 - 1287,39 - 0,85 = 94,88 \text{ m}$$

Longitud real de la tubería:

$$L = 532,69$$

Pérdida de la carga unitaria:

$$J = \frac{H}{L}$$

$$J = \frac{94,88}{532,69} = 0,18 \text{ m/m}$$

Despejando el Diámetro:

$$D = \frac{0,020}{(0,2785)(150)(0,18)^{0,54}}^{\frac{1}{2,63}} = 0,08 \text{ m} \approx 3,2''$$

Cota piezométrica inicio = 11383,12

Cota piezométrica final = 1287,39 + 5,0 = 1292,39 m

- Comprobación del Golpe de Ariete

Válvula en abscisa = 1469,14

K = 18

Distancia real del desarenador = 180,77 m

Cota = 1287,39

Diámetro = 4" (Real = 103,42 m)

Espesor de la pared = 5,44 m

Velocidad = 2.38 m/seg

La celeridad de la onda se obtuvo de la siguiente forma:

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48.2 + k \frac{D}{e}}}$$

donde: C = Celeridad de la onda  
D = Diámetro del tubo  
e = Espesor de la pared del tubo  
K = Relación entre el módulo de elasticidad del agua y el del plástico (18)

reemplazando:

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + (18) \left( \frac{103.42}{5.44} \right)}}$$

$$C = 501 \text{ m/seg}$$

La fase de la tubería fue obtenida según la ecuación:

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

donde: T = Tiempo de cierre o de maniobra  
L = Longitud hasta el desarenador (180,77 m)  
C = Velocidad de la propagación de la onda o celeridad

reemplazando:

$$T = \frac{(2)(180,77)}{501.0}$$

$$T = 0,72 \text{ seg}$$

Se obtuvo el valor de la sobre presión al cierre instantáneo de la válvula por medio de la ecuación:

$$h_a = \frac{C V}{g}$$

donde:  $h_a$  = Sobre presión  
 $C$  = Velocidad de la propagación de la onda o celeridad  
 $g$  = Aceleración de la gravedad (9.81 m/seg<sup>2</sup>)  
 $V$  = Velocidad ( 2.38m/seg)

reemplazando:

$$h_a = \frac{(501,0)(2.38)}{9.81}$$

$$h_a = 121.5 \text{ m}$$

Se obtuvo el tiempo de maniobra para no sobrepasar la presión de diseño:

$$\text{Presión estática sobre la válvula} = 1383,12 - 1287,399 = 95.73 \text{ m}$$

$$\text{Presión total sobre la válvula} = 121.5 + 95.73 = 121.23 \text{ m}$$

La presión total no excede la presión de diseño 140,6 por lo cual no hay problema al presentarse la sobre presión máxima por golpe de ariete.

- **Trazado conducción tramo 3 Aguas Claras:**

Sobre el perfil que aparece en el Anexo D, se hizo el trazado de la clave de la tubería mediante alineamientos rectos y con profundidad de 0.4 a 1.2 m bajo la rasante del terreno, y a continuación se obtuvieron las cotas del perfil y la pendiente del alineamiento, y se halló el valor de la suma de las longitudes de cada tramo, estos datos aparecen en la Tabla 16.

Tabla 16. Perfil conducción tramo 3 Aguas Claras

ABSCISA	RASANTE	CLAVE	LONGITUD	PENDIENTE	DELTA	ADITAMENTO
1469,14	1287,39	1286,5900				
			5,41	38,46	38,46	
1474,58	1285,22	1284,42				
			5,46	25,46	8,80	
1480,09	1283,81	1283,01				
			6,97	16,65	-35,56	22 1/2°
1487,06	1282,66	1281,86				
			1,55	52,21	24,28	11 1/4°
1488,69	1281,85	1281,05				
			13,17	27,93	4,92	
1502,37	1278,2	1277,40				
			11,08	23,01	-14,96	11 1/4°
1513,48	1275,8	1275,00				
			5,40	37,97	21,91	11 1/4°
1518,97	1273,8	1273,00				
			10,96	16,06	-16,50	11 1/4°
1529,95	1272,04	1271,24				
			9,83	32,56	22,56	11 1/4°
1539,76	1268,75	1267,95				
			13,30	10,00	-13,74	
1553,06	1267,41	1266,61				
			16,13	23,74	6,74	
1569,17	1263,53	1262,73				
			5,00	17,00	-17,74	11 1/4°
1574,19	1262,66	1261,86				
			9,76	34,74	-7,06	
1584	1259,29	1258,49				
			5,88	41,80	24,63	11 1/4°
1589,93	1256,76	1255,96				

			21,20	17,17	-21,68	11 1/4°
1611,19	1253,04	1252,24				
			6,82	38,85	-10,27	
1617,96	1250,5	1249,70				
			15,84	49,12	13,56	
1633,92	1247,68	1246,88				
			10,29	35,57	-91,62	45°
1644,17	1244,12	1243,32				
			1,97	127,19	98,42	45°
1646,15	1241,61	1240,81				
			2,92	28,77	26,42	11 1/4°
1649,07	1240,8	1240,00				
			8,94	2,35	-19,21	11 1/4°
1658,12	1241	1240,20				
			7,75	21,56	-27,32	11 1/4°
1665,82	1239,27	1238,47				
			2,97	48,88	23,28	11 1/4°
1668,86	1237,87	1237,07				
			7,30	25,60	-0,81	
1676,32	1235,86	1235,06				PURGA
			17,68	26,42	23,60	11 1/4°
1694	1240,61	1239,81				
			11,36	2,82	-87,49	45°
1705,36	1240,98	1240,18				
			3,68	90,30	52,03	22 1/2°
1709,02	1244,25	1243,45				
			2,85	38,28	-27,62	11 1/4°
1711,9	1245,4	1244,60				
			7,54	65,90	21,73	11 1/4°
1719,45	1250,3	1249,50				
			4,73	44,16	28,83	11 1/4°
1724,15	1252,31	1251,51				
			14,48	15,33	-1,83	
1738,66	1254,36	1253,56				
			16,03	17,16	-1,31	
1754,72	1257,2	1256,40				
			10,23	18,47	3,29	
1764,99	1258,97	1258,17				
			6,19	15,18	-18,68	11 1/4°
1771,21	1258,12	1257,32				
			13,26	33,87	16,36	11 1/4°
1784,55	1253,62	1.252,82				
			4,57	17,51	-35,28	22 1/2°
1789,07	1254,26	1253,46				
			3,30	52,79	23,89	11 1/4°
1792,3	1256,01	1255,21				

			12,90	28,91	18,59	11 1/4°
1805,2	1259,8	1259,00				
			23,44	10,32	-18,03	11 1/4°
1828,7	1262,18	1261,38				
			10,72	28,36	13,87	
1839,5	1265,29	1264,49				
			12,98	14,49	4,60	
1852,5	1267,04	1266,24				
			11,73	9,89	-6,28	
1864,25	1268,22	1267,42				
			13,86	16,17	-8,68	
1878,15	1270,48	1269,68				
			7,00	24,85	15,32	11 1/4°
1885,2	1272,23	1.271,43				
			9,77	9,52	-20,03	11 1/4°
1895,01	1273,22	1272,42				
			10,53	29,55	14,96	11 1/4°
1905,52	1276,29	1275,49				
			6,58	14,59	-20,74	11 1/4°
1912,16	1277,23	1276,43				
			3,82	35,33	35,33	22 1/2°
1915,91	1278,57	1277,77				
		$\Sigma =$	445,1129			

- **Presión de diseño:**

Se obtuvo la presión estática máxima (en abscisa 1916,02 m)

$$= 1287,39 - 1235,06 = 52,33 \text{ m}$$

Presión de diseño =  $1.3 \times 52,33 = 68,03 \text{ m}$

La tubería que se decidió usar tiene las siguientes especificaciones:

- material: PVC
- clase: RDE 32,5
- tipo: 1
- grado: 1

- presión de trabajo: A 23°C 125 PSI – 0,86 MPa – 8,8 Kg/cm<sup>2</sup>
- coeficiente de rugosidad de Hazen-Williams: C = 150

- **Cálculo del diámetro:**

Se utilizó la ecuación que corresponde a la de Hazen-Williams:

$$Q = 0.2785 C D^{2.63} J^{0.54}$$

donde: Q = Caudal de diseño (0.020 m<sup>3</sup>/seg)

H = Carga hidráulica disponible

Carga hidráulica disponible:

$$H = (1287,39 - 1278,57 \text{ m}) = 8,82 \text{ m}$$

La pérdida de carga unitaria se obtuvo a partir de la longitud real de tubería (L = 532.69m):

$$J = \frac{H}{L} = \frac{8,82}{445,11} = 0.020 \text{ m/m}$$

Despejando el diámetro de la ecuación Hazen-Williams se obtuvo:

$$D = \frac{Q}{0.2785 C J^{0.54}}^{\frac{1}{2.63}}$$

$$D = \frac{0.020}{(0.2785)(150)(0.020)^{0.54}}^{\frac{1}{2.63}}$$

$$D = 0.122 \text{ m} = 4,8 \text{ "}$$

Por lo anterior se dedujo que el valor del diámetro para el diseño debe ser de 6" de acuerdo al diámetro comercial.

Para el diámetro nominal de 6"

Diámetro externo = 168,28 mm

Espesor de pared = 5,18 mm

Diámetro interno real =  $168,28 - (5,18 * 2)$

Diámetro interno real = 157,92

Para hallar la velocidad se hizo por continuidad:

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0.020}{\frac{\pi}{4}(0,15792)^2} = 1,02 \text{ m/seg}$$

Se halló la cabeza de velocidad o altura cinética:

$$\frac{V^2}{2g} = \frac{(1,02)^2}{(2)(9.81)} = 0,053 \text{ m}$$

- **Cálculo de las pérdidas de energía**

Cálculo de pérdidas por codos:

25 codos 11 ¼°

4 codos 22 ¼°

$$hm = 0,25 * 0,053 \left( 25 * \frac{\sqrt{11,25}}{90} + 4 * \frac{\sqrt{22,5}}{90} \right)$$

$$hm = 0,143 \text{ m}$$

Perdidas por Te:

Se ha dispuesto de una purga en la abscisa 1676,32 debido a la depresión que allí se presenta.

De paso directo (purga) en 4" K= 0,6

$$hm = 0,6 * 0,053$$

$$hm = 0,318 \text{ m}$$

Perdidas por entrada normal al tubo de 6"

$$hm = 0,5 * 0,053$$

$$hm = 0,027 \text{ m}$$

Perdidas por salida:

$$hm = 1,0 * 8,15 * 10^{-5}$$

$$hm = 8,15 * 10^{-5} \text{ m}$$

Perdidas Totales:

$$\sum hm = 0,143 + 0,318 + 0,027$$

$$\sum hm = 0,488 \text{ m}$$

Verificación de diámetro teórico y la predistribución de longitudes:

Carga hidráulica:

$$H = 1287,39 - 1278,57 - 0,488 = 8,332 \text{ m}$$

Longitud real de la tubería:

$$L = 445,11$$

Perdida de carga unitaria:

$$J = \frac{H}{L}$$

$$J = \frac{8,332}{445,11} = 0,019 \text{ m/m}$$

Despejando el Diámetro:

$$D = \frac{0.020}{(0.2785)(150)(0.019)^{0.54}}^{\frac{1}{2.63}} = 0,123 \text{ m} \approx 4,84''$$

Se dedujo que el valor del diámetro para el diseño debe ser de 6 pulgadas.

Cota piezométrica inicio = 1287,39

Cota piezométrica final = 1235,86 + 5,0 = 1240,86

- Comprobación del Golpe de Ariete

Válvula en abscisa = 1676,32

K = 18

Distancia real del desarenador = 1622,47 m

Cota = 1235,86

Diámetro = 6" (Real = 157,92 mm)

Espesor de la pared = 5,18 m

Velocidad = 1,02 m/seg

La celeridad de la onda se obtuvo de la siguiente forma:

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48.2 + k \frac{D}{e}}}$$

- donde: C = Celeridad de la onda  
 D = Diámetro del tubo  
 e = Espesor de la pared del tubo  
 K = Relación entre el módulo de elasticidad del agua y el del plástico (18)

reemplazando:

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + (18) \left( \frac{157,92}{5,18} \right)}}$$

$$C = 405,16 \text{ m/seg}$$

La fase de la tubería fue obtenida según la ecuación:

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

- donde: T = Tiempo de cierre o de maniobra  
 L = Longitud hasta el desarenador  
 C = Velocidad de la propagación de la onda o celeridad

reemplazando:

$$T = \frac{(2)(1622,47)}{405,16}$$

$$T = 8,01 \text{ seg}$$

Se obtuvo el valor de la sobre presión al cierre instantáneo de la válvula por medio de la ecuación:

$$h_a = \frac{C V}{g}$$

donde:  $h_a$  = Sobre presión  
 $C$  = Velocidad de la propagación de la onda o celeridad  
 $g$  = Aceleración de la gravedad (9.81 m/seg<sup>2</sup>)  
 $V$  = Velocidad

reemplazando:

$$h_a = \frac{(405,16)(1,02)}{9.81}$$

$$h_a = 42,13 \text{ m}$$

Se obtuvo el tiempo de maniobra para no sobrepasar la presión de diseño:

Presión estática sobre la válvula 1287,39-1235,86= 51.33 m

Presión total sobre la válvula = 51,33- 42,13 = 93,46 m

La presión total no excede la presión de diseño 88 m por lo cual no hay problema al presentarse la sobre presión máxima por golpe de ariete.

- **Trazado aducción y conducción tramo 1 Camenzo:**

Sobre el perfil que aparece en el Anexo E, se hizo el trazado de la clave de la tubería mediante alineamientos rectos y con profundidad de 0.4 a 1.2 m bajo la rasante del terreno, y a continuación se obtuvieron las cotas del perfil y la

pendiente del alineamiento, y se halló el valor de la suma de las longitudes de cada tramo, estos datos aparecen en la Tabla 17.

Tabla 17. Perfil aducción y conducción tramo 1 Camenzo

ABSCISA	RASANTE	CLAVE	LONGITUD	PENDIENTE	DELTA	ADITAMENTO
0	1379,46	1379,29				
			13,85	5,49	-6,14	
13,84	1379,31	1378,71				
			14,28	11,62	8,30	
28,13	1377,65	1377,05				
			9,03	3,32	-7,29	
37,16	1377,35	1376,75				
			8,01	10,61	9,37	
45,16	1376,5	1375,9				
			24,11	1,24	-8,94	
69,27	1376,2	1375,6				
			10,8	10,19	6,29	
80,07	1375,2	1374,5				
			31,29	3,90	-12,35	
111,36	1373,88	1373,28				
			2,77	16,25	15,46	11 1/4°
114	1373,43	1372,83				
			24,28	0,78	-6,90	
138,41	1373,24	1372,64				
			13,4	7,69	6,12	
151,82	1372,61	1371,61				
			10,82	1,57	-6,29	
162,64	1372,24	1371,44				
			10,81	7,86	3,99	
173,45	1371,29	1370,59				
			16,27	3,87	-6,29	
194,06	1370,29	1369,69				
			13,68	10,16	2,77	
207,74	1368,9	1368,3				
			19,34	7,39	0,09	
227,08	1367,46	1366,85				
			4,93	7,30	1,95	
232,01	1367,24	1366,64				
			1,68	-5,36	-22,14	11 1/4°
233,68	1367,34	1366,74				
			2,8	27,50	-3,17	
233,48	1378	1367,4				

			3,26	-30,67	30,67	11 1/4°
239,65	1369	1368,4				
			16,76	0,00	-14,83	11 1/4°
256,5	1369	1368,4				
			20,23	14,83	2,91	
276,73	1366	1365,4				
			8,47	11,92	6,65	
285,19	1364,98	1364,39				
			4,55	5,27	1,79	
289,74	1364,74	1364,14				
			3,44	3,49	0,66	
293,19	1364,63	1364,03				
			6,02	2,82	-0,02	
299,21	1364,46	1363,86				
			2,46	2,85	2,60	
301,67	1364,41	1363,81				
			4	-0,25	-1,29	
305,64	1364,42	1363,82				
			2,6	-1,54	-2,13	
308,27	1364,46	1363,86				
			4,36	-3,67	-3,64	
312,63	1364,62	1364,02				
			3,83	-7,31	-7,72	
316,45	1364,9	1364,3				
			7,32	-15,03	7,17	
323,77	1366,06	1365,4				
			5,22	-7,85	-2,93	
328,99	1366,41	1365,81				
			2,69	-10,78	-13,69	
331,68	1366,7	1366,1				
			1,88	-24,47	-48,58	22 1/2°
333,56	1367,16	1366,6				
			1,15	-73,04	55,50	22 1/2° + 11 1/4°
334,7	1367,99	1367,4				
			4,16	-17,55	-13,60	
338,87	1368,73	1368,13				
			10,85	-31,15	26,00	11 1/4°
349,72	1372,01	1371,41				
			7,37	-5,16	-2,53	
357,09	1372,38	1371,78				
			14,05	7,69	5,71	
371,14	1373,46	1372,86				
			8,59	1,98	-13,87	
379,73	1373,29	1372,69				
			3,47	15,85	14,38	11 1/4°
383,19	1372,94	1372,14				

			15,69	1,47	-3,70	
398,9	1372,71	1371,91				
			12,19	5,17	0,62	
411,09	1371,88	1371,28				
			4,4	-4,55	-1,44	
415,48	1371,68	1371,08				
			3,84	-5,99	-7,70	
419,32	1371,91	371,31				
			5,04	-13,69	7,78	
424,36	1372,6	1372				
			10,15	5,91	-40,71	22 1/2°
434,51	1372	1371,4				
			12,87	46,62	-50,15	22 1/2°
437,38	1366	1365,4				
			1,24	96,77	94,44	45°
448,62	1365	1364,2				
			28,73	2,33	-6,65	
477,35	1364,23	1363,53				
			12,69	8,98	6,20	
490,04	1363,29	1362,39				
			10,43	2,78	-39,67	22 1/2°
500,46	1363	1362,1				
			6,36	42,45	27,48	11 1/4°
506,82	1360	1359,4				
			6,68	14,97	12,86	
513,5	1359	1358,4				
			3,8	2,11	-50,06	22 1/2°
517,29	1358,92	1358,32				
			8,09	52,16	4,10	
525,38	1355,1	1354,1				
			6,45	-48,06	36,60	22 1/2°
531,84	1358	1357,2				
			15,71	-11,46	-40,06	22 1/2°
557,54	1360	1359				
			1,65	-51,52	45,16	22 1/2°
549,19	1360,85	1359,85				
			9,91	-6,36	2,57	
559,09	1361,28	1360,48				
			23,79	3,78	-9,24	
582,89	1360,38	1359,58				
			9,14	13,02	12,76	
592,04	1359,18	1358,38				
			15,54	0,26	-17,77	11 1/4°
607,47	1359,39	1358,34				
			4,05	18,02	-14,20	11 1/4°
611,62	1358,51	1357,61				

			2,7	-32,22	32,00	22 1/2°
614,31	1359,28	1358,48				
			8,89	0,22	-0,48	
623,2	1359,07	1358,47				
			18,5	0,70	-1,62	
641,69	1359,4	1358,6				
			14,64	-2,32	0,65	
656,33	1359,74	1358,94				
			16,79	1,67	-6,53	
673,12	1359,46	1358,66				
			9,27	8,20	-32,92	22 1/2°
682,39	1358,7	1357,9				
			5,91	41,12	-4,68	
688,3	1356,27	1355,47				
			7,14	45,80	45,80	22 1/2°
695,44	1353	1352,2				
			3,44	0,00	-58,30	22 1/2 + 11 1/4°
698,88	1353	1352,2				
			7,17	-58,30	50,57	22 1/2°
706,05	1357,08	1356,38				
			4,14	-7,73	-12,36	
710,19	1357,5	1356,7				
			4,73	20,08	17,97	11 1/4°
714,92	1356,55	1355,75				
			5,67	2,12	-11,53	
720,48	1356,43	1355,63				
			4,91	-13,65	9,47	
725,49	1357,1	1356,3				
			8,86	-4,18	-5,72	
734,35	1357,47	1356,67				
			16,78	9,89	6,95	
751,12	1355,79	1355,01				
			18	2,94	-4,71	
769,13	1355,43	1354,48				
			4,31	-7,66	-1,42	
773,44	1355,8	1354,82				
			6,06	9,08	5,17	
779,48	1355,17	1354,27				
			16,66	-3,90	-18,34	11 1/4°
796,16	1355,86	1354,92				
			12,41	22,24	15,44	11 1/4°
808,57	1353,19	1352,16				
			10,3	6,80	2,27	
818,69	1352,37	1351,46				
			18,99	-4,53	3,04	
837,87	1353,34	1352,32				

			14,07	-1,49	1,01	
851,97	1353,53	1352,54				
			16,53	0,48	-2,25	
868,47	1353,44	1352,46				
			16,44	2,74	-1,95	
885,1	1353	1352,01				
			12,58	4,69	-46,24	22 1/2°
897,65	1352	1351,42				
			8,6	50,93	36,58	22 1/2°
906,11	1348,15	1347,03				PURGA
			4,25	-14,35	-31,60	22 1/2°
910,33	1348,59	1347,64				
			4,2	-45,95	35,96	22 1/2°
914,48	1350,17	1349,58				
			11,31	9,99	9,99	
925,84	1349,27	1348,45				
			16,38	0,00	-5,96	
942,21	1349,26	1348,45				
			8,55	-5,96	-0,80	
950,77	1349,86	1348,96				
			14,04	6,77	-0,78	
964,77	1349,21	1348,01				
		$\Sigma =$	960,54			

- **Presión de diseño:**

Se obtuvo la presión estática máxima (en abscisa 910,33 m)

$$= 1379,46 - 1347,03 = 32,43 \text{ m}$$

Presión de diseño =  $1.3 \times 32,43 = 42,16 \text{ m}$

La tubería que se decidió usar tiene las siguientes características:

- material: PVC
- clase: RDE 41
- tipo: 1
- grado: 1

- presión de trabajo: A 23°C 100 PSI – 0,86 MPa – 8,8 Kg/cm<sup>2</sup>
- coeficiente de rugosidad de Hazen-Williams: C = 150

- **Cálculo del diámetro:**

Se utilizó la ecuación (28) que corresponde a la de Hazen-Williams:

$$Q = 0.2785 C D^{2.63} J^{0.54}$$

- donde:
- Q = Caudal de diseño (0.033 m<sup>3</sup>/seg)
  - H = Carga hidráulica disponible (1379,46 – 1348,15 m)
  - C = Coeficiente de rugosidad de Hazen-Williams 150
  - J = Pérdida de carga unitaria
  - D = Diámetro de la tubería

La pérdida de carga unitaria se obtuvo a partir de la longitud real de tubería (L = 960,54m):

$$J = \frac{H}{L} = \frac{31,31}{960,54} = 0.03 \text{ m/m}$$

Despejando el diámetro de la ecuación se obtuvo:

$$D = \frac{Q}{0.2785 C J^{0.54}}^{\frac{1}{2.63}}$$

$$D = \frac{0.033}{(0.2785)(150)(0.03)^{0.54}}^{\frac{1}{2.63}}$$

$$D = 0.136 \text{ m} = 5,35 \text{ “}$$

Se dedujo que el valor del diámetro para el diseño debe ser de 6" de acuerdo al diámetro comercial.

Para el diámetro nominal de 6"

Diámetro externo = 168,28 mm

Espesor de pared = 4,12 mm

Diámetro interno real =  $168,28 - (4,12 * 2)$

Diámetro interno real = 160,4 mm

Para hallar la velocidad se hizo por continuidad:

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0.033}{\frac{\pi}{4}(0,1604)^2} = 1,63 \text{ m/seg}$$

Se halló la cabeza de velocidad o altura cinética:

$$\frac{V^2}{2g} = \frac{(1,63)^2}{(2)(9.81)} = 0,14 \text{ m}$$

- **Cálculo de las pérdidas de energía**

Cálculo de pérdidas por codos:

12 codos 11 ¼°

16 codos 22 ¼°

2 codos 22 ¼° + 11 ¼°

1 codo 45°

$$hm = 0,25 * 0,14 * \left( 12 * \frac{\sqrt{11,25}}{90} + 16 * \frac{\sqrt{33,75}}{90} + 1 * \frac{\sqrt{45}}{90} \right)$$

$$hm = 0,50 \text{ m}$$

Perdidas por Te:

Se ha dispuesto de una purga en la abscisa 906,11 de paso directo (purga)  $K= 6$

$$h_m = 0,6 * 0,14$$

$$h_m = 0,084 \text{ m}$$

Perdidas por entrada normal al tubo de 6”:

$$h_m = 0,5 * 0,14$$

$$h_m = 0,07$$

Perdidas Totales:

$$\sum h_m = 0,50 + 0,084 * 10^{-5} + 0,07$$

$$\sum h_m = 0,654 \text{ m}$$

Verificación de diámetro teórico y la redistribución de longitudes:

Carga hidráulica disponible:

$$H = 1379,46 - 1348,15 - 0,654 = 30,66 \text{ m}$$

Longitud real de la tubería:

$$L = 960,54$$

Perdida de carga unitaria:

$$J = \frac{H}{L}$$

$$J = \frac{30,66}{960,54} = 0,03 \text{ m/m}$$

Despejando el diámetro:

$$D = \left( \frac{0.033}{(0.2785)(150)(0.03)^{0.54}} \right)^{\frac{1}{2.63}} = 0,136 \text{ m} \approx 5,34''$$

Se dedujo que el valor del diámetro para el diseño debe ser de 6 pulgadas

Cota piezométrica inicio = 1379,46

Cota piezométrica final = 1347,03 + 5,0 = 1352,03

- Comprobación del Golpe de Ariete

Válvula en abscisa = 906,11

K = 18

Distancia real del desarenador = 900,92 m

Cota = 1347,03

Diámetro = 6" (Real = 160,4)

Espesor de pared = 4,12 m

Velocidad = 1,63 m/seg

La celeridad de la onda se obtuvo de la siguiente forma:

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48.2 + k \frac{D}{e}}}$$

donde: C = Celeridad de la onda

D = Diámetro del tubo

e = Espesor de la pared del tubo

K = Relación entre el módulo de elasticidad del agua y el del plástico (18)

reemplazando:

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + (18) \left( \frac{160,4}{4,12} \right)}}$$

$$C = 361,72 \text{ m/seg}$$

La fase de la tubería fue obtenida según la ecuación:

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

donde: T = Tiempo de cierre o de maniobra

L = Longitud hasta el desarenador (873,89 m)

C = Velocidad de la propagación de la onda o celeridad

reemplazando:

$$T = \frac{(2)(900,92)}{361,72}$$

$$T = 4,9 \text{ seg}$$

Se obtuvo el valor de la sobre presión al cierre instantáneo de la válvula por medio de la ecuación:

$$h_a = \frac{C V}{g}$$

donde:  $h_a$  = Sobre presión

C = Velocidad de la propagación de la onda o celeridad

g = Aceleración de la gravedad (9.81 m/seg<sup>2</sup>)

$$V = \text{Velocidad (1,63 m/seg)}$$

reemplazando:

$$h_a = \frac{(361,72)(1,63)}{9.81}$$

$$h_a = 60,10 \text{ m}$$

Se obtuvo el tiempo de maniobra para no sobrepasar la presión de diseño:

$$\text{Presión estática sobre la válvula} = 1379,46 - 1347,03 = 32,43 \text{ m}$$

$$\text{Presión total sobre la válvula} = 60,10 + 32,43 = 92,53 \text{ m}$$

La presión total no excede la presión de diseño 88 m por lo cual no hay problema al presentarse la sobre presión máxima por golpe de ariete.

- **Trazado conducción tramo 2 Camenzo:**

Sobre el perfil que aparece en el Anexo F, se hizo el trazado de la clave de la tubería mediante alineamientos rectos y con profundidad de 0.4 a 1.2 m bajo la rasante del terreno, y a continuación se obtuvieron las cotas del perfil y la pendiente del alineamiento, y se halló el valor de la suma de las longitudes de cada tramo, estos datos aparecen en la Tabla 18.

Tabla 18. Perfil conducción tramo 2 Camenzo.

ABSCISA	RASANTE	CLAVE	LONGITUD	PENDIENTE	DELTA	ADITAMENTO
964,77	1349,21	1348,01				
			14,58	-7,54	-6,46	
979,37	1350	1349,11				
			6,71	14,01	-10,38	
986,09	1349,11	1348,17				

			5,7	24,39	17,46	11 1/4°
991,87	1347,66	1346,78				
			6,64	-6,93	-27,20	11 1/4°
998,92	1348,49	1347,24				
			2,93	34,13	28,03	11 1/4°
1001,35	1349,1	1348,24				
			13,94	-6,10	-6,35	
1015,37	1349,87	1349,09				
			17,27	12,45	0,02	
1032,57	1347,87	1346,94				
			11,42	12,43	0,01	
1043,99	1346,48	1345,53				
			11,91	12,43	-9,92	
1055,83	1345,04	1344,06				
			4,34	22,35	0,32	
1060,17	1344	1343,09				
			13,62	-22,03	22,03	11 1/4°
1073,79	1347	1346,09				
			17,69	0,00	-20,27	11 1/4°
1091,7	1347	1346,09				
			11,84	20,27	5,84	
1103,32	1344,87	1343,69				
			8,87	14,43	-0,37	
1112,32	1343	1342,41				
			2,77	14,80	6,97	
1114,96	1342,63	1342				
			3,83	7,83	7,23	
1118,79	1342,36	1341,7				
			9,99	-0,60	0,60	
1128,78	1342,36	1341,76				
			14,94	0,00	-5,47	
1143,73	1342,44	1341,76				
			8,78	-5,47	4,18	
1152,51	1342,12	1341,28				
			17,14	-1,28	-2,54	
1169,65	1342,33	1341,47				
			16,74	-3,82	3,82	
1186,39	1343,03	1342,14				
			14,99	0,00	-2,10	
1201,37	1343,17	1342,14				
			16,21	-2,10	0,01	
1217,58	1343,46	1342,48				
			14,39	-2,08	-15,82	11 1/4°
1231,97	1343,86	1342,78				
			10	-17,90	12,26	
1241,97	1345,53	1344,57				

			11,71	-5,64	-11,79	
1253,68	1346,09	1345,23				
			9,81	17,43	9,05	
1263,49	1344,45	1343,52				
			14,08	8,38	-11,78	
1277,57	1343,3	1342,34				
			8,63	-20,16	18,53	
1286,2	1345,01	1344,08				
			14,71	-1,63	-14,83	11 1/4°
1391	1345,21	1344,33				
			12,21	16,46	-6,85	
1313,12	1343,19	1342,32				
			3,56	23,31	23,31	11 1/4°
1316,68	1344	1343,14				
			13,23	0,00	-22,53	11 1/4°
1329,91	1344	1343,14				
			4,75	22,53	22,53	11 1/4°
1334,66	1343	1342,07				
			2,55	0,00	-50,00	22 1/2°
1337,21	1343,18	1342,07				
			2,7	-50,00	33,30	22 1/2°
1339,91	1344,19	1343,42				
			5,69	-16,70	-9,99	
1345,59	1355,38	1344,37				
			3,71	26,68	21,74	11 1/4°
1348,3	1346,23	1345,36				
			9,9	4,95	2,64	
1359,2	1345,72	1344,87				
			12,97	-2,31	-4,28	
1372,17	1346,07	1345,17				
			9,1	6,59	-0,04	
1381,27	1345,46	1344,57				
			15,67	6,64	4,02	
1396,94	1344,56	1343,54				
			8,8	2,61	-5,92	
1405,74	1344,16	1343,31				
			8,44	8,53	6,19	
1414,18	1343,56	1342,6				
			15,81	2,34	-4,82	
1429,99	1343,03	1342,23				
			11,17	7,16	5,31	
1441,16	1342,41	1341,43				
			17,26	-1,85	1,85	
1458,41	1342,71	1341,75				
			11,34	0,00	-1,77	
1469,77	1342,71	1341,75				

			11,86	1,77	-2,47	
1481,61	1342,45	1341,53				
			11,8	4,24	-1,48	
1493,42	1341,82	1341,03				
			5,25	-5,71	-17,25	11 1/4°
1498,68	1342,39	1341,34				
			2,7	-22,96	20,29	11 1/4°
1501,38	1342,86	1341,96				
			11,22	2,67	-18,87	11 1/4°
1512,6	1342,41	1341,65				
			3,11	21,54	15,40	11 1/4°
1515,7	1341,93	1340,98				
			12,05	6,14	1,32	
1527,75	1341,21	1340,24				
			11,83	4,82	2,92	
1539,61	1340,54	1339,67				
			12,1	-1,90	1,50	
1551,68	1340,89	1339,89				
			12,39	-0,40	0,40	
1564,06	1341,42	1340,39				
			6,4	0,00	-1,29	
1570,47	1341,39	1340,39				
			12,38	1,29	-2,91	
1582,85	1341	1340,23				
			9,04	4,20	0,03	
1591,89	1340,73	1339,85				
			10,77	4,18	-3,24	
1602,66	1340	1339,4				
			11,99	7,42	3,75	
1614,64	1339,28	1338,51				
			14,7	3,67	-1,23	
1629,37	1338,57	1337,97				
			11,62	4,91	0,03	
1640,97	1338	1337,4				
			11,48	4,88	-1,70	
1652,45	1337,52	1336,84				
			11,85	6,58	1,40	
1664,34	1336,65	1336,06				
			12,55	5,18	-2,92	
1676,87	1336	1335,4				
			9,38	8,10	2,05	
1686,24	1335,24	1334,64				
			9,26	6,05	-15,50	11 1/4°
1695,49	1334,89	1334,08				
			6,96	21,55	17,57	11 1/4°
1702,45	1333,44	1332,58				

			12,06	3,98	1,54	
1714,51	1332,95	1332,1				
			11,88	2,44	1,16	
1726,4	1332,65	1331,81				
			11,72	1,28	-1,36	
1738,12	1332,56	1331,66				
			12,11	2,64	-0,02	
1750,23	1332,25	1331,35				
			10,88	2,67	2,67	
1761,11	1332,01	1331,06				
			12,12	0,00	0,00	
1773,23	1331,99	1331,06				
			11,92	0,00	-5,82	
1785,13	1332,06	1331,06				
			7,9	-5,82	-6,92	
1793,06	1332,54	1331,52				
			5,18	-12,74	10,88	
1798,24	1333,14	1332,18				
			11,28	1,86	-22,60	11 1/4°
1809,52	1332,88	1331,97				
			3,72	24,46	24,46	11 1/4°
1813,24	1332	1331,06				PURGA
			5,51	0,00	-29,88	11 1/4°
1818,73	1332,19	1331,06				
			7,63	29,88	13,29	
1826,38	1334,2	1333,33				
			11,27	16,59	16,59	11 1/4°
1837,65	1336,09	1335,2				
			15,24	0,00	-12,33	
1852,89	1336,21	1335,2				
			7,3	-12,33	10,84	
1860,19	1337,04	1336,1				
			10,09	-1,49	-1,91	
1870,28	1337,06	1336,25				
			7,94	3,40	-17,68	11 1/4°
1878,22	1336,59	1335,98				
			10,77	21,08	-17,59	11 1/4°
1888,98	1334,34	1333,71				
			3,31	38,67	12,50	
1892,29	1333,08	1332,43				
			6,38	26,18	8,48	
1898,67	1331,49	1330,76				
			7,63	17,69	12,30	
1906,3	1330,01	1329,4				
			9,73	3,49	-10,59	11 1/4°
1916,02	1329,63	1329,06				

---

Σ	951,3
---	-------

- **Presión de diseño:**

Se obtuvo la presión estática máxima (en abscisa 1916,02 m)

$$= 1349,21 - 1329,06 = 20,15 \text{ m}$$

Presión de diseño =  $1.3 \times 20,15 = 26,20 \text{ m}$

La tubería que se decidió usar tiene las siguientes características:

- material: PVC
- clase: RDE 21
- tipo: 1
- grado: 1
- presión de trabajo: A 23°C 200 PSI – 1,38 MPa – 14.06 Kg/cm<sup>2</sup>
- coeficiente de rugosidad de Hazen-Williams: C = 150

- **Cálculo del diámetro:**

Se utilizó la ecuación de Hazen-Williams:

$$Q = 0.2785 C D^{2.63} J^{0.54}$$

- donde:
- Q = Caudal de diseño (0.033 m<sup>3</sup>/seg)
  - H = Carga hidráulica disponible (1349,21 – 1329,63 m)
  - C = Coeficiente de rugosidad de Hazen-Williams 150
  - J = Pérdida de carga unitaria
  - D = Diámetro de la tubería

La pérdida de carga unitaria se obtuvo a partir de la longitud real de tubería (L = 951,3 m):

$$J = \frac{H}{L} = \frac{19,58}{951,3} = 0.021 \text{ m/m}$$

Despejando el diámetro de la ecuación se obtuvo:

$$D = \left( \frac{Q}{0.2785 C J^{0.54}} \right)^{\frac{1}{2.63}}$$
$$D = \left( \frac{0.033}{(0.2785)(150)(0.021)^{0.54}} \right)^{\frac{1}{2.63}}$$
$$D = 0.146 \text{ m} = 5,74 \text{ "}$$

Se dedujo que el valor del diámetro para el diseño debe ser de 6" de acuerdo al diámetro comercial.

Para el diámetro nominal de 6"

Diámetro externo = 168,28 mm

Espesor de pared = 8,03 mm

Diámetro interno real = 168,28 – (8,03 \* 2 )

Diámetro interno real = 152,22

Para hallar la velocidad se hizo por continuidad:

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0.033}{\frac{\pi}{4} (0,15222)^2} = 1,81 \text{ m/seg}$$

Se halló la cabeza de velocidad o altura cinética:

$$\frac{V^2}{2g} = \frac{(1,81)^2}{(2)(9.81)} = 0,17 \text{ m}$$

- **Cálculo de las pérdidas de energía**

Cálculo de pérdidas por codos:

24 codos 11 ¼°

2 codos 22 ¼°

$$hm = 0,25 * 0,17 * 24 * \frac{\sqrt{11,25}}{90} + 2 * \frac{\sqrt{22,05}}{90} + 2$$

$$hm = 0,40 \text{ m}$$

Perdidas por Te:

Se ha dispuesto de una purga en la abscisa 1813,24 de paso directo (purga)

K= 0,6

$$hm = 0,6 * 0,17$$

$$hm = 0,10 \text{ m}$$

Perdidas por entrada normal al tubo de 6”:

$$hm = 0,5 * 0,17$$

$$hm = 0,085 \text{ m}$$

Perdidas Totales:

$$\sum hm = 0,40 + 0,085$$

$$\sum hm = 0,59 \text{ m}$$

Verificación de diámetro teórico y la redistribución de longitudes:

Carga hidráulica:

$$H = 1349,21 - 1329,63 - 0,59 = 18,99 \text{ m}$$

Longitud real de la tubería:

$$L = 951,3$$

Perdida de carga unitaria:

$$J = \frac{H}{L}$$

$$J = \frac{18,99}{951,13} = 0,020 \text{ m/m}$$

Despejando el diámetro:

$$D = \left( \frac{0.033}{(0.2785)(150)(0.020)^{0.54}} \right)^{\frac{1}{2.63}} = 0,148 \text{ m} \approx 5,81''$$

Se dedujo que el valor del diámetro para el diseño debe ser de 6 pulgadas

Cota piezométrica inicio = 1349,21

Cota piezométrica final = 1329,63 + 5,0 = 1334.63

- Comprobación del Golpe de Ariete

Válvula en abscisa = 1813,24

K = 18

Distancia real del desarenador = 1743,97 m

Cota = 1257,11

Diámetro = 6" (Real = 152,22 )

Espesor de pared = 8,03 m

Velocidad = 1.81 m/s

La celeridad de la onda se obtuvo de la siguiente forma:

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48.2 + k \frac{D}{e}}}$$

donde: C = Celeridad de la onda  
D = Diámetro del tubo  
e = Espesor de la pared del tubo  
K = Relación entre el módulo de elasticidad del agua y el del plástico (18)

reemplazando:

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + (18) \frac{152,22}{8,03}}}$$

$$C = 501,62 \text{ m/seg}$$

La fase de la tubería fue obtenida según la ecuación:

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

donde: T = Tiempo de cierre o de maniobra  
L = Longitud hasta el desarenador (873,89 m)  
C = Velocidad de la propagación de la onda o celeridad

reemplazando:

$$T = \frac{(2)(1743,97)}{501,62}$$

$$T = 6,95 \text{ seg}$$

Se obtuvo el valor de la sobre presión al cierre instantáneo de la válvula por medio de la ecuación:

$$h_a = \frac{C V}{g}$$

donde:  $h_a$  = Sobre presión  
 $C$  = Velocidad de la propagación de la onda o celeridad  
 $g$  = Aceleración de la gravedad (9.81 m/seg<sup>2</sup>)  
 $V$  = Velocidad (0,17 m/seg)

reemplazando:

$$h_a = \frac{(501,62)(1,81)}{9.81}$$

$$h_a = 92,55 \text{ m}$$

Se obtuvo el tiempo de maniobra para no sobrepasar la presión de diseño:

$$\text{Presión estática sobre la válvula} = 1349 - 1257,11 = 91,89 \text{ m}$$

$$\text{Presión total sobre la válvula} = 92,55 + 91,89 = 184,44$$

La presión total excede la presión de diseño 141,6 m por lo cual se tiene que hallar el tiempo de maniobra para que por operación normal de la válvula no exceda la presión de diseño.

Presión disponible para el golpe de ariete:

$$184,44 - 141,6 = 82,84 \text{ m}$$

Tiempo de maniobra requerido para no exceder la sobrepresión máxima permisible de 82,44, se calcula así;

$$t = \frac{2LV}{gha} 1.81$$

$$t = \frac{2 * 1743,97 * 1.81}{9,81 * 92.55} = 6,95 \text{ seg}$$

La válvula no podrá cerrarse en un tiempo inferior 6,95 seg.

- **Trazado conducción tramo 1 cruce Vereda Sabaneta – Tanque de Almacenamiento:**

Sobre el perfil que aparece en el Anexo G, se hizo el trazado de la clave de la tubería mediante alineamientos rectos y con profundidad de 0.4 a 1.2 m bajo la rasante del terreno, y a continuación se obtuvieron las cotas del perfil y la pendiente del alineamiento, y se halló el valor de la suma de las longitudes de cada tramo, estos datos aparecen en la Tabla 19.

Tabla 19. Perfil conducción tramo 1 cruce vereda sabaneta – tanque de almacenamiento

ABSCISA	RASANTE	CLAVE	LONGITUD	PENDIENTE	DELTA	ADITAMENTO
1916,02	1329,63	1329,06				

			2,13	14,08	-10,45	22 1/2°
1918,16	1329,4	1328,76				
			5,34	24,53	-24,40	22 1/2°
1923,5	1328,11	1327,46				
			2,82	48,94	32,27	22 1/2°
1926,32	1326,9	1326,07				
			11,52	16,67	-8,47	
1937,84	1324,77	1324,15				
			8,87	25,14	10,89	
1946,41	1322,75	1321,92				
			10,88	14,25	9,91	
1957,64	1321,16	1320,37				
			11,77	4,33	-14,80	11 1/4°
1969,36	1320,46	1319,85				
			7,42	19,14	15,89	11 1/4°
1976,77	1319,43	1318,43				
			11,38	3,25	-3,79	
1988,15	1319,1	1318,06				
			11,64	-7,04	-14,20	11 1/4°
1999,77	1319,86	1318,88				
			5,13	21,25	-52,16	22 1/2°
2004,93	1318,44	1317,79				
			2,67	73,41	19,80	11 1/4°
2007,59	1316,78	1315,83				
			9,01	53,61	38,47	22 1/2°
2016,61	1312,08	1311				
			9,25	15,14	11,67	
2025,86	1310,58	1309,61				
			10,68	3,46	3,46	
2036,56	1309,84	1309,24				
			12,29	0,00	-14,05	11 1/4°
2048,73	1309,79	1309,24				
			16,3	14,05	-6,76	
2065,13	1307,93	1306,95				
			12,64	-20,81	7,16	
2077,82	1310,46	1309,58				
			6,01	13,64	-32,11	22 1/2°
2083,77	1309,69	1308,76				
			4,59	45,75	22,65	11 1/4°
2088,35	1307,64	1306,65				
			9,61	23,10	5,24	
2097,97	1305,45	1304,46				
			10,92	17,86	-3,23	
2108,88	1303,51	1302,51				
			11,05	21,09	-10,58	
2119,93	1301,13	1300,17				

			5,4	31,67	9,22	
2125,33	1299,44	1298,46				
			10,78	22,45	-0,07	
2136,1	1296,97	1296,04				
			4,93	22,52	2,79	
2141,04	1296	1294,94				
			12,17	19,72	2,20	
2153,21	1293,57	1292,53				
			9,13	17,52	-0,05	
2162,34	1291,79	1290,93				
			3,47	17,58	-59,93	22 1/2 + 11 1/4
2165,81	1291,09	1290,32				
			2,89	77,51	73,61	22 1/2 + 11 1/4
2168,7	1289	1288,08				
			3,85	3,90	-12,93	
2172,55	1288,88	1287,94				
			4,16	16,83	16,83	11 1/4°
2176,71	1288,18	1287,24				
			5,09	0,00	-24,50	11 1/4°
2181,79	1288,08	1287,24				
			4,98	24,50	8,84	
2186,9	1287	1286,02				
			13,41	-15,66	-19,45	11 1/4°
2200,19	1289,19	1288,12				
			9,37	-35,11	-36,08	22 1/2°
2209,56	1292,56	1291,41				
			3,68	-71,20	65,70	22 1/2 + 11 1/4
2213,24	1294,65	1294,02				
			11,47	-5,49	5,49	
2224,72	1295,7	1294,65				
			11,6	0,00	0,00	
2236,32	1295,73	1294,65				
			12,28	0,00	-8,42	
2248,64	1295,75	1294,65				
			8,08	8,42	-6,97	
2256,8	1294,74	1293,98				
			6,11	15,38	2,86	
2262,79	1293,97	1293,03				
			9,34	-12,53	-19,05	11 1/4°
2272,13	1295,32	1294,2				
			3,42	-31,58	25,88	11 1/4°
2275,56	1296,26	1295,28				
			5,44	5,70	-41,32	22 1/2°
2280,99	1295,88	1294,97				
			10,91	47,02	12,39	
2291,9	1290,81	1289,85				

			5,4	34,63	22,85	11 1/4°
2297,3	1288,91	1287,97				
			8,91	11,78	-11,91	
2306,21	1287,77	1286,93				
			9,54	23,69	10,29	
2315,75	1285,69	1284,67				
			11,64	13,40	3,82	
2327,39	1284,14	1283,11				
			12,42	9,58	-7,37	
2339,81	1282,86	1281,69				
			12,15	16,95	11,30	
2351,96	1280,75	1279,86				
			10,97	5,65	3,94	
2362,92	1280,23	1279,24				
			12,25	-1,71	1,71	
2375,17	1280,5	1279,98				
			7,43	0,00	-13,22	
2382,61	1280,4	1279,46				
			11,88	13,22	10,27	
2394,49	1278,86	1277,89				
			11,54	2,95	-6,62	
2406,03	1278,46	1277,55				
			6,9	9,57	-18,27	11 1/4°
2412,92	1277,82	1276,89				
			7,4	27,84	26,71	11 1/4°
2420,32	1275,83	1274,83				
			12,42	1,13	-5,07	
2432,75	1275,59	1274,7				
			9,68	-6,20	-18,18	11 1/4°
2442,42	1276,29	1275,29				
			8,04	24,38	22,61	11 1/4°
2450,46	1278,11	1277,25				
			11,89	-1,77	1,36	
2462,4	1278,46	1277,46				
			12,42	0,40	-4,20	
2474,77	1278,33	1277,41				
			11,94	4,61	-4,33	
2486,71	1277,78	1276,86				
			4,03	8,93	-47,84	22 1/2°
2490,73	1278,32	1277,22				
			5,39	-56,77	45,91	22 1/2°
2496,13	1280,89	1280,28				
			11,05	10,86	-17,66	11 1/4°
2507,32	1279,66	1279,08				
			10,73	28,52	16,15	11 1/4°
2517,71	1276,89	1276,02				

			9,54	12,37	10,32	
2527,46	1275,83	1279,51				
			12,2	2,05	-2,43	
2539,66	1275,53	1274,59				
			11,84	4,48	2,12	
2551,5	1274,99	1274,06				
			11,88	2,36	-1,26	
2563,38	1274,79	1273,78				
			12,16	3,62	0,01	
2575,55	1274,35	1273,34				
			11,91	3,61	-2,89	
2587,45	1273,93	1272,91				
			12,3	6,50	4,88	
2599,75	1273,11	1272,11				
			12,31	1,62	-4,10	
2612,06	1272,87	1271,91				
			7,34	5,72	-9,03	
2619,4	1272,4	1271,5				
			23,66	14,75	7,57	
2643,06	1268,99	1268				
			11,84	7,18	-21,76	
2654,9	1268,01	1267,16				
			6,53	28,94	28,94	
2661,44	1266	1265,26				
			16,49	0,00	-12,60	
2677,92	1266,31	1265,26				
			8,65	12,60	9,04	
2686,57	1267,08	1266,35				
			24,45	3,56	3,56	
2711,03	1268	1267,23				
			8,05	0,00	-23,08	11 1/4°
2719,15	1268	1267,23				
			8,97	23,08	19,65	11 1/4°
2728,04	1266,18	1265,16				
			31,53	-3,43	-9,58	
2759,57	1267,27	1266,24				
			4,92	-13,01	2,21	
2764,49	1267,69	1266,88				
			13,61	10,80	7,80	
2788,13	1266,35	1265,41				
			30,29	-3,00	-2,54	
2808,4	1267,15	1266,32				
			29,22	-5,54	4,41	
2837,62	1268,81	1267,94				
			19,39	-1,13	-16,06	11 1/4°
2857	1269	1268,16				

			6,05	17,19	-38,62	22 1/2°
2863,05	1268,03	1267,12				
			2,67	55,81	26,96	11 1/4°
2865,72	1266,68	1265,63				
			8,77	28,85	16,83	11 1/4°
2874,49	1264,1	1263,09				
			18,14	12,02	-26,76	11 1/4°
2892,63	1261,52	1260,91				
			9,8	38,78	38,78	22 1/2°
2902,44	1258	1257,11				
			8,37	0,00	-32,93	22 1/2°
2910,79	1258,23	1257,11				
			4,1	-32,93	29,51	11 1/4°
2914,91	1259,25	1258,49				
		$\Sigma$	998,88			

- **Presión de diseño:**

Se obtuvo la presión estática máxima (en abscisa 2902.44 m)

$$= 1329.63 - 1257.11 = 72,52 \text{ m}$$

Presión de diseño =  $1.3 \times 72,52 = 94.28 \text{ m}$

La tubería que se decidió usar tiene las siguientes especificaciones:

- material: PVC
- clase: RDE 26
- tipo: 1
- grado: 1
- presión de trabajo: A 23° 160 PSI – 1.10 MPa – 11.25 Kg/cm<sup>2</sup>
- coeficiente de rugosidad de Hazen-Williams: C = 150

- **Cálculo del diámetro:**

Para el diseño de la tubería se utilizó la ecuación de Hazen-Williams:

$$Q = 0.2785 C D^{2.63} J^{0.54}$$

- donde:
- Q = Caudal de diseño (0.053 m<sup>3</sup>/seg)
  - H = Carga hidráulica disponible
  - C = Coeficiente de rugosidad de Hazen-Williams 150
  - J = Pérdida de carga unitaria
  - D = Diámetro de la tubería

Carga hidráulica disponible:

$$H = 1329.63 - 1258 = 71,63 \text{ m}$$

La pérdida de carga unitaria se obtuvo a partir de la longitud real de tubería (L = 998.88m):

$$J = \frac{H}{L} = \frac{71,63}{998.88} = 0,07 \text{ m/m}$$

Despejando el diámetro de la ecuación Hazen-Williams se obtuvo:

$$D = \left( \frac{Q}{0,2785 C J^{0.54}} \right)^{\frac{1}{2.63}}$$

$$D = \left( \frac{0.053}{(0,2785)(150)(0,07)^{0.54}} \right)^{\frac{1}{2.63}}$$

$$D = 0.137 \text{ m} = 5.4 \text{ "}$$

Por lo anterior se dedujo que el valor del diámetro para el diseño debe ser de 6" de acuerdo al diámetro comercial.

Para el diámetro nominal de 6"

Diámetro externo = 168.28 mm

Espesor de pared = 6.48 mm

Diámetro interno real =  $168.28 - (6.48 * 2)$

Diámetro interno real = 155.32 mm

Para hallar la velocidad se hizo por continuidad:

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0.053}{\frac{\pi}{4}(0,15532)^2} = 2,70\text{m/seg}$$

Se halló la cabeza de velocidad o altura cinética:

$$\frac{V^2}{2g} = \frac{(2,80)^2}{(2)(9,81)} = 0,40\text{ m}$$

- **Cálculo de las pérdidas de energía**

Cálculo de pérdidas por codos:

25 codos  $11 \frac{1}{4}^\circ$

213 codos  $22 \frac{1}{4}^\circ$

3 codos  $22 \frac{1}{4}^\circ + 11 \frac{1}{4}^\circ$

$$hm = 0,25 * 0,40 * \left( 25 * \frac{\sqrt{11,25}}{90} + 13 * \frac{\sqrt{22,5}}{90} + 3 * \frac{\sqrt{33,75}}{90} \right)$$

$$hm = 1.72\text{ m}$$

Perdidas por Te:

Se ha dispuesto de una purga en la abscisa 1246.95 debido a la depresión que allí se presenta.

De paso directo (purga) en 6"  $K = 0,6$ :

$$h_m = 0,6 * 1 * 0,40$$

$$h_m = 0,24 \text{ m}$$

Perdidas por entrada normal al tubo de 6”:

$$h_m = 0,5 * 0,40$$

$$h_m = 0,20 \text{ m}$$

Perdidas Totales:

$$\sum h_m = 1.72 + 0,24 + 0,20$$

$$\sum h_m = 2.16 \text{ m}$$

Verificación de diámetro teórico y la redistribución de longitudes:

Carga hidráulica:

$$H = - 1329.63 - 1,258 - 2.16 = 68.84 \text{ m}$$

Longitud real de la tubería:

$$L = 998.88 \text{ m}$$

Pérdida por carga unitaria:

$$J = \frac{H}{L}$$

$$J = \frac{68.84}{998.88} = 0,07 \text{ m/m}$$

Despejando el Diámetro:

$$D = \left( \frac{0.053}{(0.2785)(150)(0.07)^{0.54}} \right)^{\frac{1}{2.63}} = 0,137 \text{ m} \approx 5.4'' \approx 6''$$



$$C = \frac{9900}{\sqrt{48.2 + (18) \left( \frac{155.32}{6.48} \right)}}$$

$$C = 451.99 \text{ m/seg}$$

La fase de la tubería fue obtenida según la ecuación:

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

donde: T = Tiempo de cierre o de maniobra

L = Longitud hasta el desarenador (1246.95 m)

C = Velocidad de la propagación de la onda o celeridad

reemplazando:

$$T = \frac{(2)(1246.95)}{451,42}$$

$$T = 5.52 \text{ seg}$$

Se obtuvo el valor de la sobre presión al cierre instantáneo de la válvula por medio de la ecuación:

$$h_a = \frac{C V}{g}$$

donde:  $h_a$  = Sobre presión

C = Velocidad de la propagación de la onda o celeridad

g = Aceleración de la gravedad (9.81 m/seg<sup>2</sup>)

V = Velocidad (2,8 m/seg)

reemplazando:

$$h_a = \frac{(451,99)(2,8)}{9,81}$$

$$h_a = 129,00 \text{ m}$$

Se obtuvo el tiempo de maniobra para no sobrepasar la presión de diseño:

$$\text{Presión estática sobre la válvula} = 1329,63 - 1276,89 = 52,74 \text{ m}$$

$$\text{Presión total sobre la válvula} = 129,00 + 52,74 = 181,74 \text{ m}$$

La presión total excede la presión de diseño 112,5 m por lo cual se tiene que hallar el tiempo de maniobra para que por operación normal de la válvula no exceda la presión de diseño.

- Comprobación del Golpe de Ariete

$$112,5 - 52,74 = 59,76 \text{ m}$$

Tiempo de maniobra

$$t = \frac{2LV}{gha}$$

$$t = \frac{2 * 1246,95 * 12,8}{9,81 * 59,76} = 54,45 \text{ seg}$$

La válvula no podrá cerrarse en un tiempo inferior 54,45 seg.

- **Trazado conducción tramo 2 cruce Vereda Sabaneta – Tanque de Almacenamiento:**

Sobre el perfil que aparece en el Anexo H, se hizo el trazado de la clave de la tubería mediante alineamientos rectos y con profundidad de 0.4 a 1.2 m bajo la rasante del terreno, y a continuación se obtuvieron las cotas del perfil y la pendiente del alineamiento, y se halló el valor de la suma de las longitudes de cada tramo, estos datos aparecen en la Tabla 20.

Tabla 20. Perfil conducción tramo 2 cruce vereda sabaneta – tanque de almacenamiento

ABSCISA	RASANTE	CLAVE	LONGITUD	PENDIENTE	DELTA	ADITAMENTO
2914,91	1259,25	1258,49				
			6,73	-3,42	-10,66	
2921,64	1259,5	1258,72				
			21,74	14,08	6,28	
2943,38	1256,55	1255,67				
			10,52	7,79	-0,06	
2953,9	1255,62	1254,85				
			8,91	7,86	6,12	
2962,81	1255,16	1254,15				
			27,64	1,74	-11,97	
2990,46	1255,47	1254,63				
			5,69	-13,71	-19,63	11 1/4°
2996,14	1254,68	1253,85				
			3,48	33,33	19,10	11 1/4°
2999,62	1253,67	1252,69				
			5,34	14,23	-50,77	22 1/2°
3004,96	1252,81	1251,93				
			3,6	65,00	55,27	22 1/2 + 11 1/4
3008,56	1250,7	1249,59				
			8,63	9,73	-14,78	11 1/4°
3017,18	1249,7	1248,74				
			7,22	-24,52	21,95	11 1/4°
3024,4	1251,3	1250,52				
			11,68	-2,57	-20,35	11 1/4°
3036,08	1251,59	1250,81				
			4,45	22,92	-77,08	22 1/2 + 11 1/4
3040,53	1250,9	1249,79				
			2,91	100,00	40,84	22 1/2°
3043,44	1248	1246,88				
			16,75	59,16	30,09	11 1/4°
3060,18	1237,97	1236,98				
			7,74	29,07	18,95	11 1/4°

3067,92	1235,63	1234,73				
			12,05	10,12	1,65	
3079,78	1234,45	1233,51				
			7,55	8,48	-27,92	11 1/4°
3087,53	1233,69	1232,87				
			11,1	36,40	24,15	11 1/4°
3098,63	1229,85	1228,83				
			9,23	12,24	6,99	
3107,86	1228,6	1227,71				
			12,56	5,25	-3,49	
3120,42	1228	1227,04				
			10,86	8,75	-9,07	
3131,29	1226,92	1226,1				
			22,28	17,82	-2,62	
3153,69	1222,71	1222,13				
			7,78	20,44	6,99	
3161,34	1221,52	1220,54				PURGA
			18,14	-13,45	-13,59	
3179,49	1224	1222,98				
			3,18	-27,04	12,14	
3182,67	1224,58	1223,84				VENTOSA
			10,13	14,91	-12,08	
3192,8	1223,14	1222,33				
			18,64	26,98	19,38	11 1/4°
3211,44	1218,22	1217,3				
			11,44	7,60	4,01	
3222,84	1217,35	1216,43				
			17,25	-3,59	-2,27	
3240,09	1217,95	1217,05				
			10,24	-5,86	0,41	
3250,33	1218,49	1217,65				
			12,67	5,45	-87,16	45°
3262,99	1217,92	1216,96				
			2,03	92,61	77,58	22 1/2 + 11 1/4
3265,05	1216	1215,08				
			8,78	15,03	-31,90	22 1/2°
3273,8	1214,64	1213,76				
			1,96	46,94	38,64	22 1/2°
3275,76	1213,9	1212,84				
			23,02	8,30	-33,49	22 1/2°
3298,78	1211,67	1210,93				
			4,69	41,79	27,66	11 1/4°
3303,47	1209,87	1208,97				
			18,61	14,13	-11,42	
3322,09	1207,19	1206,24				
			6,81	25,55	4,52	

3328,89	1205,37	1204,5				
			22,35	21,03	-10,48	
3351,24	1200,7	1199,79				
			7,3	31,51	16,86	11 1/4°
3358,54	1198,46	1197,49				
			9,97	14,64	-15,00	11 1/4°
3368,51	1196,89	1196,03				
			10,02	29,64	-21,92	11 1/4°
3378,53	1194	1193,06				
			5,43	51,57	22,99	11 1/4°
3383,96	1191,31	1190,26				
			8,54	28,57	-26,66	11 1/4°
3392,5	1188,71	1187,82				
			2,39	55,23	50,58	22 1/2°
3394,89	1187,57	1186,49				
			5,81	4,65	-11,16	
3400,7	1187,19	1186,22				PURGA
			24,3	-15,80	-80,92	22 1/2 + 11 1/4
3425	1191,49	1190,03				
			4,58	-96,72	83,03	22 1/2 + 11 1/4
3429,58	1195,09	1194,49				
			6,57	-13,70	-15,60	11 1/4°
3436,11	1195,99	1195,39				VENTOSA
			7,68	29,30	10,60	
3443,88	1194,08	1193,14				
			13	-18,69	18,25	11 1/4°
3456,83	1196,32	1195,53				
			20,2	0,45	-9,60	
3477,04	1196,46	1195,48				
			14,74	-10,04	2,59	
3491,78	1197,74	1196,96				
			14,36	-7,45	-8,92	
3506,14	1198,89	1198,03				
			12,58	-16,38	13,42	
3500,71	1200,68	1200,09				
			7,44	-2,96	-13,92	
3526,16	1201,22	1200,3				
			19,79	-16,88	16,71	11 1/4°
3545,95	1204,43	1203,64				
			17,65	-0,17	-3,10	
3563,59	1204,45	1203,67				
			8,87	-3,27	-7,27	
3572,46	1204,35	1203,38				
			11,77	-10,54	-2,62	
3584,23	1205,46	1204,61				
			13,83	-13,16	-29,97	

3598,06	1207,48	1206,43				
			6,77	-43,13	32,81	22 1/2°
3604,84	1210,22	1209,36				
			8,53	-10,32	-9,68	
3613,37	1211,03	1210,24				VENTOSA
			12,95	20,00	8,73	
3626,31	1208,58	1207,64				
			18,45	11,27	-7,13	
3644,77	1206,33	1205,57				
			8,15	18,40	10,72	
3652,92	1204,89	1204,06				
			18,73	7,69	-13,03	
3671,65	1203,32	1202,63				
			8,93	20,72	-10,93	
3680,58	1201,63	1200,78				
			8,91	31,65	14,55	11 1/4°
3689,48	1198,85	1197,95				
			16,43	17,10	7,63	
3705,92	1195,96	1195,14				
			17,94	9,48	-4,26	
3723,86	1194,21	1193,44				
			22,86	13,74	10,25	
3747,13	1191,15	1190,25				
			18,09	3,48	2,60	
3765,21	1190,53	1189,62				
			27,15	-0,88	-28,25	11 1/4°
3792,37	1190,86	1189,86				
			7,31	-29,14	15,83	11 1/4°
3799,68	1192,76	1191,99				
			9,02	13,30	3,67	
3808,7	1193,88	1193,19				
			14,94	9,64	-7,42	
3823,64	1192,53	1191,75				
			18	17,06	4,61	
3841,64	1189,54	1188,68				
			42,33	12,45	-18,44	11 1/4°
3883,97	1184,01	1183,41				
			11,2	30,89	27,15	11 1/4°
3895,17	1180,93	1179,95				
			22,74	3,74	-13,49	
3917,91	1179,9	1179,1				
			15,61	17,23	-10,02	
3933,52	1177,03	1176,41				
			3,89	27,25	23,36	11 1/4°
3937,4	1176,23	1175,35				
			21,33	3,89	-17,92	11 1/4°

3958,74	1175,3	1174,53				
			15,77	21,81	8,39	
3974,51	1171,99	1171,08				
			26,45	13,42	2,80	
4000,97	1168,47	1167,53				
			10,92	10,62	-4,34	
4011,88	1167,14	1166,37				
			35,55	14,96	-7,90	
4047,44	1161,89	1161,88				
			6,78	22,86	12,91	
4054,22	1160,51	1159,5				
			18,49	9,95	4,54	
4072,7	1158,63	1157,67				
			34,17	5,41	-2,44	
4106,87	1156,62	1155,82				
			11,08	7,85	6,05	
4117,95	1155,86	1154,95				
			27,7	1,81	-10,87	
4165,65	1155,25	1154,45				
			13,81	12,67	-9,29	
4159,46	1153,5	1152,69				
			11,34	21,96	16,77	11 1/4°
4170,81	1150,96	1150,21				
			41,43	5,19	-0,96	
4212,29	1149	1148,05				
		$\Sigma$	1296,95			

- **Presión de diseño:**

Se obtuvo la presión estática máxima (en abscisa 4212,29 m)

$$= 1259,5 - 1148,05 = 111,45 \text{ m}$$

$$\text{Presión de diseño} = 1.3 \times 111,45 = 144,89 \text{ m}$$

La tubería que se decidió usar tiene las siguientes especificaciones:

- material: PVC
- clase: RDE 13.5
- tipo: 1

- grado: 1
- presión de trabajo: A 23° 315 PSI – 2.17 MPa – 22.14 Kg/cm<sup>2</sup>
- coeficiente de rugosidad de Hazen-Williams: C = 150

- **Cálculo del diámetro:**

Para el diseño de la tubería se utilizó la ecuación de Hazen-Williams:

$$Q = 0.2785 C D^{2.63} J^{0.54}$$

- donde:
- Q = Caudal de diseño (0.053 m<sup>3</sup>/seg)
  - H = Carga hidráulica disponible
  - C = Coeficiente de rugosidad de Hazen-Williams 150
  - J = Pérdida de carga unitaria
  - D = Diámetro de la tubería

Carga hidráulica disponible:

$$H = 1259,5 - 1149 = 110,63 \text{ m}$$

La pérdida de carga unitaria se obtuvo a partir de la longitud real de tubería (L = 1296,95m):

$$J = \frac{H}{L} = \frac{110,5}{1296,95} = 0,09 \text{ m/m}$$

Despejando el diámetro de la ecuación Hazen-Williams se obtuvo:

$$D = \left( \frac{Q}{0,2785 C J^{0,54}} \right)^{\frac{1}{2,63}}$$

$$D = \left( \frac{0,053}{(0,2785)(1,50)(0,09)^{0,54}} \right)^{\frac{1}{2,63}}$$

$$D = 0.130 \text{ m} = 5.11 \text{ "}$$

Por lo anterior se dedujo que el valor del diámetro para el diseño debe ser de 6" de acuerdo al diámetro comercial.

Para el diámetro nominal de 6"

Diámetro externo = 168.28 mm

Espesor de pared = 12.47 mm

Diámetro interno real = 168.28 – (12,47 \* 2)

Diámetro interno real = 143,34 mm

Para hallar la velocidad se hizo por continuidad:

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0,053}{\frac{\pi}{4}(0,14334)^2} = 3,28 \text{ m/seg}$$

Se halló la cabeza de velocidad o altura cinética:

$$\frac{V^2}{2g} = \frac{(3,28)^2}{(2)(9,81)} = 0,55 \text{ m}$$

- **Cálculo de las pérdidas de energía**

Pérdidas por codos:

27 codos 11 ¼°

7 codos 22 ¼°

5 codos 22 ¼° + 11 ¼°

1 codo 45°

$$hm = 0,25 * 0,55 * \left( 27 * \frac{\sqrt{11,25}}{90} + 7 * \frac{\sqrt{22,5}}{90} + 5 * \frac{\sqrt{33,75}}{90} + 1 * \frac{\sqrt{45}}{90} \right)$$

$$hm = 2.31 \text{ m}$$

Perdidas por Te:

Se ha dispuesto de dos purga en la abscisa 3161.34 y en 3400.69 debido a la depresión que allí se presenta.

De paso directo (purga) en 6" K= 0,6

$$hm = 0,6 * 2 * 0,55$$

$$hm = 0.66$$

Perdidas por entrada normal al tubo de 6"

$$hm = 0,5 * 0.55$$

$$hm = 0,275 \text{ m}$$

Perdidas Totales:

$$\sum hm = 2,31 + 0,66 + 0,275$$

$$\sum hm = 3,25 \text{ m}$$

Verificación de diámetro teórico y de la redistribución de longitudes:

Carga hidráulica:

$$H = - 1259,5 - 1149 - 3,25 = 107,25 \text{ m}$$

Longitud real de la tubería:

$$L = 1296,95 \text{ m}$$

Pérdida de la carga unitaria:

$$J = \frac{H}{L}$$

$$J = \frac{107,25}{1296,95} = 0,083 \text{ m/m}$$

Despejando el Diámetro:

$$D = \left( \frac{0.053}{(0.2785)(150)(0.083)^{0.54}} \right)^{\frac{1}{2.63}} = 0,132 \text{ m} \approx 5.20'' \approx 6''$$

Cota piezométrica inicio = 1259,5

Cota piezométrica final = 1149+ 5,0 = 1544

- Comprobación del Golpe de Ariete

Válvula en abscisa = 3161,34

K = 18

Distancia real del desarenador = 3101,34 m

Cota = 1220,54

Diámetro = 6" (Real = 143,34mm)

Espesor de la pared = 12,47 mm

Velocidad = 3,28 m/s

La celeridad de la onda se obtuvo de la siguiente forma:

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48.2 + k \frac{D}{e}}}$$

- donde: C = Celeridad de la onda  
D = Diámetro del tubo  
e = Espesor de la pared del tubo  
K = Relación entre el módulo de elasticidad del agua y el del plástico (18)

reemplazando:

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48.2 + (18) \left( \frac{143,34}{12,47} \right)}}$$

$$C = 619,71 \text{ m/seg}$$

La fase de la tubería fue obtenida según la ecuación:

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

- donde: T = Tiempo de cierre o de maniobra  
L = Longitud hasta el desarenador (3101,34 m)  
C = Velocidad de la propagación de la onda o celeridad

reemplazando:

$$T = \frac{(2)(3101,34)}{619,71}$$

$$T = 10,01 \text{ seg}$$

Se obtuvo el valor de la sobre presión al cierre instantáneo de la válvula por medio de la ecuación:

$$h_a = \frac{C V}{g}$$

donde:  $h_a$  = Sobre presión  
 $C$  = Velocidad de la propagación de la onda o celeridad  
 $g$  = Aceleración de la gravedad (9.81 m/seg<sup>2</sup>)  
 $V$  = Velocidad (3,28m/seg)

reemplazando:

$$h_a = \frac{(451,99)(3,28)}{9.81}$$

$$h_a = 207,20 \text{ m}$$

Se obtuvo el tiempo de maniobra para no sobrepasar la presión de diseño:

$$\text{Presión estática sobre la válvula} = 1259,5 - 1220,54 = 38,96 \text{ m}$$

$$\text{Presión total sobre la válvula} = 207,20 + 38,96 = 246,16 \text{ m}$$

La presión total no excede la presión de diseño 221,4 m por lo cual no hay problema al presentarse la sobre presión máxima por golpe de ariete.

$$\text{Válvula en abscisa} = 3400,7$$

$$K = 18$$

$$\text{Distancia real del desarenador} = 3340,7 \text{ m}$$

$$\text{Cota} = 1186,22$$

Diámetro = 6" (Real = 143,34mm)

Espesor de la pared = 12,47 mm

Velocidad = 3,28 m/s

La celeridad de la onda se obtuvo de la siguiente forma:

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48.2 + k \frac{D}{e}}}$$

donde: C = Celeridad de la onda  
D = Diámetro del tubo  
e = Espesor de la pared del tubo  
K = Relación entre el módulo de elasticidad del agua y el del plástico (18)

reemplazando:

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48.2 + (18) \left( \frac{143,34}{12,47} \right)}}$$

$$C = 619,71 \text{ m/seg}$$

La fase de la tubería fue obtenida según la ecuación:

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

donde: T = Tiempo de cierre o de maniobra  
L = Longitud hasta el desarenador (3340,7 m)

C = Velocidad de la propagación de la onda o celeridad

reemplazando:

$$T = \frac{(2)(3340,7)}{619,71}$$

$$T = 10,78\text{seg}$$

Se obtuvo el valor de la sobre presión al cierre instantáneo de la válvula por medio de la ecuación:

$$h_a = \frac{C V}{g}$$

donde:  $h_a$  = Sobre presión  
C = Velocidad de la propagación de la onda o celeridad  
g = Aceleración de la gravedad (9.81 m/seg<sup>2</sup>)  
V = Velocidad (3,28m/seg)

reemplazando:

$$h_a = \frac{(451,99)(3,28)}{9.81}$$

$$h_a = 207,20 \text{ m}$$

Se obtuvo el tiempo de maniobra para no sobrepasar la presión de diseño:

$$\text{Presión estática sobre la válvula} = 1259,5 - 1186,22 = 73,28 \text{ m}$$

$$\text{Presión total sobre la válvula} = 207,20 + 73,28 = 280,48 \text{ m}$$

La presión total excede la presión de diseño 221,4 m por lo cual se tiene que hallar el tiempo de maniobra para que por operación normal de la válvula no exceda la presión de diseño.

Presión disponible para el golpe de ariete:

$$280.18 - 221.4 = 58,78 \text{ m}$$

Tiempo de maniobra requerido para no exceder la sobrepresión máxima permisible de 58,78 se calcula así;

$$t = \frac{2LV}{gha} 1.81$$

$$t = \frac{2 * 3340,7 * 3,28}{9,81 * 207.28} = 10.78 \text{ seg}$$

La válvula no podrá cerrarse en un tiempo inferior 10.78 seg.

- **Trazado conducción tramo 3 cruce Vereda Sabaneta – Tanque de Almacenamiento:**

Sobre el perfil que aparece en el Anexo I y Anexo J, se hizo el trazado de la clave de la tubería mediante alineamientos rectos y con profundidad de 0.4 a 1.2 m bajo la rasante del terreno, y a continuación se obtuvieron las cotas del perfil y la pendiente del alineamiento, y se halló el valor de la suma de las longitudes de cada tramo, estos datos aparecen en la Tabla 21.

Tabla 21. Perfil conducción tramo 3 cruce vereda sabaneta – Tanque de almacenamiento

ABSCISA	RASANTE	CLAVE	LONGITUD	PENDIENTE	DELTA	ADITAMENTO
4212,29	1149	1148,05				

			7,15	6,15	-9,65	
4219,38	1148,3	1147,6				
			19,55	15,81	0,63	
4238,99	1145,54	1144,52				
			33,8	15,18	1,45	
4272,73	1140,32	1139,39				
			17,92	13,73	-2,32	
4290,67	1137,77	1136,93				
			18,44	16,05	5,57	
4309,09	1134,87	1133,97				
			34,06	10,48	3,60	
4343,14	1131,27	1130,41				
			18,31	6,88	3,13	
4361,45	1130	1129,14				
			106,79	3,76	2,72	
4468,24	1126,02	1125,14				
			53,89	1,04	-0,08	
4522,13	1125,27	1124,57				
			38,33	1,12	-3,65	
4560,46	1125,05	1124,15				
			37,71	-4,77	0,71	
4597,55	1126,86	1125,95				
			22,64	-4,06	-11,63	
4620,19	1127,77	1126,86				
			17,33	-15,70	-28,22	11 1/4°
4637,42	1130,77	1129,58				
			2,3	-43,91	31,12	22 1/2°
4639,83	1131,3	1130,6				
			16,81	-12,79	12,11	
4656,64	1133,53	1132,75				
			39,78	0,68	-8,53	
4696,41	1133,42	1132,47				
			20,84	-9,21	-19,67	11 1/4°
4717,26	1135	1134,4				
			2,32	28,88	24,68	11 1/4°
4719,58	1134,6	1133,73				
			21,9	4,20	-6,20	
4741,48	1133,54	1132,81				VENTOSA
			69,88	10,40	8,88	
4811,36	1126,47	1125,54				PURGA
			26,92	1,52	0,06	
4838,28	1125,84	1125,12				
			16,35y	-1,47	-5,70	
4854,63	1126,28	1125,36				
			49,42	-7,16	-1,72	
4904,04	1129,83	1128,91				

			13,51	-8,88	3,80	
4917,55	1130,81	1130,1				
			9,64	-5,08	-5,90	
4927,18	1131,54	1130,59				
			32,97	-10,98	2,58	
4960,16	1135	1134,2				
			14,4	-8,40	-10,86	
4974,59	1136,19	1135,41				
			7,01	-19,26	2,23	
4981,57	1137,84	1136,76				
			8,87	-17,02	17,02	11 1/4°
4990,44	1139	1138,27				
			1,82	0,00	-46,03	22 1/2°
4992,26	1139,32	1138,27				
			8,19	-46,03	29,77	11 1/4°
5000,45	1142,77	1142,04				
			19,68	-16,26	11,77	
5020,13	1146	1145,24				
			23,81	-4,49	-23,46	11 1/4°
5043,93	1147	1146,31				VENTOSA
			19,32	27,95	-51,22	22 1/2°
5063,25	1141,82	1140,91				
			2,16	79,17	53,03	22 1/2°
5065,4	1140,1	1139,2				
			8,76	26,14	-15,00	11 1/4°
5074,16	1137,73	1136,91				
			3,5	41,14	9,76	
5077,76	1136,33	1135,48				
			9,05	31,38	13,05	
5086,72	1133,51	1132,63				
			7,42	18,33	-18,40	11 1/4°
5094,14	1132,04	1131,27				
			6,48	36,73	15,91	11 1/4°
5100,72	1129,81	1128,9				
			4,18	20,81	-27,74	11 1/4°
5104,8	1128,83	1128,03				
			3,79	48,55	25,63	11 1/4°
5108,6	1127	1126,19				
			22,65	22,91	9,23	
5131,24	1121,84	1121				
			13,37	13,69	-10,08	
5144,61	1120	1119,17				
			10,18	23,77	14,92	11 1/4°
5154,67	1117,67	1116,76				
			7,57	8,85	-3,02	
5162,35	1116,95	1116,09				PURGA

			9,35	-11,87	3,94	
5171,7	1117,9	1117,19				
			20,81	7,93	7,56	
5192,51	1116,4	1115,54				
			29,6	0,37	-18,16	11 1/4°
5222,15	1116,19	1115,43				
			13,38	18,54	-33,58	22 1/2°
5235,5	1113,77	1112,95				
			2,36	52,12	40,35	22 1/2°
5237,86	1112,72	1111,73				
			23,03	11,77	-3,78	
5260,89	1109,8	1109,02				
			8,17	15,54	12,55	
5269,06	1108,64	1107,75				
			20,67	3,00	-8,81	
5289,73	1107,73	1107,13				
			20,5	11,80	3,54	
5310,24	1105,58	1104,71				
			43,44	8,26	-23,31	11 1/4°
5353,68	1101,97	1101,12				
			7,76	31,57	16,78	11 1/4°
5361,44	1099,61	1098,67				
			40,71	14,79	7,46	
5402,15	1093,57	1092,65				
			14,06	7,33	-22,50	11 1/4°
5416,22	1092,37	1091,62				
			5,7	29,82	14,61	11 1/4°
5421,92	1090,77	1089,91				
			42,98	15,22	-16,99	11 1/4°
5464,9	1084,06	1083,37				
			10,65	32,21	14,13	11 1/4°
5475,55	1080,8	1079,93				
			24,07	18,07	-0,02	
5479,62	1076,46	1075,58				
			16,86	18,09	9,01	
5516,48	1073,76	1072,86				
			10,02	9,08	-14,95	11 1/4°
5526,57	1072,72	1071,96				
			7,74	24,03	17,37	11 1/4°
5534,25	1070,92	1070,09				
			27,64	6,66	-90,51	22 1/2 + 11 1/4
5561,88	1069	1068,26				
			1,06	97,17	84,79	45°
5562,94	1068,17	1067,23				
			15,11	12,38	-3,90	
5578,06	1066,07	1065,36				

			27,34	16,28	-11,79	
5605,4	1061,72	1060,91				
			9,94	28,07	13,65	
5615,33	1058,98	1058,13				
			12,69	14,42	-6,34	
5628,02	1057,03	1056,29				
			8,91	20,76	17,73	11 1/4°
5636,94	1055,36	1054,44				
			14,84	3,03	-17,06	11 1/4°
5651,78	1054,73	1053,99				
			4,48	20,09	5,50	
5656,72	1053,77	1052,99				
			24,47	14,59	12,25	
5681,19	1050,37	1049,42				
			17,53	2,34	-20,59	11 1/4°
5698,72	1049,75	1049,01				
			8,33	22,93	-44,33	22 1/2°
5707,05	1048	1047,09				
			1,68	67,26	40,33	22 1/2°
5708,72	1046,85	1045,96				
			3,75	26,93	11,87	
5712,47	1045,85	1044,96				
			12,35	15,06	10,28	
5725	1044	1043,09				
			7,11	4,78	-8,16	
5732,11	1043,74	1042,75				PURGA
			21,71	-12,94	-33,07	22 1/2°
5753,81	1046,62	1045,56				
			1,63	-46,01	44,09	22 1/2°
5755,44	1047	1046,31				VENTOSA
			22,34	1,92	-8,56	
5777,77	1046,66	1045,88				
			20,13	10,48	-0,56	
5797,91	1044,54	1043,77				
			19,92	11,04	2,83	
5717,83	1042,4	1041,57				
			36,4	8,21	-0,37	
5854,23	1039,31	1038,58				
			7,11	8,58	6,31	
5861,34	1038,74	1037,96				
			45,03	2,27	-9,65	
5906,37	1037,65	1036,95				
			47,4	11,92	-7,73	
5953,77	1032,04	1031,3				
			6,82	19,65	6,27	
5960,6	1030,81	1029,96				

			12,33	13,38	-12,39	
5972,92	1029,03	1028,3				
			8,46	25,77	13,17	
5981,38	1027,05	1026,12				
			27,62	12,60	-12,92	
6009,01	1023,44	1022,64				
			15,99	25,52	6,38	
6024,5	1019,54	1018,7				
			9,04	19,14	11,74	
6034,13	1017,78	1016,86				
			19,88	7,39	7,39	
6053,92	1016	1015,4				VALVULA DECIERRE
		$\Sigma$	1841,67			

- **Presión de diseño:**

Se obtuvo la presión estática máxima (en abscisa 935,01 m)

$$= 1149 - 1015,4 = 133,6 \text{ m}$$

Presión de diseño =  $1.3 \times 133,6 = 94,46 \text{ m}$

La tubería que se decidió usar tiene las siguientes especificaciones:

- material: PVC
  - clase: RDE 13,5
  - tipo: 1
  - grado: 1
  - presión de trabajo: A 23° 315 PSI – 2,17 MPa – 22,14 Kg/cm<sup>2</sup>
  - coeficiente de rugosidad de Hazen-Williams: C = 150
- **Cálculo del diámetro:**

Para el diseño de la tubería se utilizó la ecuación de Hazen-Williams:

$$Q = 0.2785 C D^{2.63} J^{0.54}$$

- donde:
- Q = Caudal de diseño (0.053 m<sup>3</sup>/seg)
  - H = Carga hidráulica disponible
  - C = Coeficiente de rugosidad de Hazen-Williams 150
  - J = Pérdida de carga unitaria
  - D = Diámetro de la tubería

Carga hidráulica disponible:

$$H = 1149 - 1016 = 133 \text{ m}$$

La pérdida de carga unitaria se obtuvo a partir de la longitud real de tubería (L = 1841,67m):

$$J = \frac{H}{L} = \frac{133}{1841,67} = 0,072 \text{ m/m}$$

Despejando el diámetro de la ecuación Hazen-Williams se obtuvo:

$$D = \left( \frac{Q}{0,2785 C J^{0.54}} \right)^{\frac{1}{2.63}}$$

$$D = \left( \frac{0.053}{(0,2785)(150)(0,072)^{0.54}} \right)^{\frac{1}{2.63}}$$

$$D = 0.136 \text{ m} = 5,35 \text{ "}$$

Por lo anterior se dedujo que el valor del diámetro para el diseño debe ser de 6" de acuerdo al diámetro comercial.

Para el diámetro nominal de 6"

Diámetro externo = 168,28 mm

Espesor de pared = 12,47 mm

Diámetro interno real =  $168,28 - (12,47 * 2)$

Diámetro interno real = 143,34 mm

Para hallar la velocidad se hizo por continuidad:

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0.053}{\frac{\pi}{4}(0,14334)^2} = 3,28 \text{ m/seg}$$

Se halló la cabeza de velocidad o altura cinética:

$$\frac{V^2}{2g} = \frac{(3,28)^2}{(2)(9,81)} = 0,55 \text{ m}$$

- **Cálculo de las pérdidas de energía**

Perdidas por codos:

23 codos  $11 \frac{1}{4}^\circ$

10 codos  $22 \frac{1}{4}^\circ$

1 codos  $22 \frac{1}{4}^\circ + 11 \frac{1}{4}^\circ$

1 codo  $45^\circ$

$$hm = 0,25 * 0,27 * 23 * \frac{\sqrt{11,25}}{90} + 10 * \frac{\sqrt{22,5}}{90} + 1 * \frac{\sqrt{33,75}}{90} + 1 * \frac{\sqrt{45}}{90}$$

$$hm = 1,98 \text{ m}$$

Perdidas por Te:

Se ha dispuesto de una purga en la abscisa 4811,36, 5162,35 y 5732,11 debido a la depresión que allí se presenta.

De paso directo (purga) en 4" K= 0,6

$$hm = 0,6 * 3 * 0,55$$

$$hm = 0,99 \text{ m}$$

Perdidas por entrada normal al tubo de 6"

$$hm = 0,5 * 0,55$$

$$hm = 0,28 \text{ m}$$

Perdidas por válvulas:

Válvula de cierre en la abscisa 6053,92

K= 0,2

$$hm = 0,2 * 1 * 0,55$$

$$hm = 0,11$$

Perdidas Totales:

$$\sum hm = 1,98 + 0,11 + 0,99 + 0,28$$

$$\sum hm = 3,36 \text{ m}$$

Verificación de diámetro teórico y la redistribución de longitudes:

Carga hidráulica:

$$H = 1149 - 1016 - 3,36 = 129,64 \text{ m}$$

Longitud real de la tubería:

$$L = 1841,47 \text{ m}$$

Perdida de carga unitaria:

$$J = \frac{H}{L}$$

$$J = \frac{129,64}{1841,67} = 0,070 \text{ m/m}$$

Despejando el Diámetro:

$$D = \left( \frac{0.053}{(0.2785)(150)(0.070)^{0.54}} \right)^{\frac{1}{2.63}} = 0,137 \text{ m} \approx 5,38'' \approx 6''$$

Cota piezométrica inicio = 1149

Cota piezométrica final = 1016 + 5,0 = 1021

- Comprobación del Golpe de Ariete

Válvula en abscisa = 4811,36

K = 18

Distancia real del desarenador = 4761,36m

Cota = 1125,36

Diámetro = 6" (Real = 143,34mm)

Espesor de la pared = 12,47 mm

Velocidad = 3,28 m/s

La celeridad de la onda se obtuvo de la siguiente forma:

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48.2 + k \frac{D}{e}}}$$

- donde: C = Celeridad de la onda  
D = Diámetro del tubo  
e = Espesor de la pared del tubo  
K = Relación entre el módulo de elasticidad del agua y el del plástico (18)

reemplazando:

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48.2 + (18) \left( \frac{143,34}{12,47} \right)}}$$

$$C = 619,71 \text{ m/seg}$$

La fase de la tubería fue obtenida según la ecuación:

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

- donde: T = Tiempo de cierre o de maniobra  
L = Longitud hasta el desarenador (4761,36 m)  
C = Velocidad de la propagación de la onda o celeridad

reemplazando:

$$T = \frac{(2)(4761,36)}{619,71}$$

$$T = 15,36 \text{ seg}$$

Se obtuvo el valor de la sobre presión al cierre instantáneo de la válvula por medio de la ecuación:

$$h_a = \frac{C V}{g}$$

donde:  $h_a$  = Sobre presión  
 $C$  = Velocidad de la propagación de la onda o celeridad  
 $g$  = Aceleración de la gravedad (9.81 m/seg<sup>2</sup>)  
 $V$  = Velocidad (2,29 m/seg)

reemplazando:

$$h_a = \frac{(619,71)(0,55)}{9.81}$$

$$h_a = 34,74 \text{ m}$$

Se obtuvo el tiempo de maniobra para no sobrepasar la presión de diseño:

Presión estática sobre la válvula = 1149 – 1125,36 = 23,64 m

Presión total sobre la válvula = 34,74 + 23,64 = 58,38m

La presión total no excede la presión de 221,4 m diseño por lo cual no hay problema al presentarse la sobre presión máxima por golpe de ariete.

Válvula en abscisa = 5162,35

K = 18

Distancia real del desarenador = 5112,35m



L = Longitud hasta el desarenador (5112,35 m)

C = Velocidad de la propagación de la onda o celeridad

reemplazando:

$$T = \frac{(2)(5112,35)}{619,71}$$

$$T = 16,50 \text{ seg}$$

Se obtuvo el valor de la sobre presión al cierre instantáneo de la válvula por medio de la ecuación:

$$h_a = \frac{C V}{g}$$

donde:  $h_a$  = Sobre presión

C = Velocidad de la propagación de la onda o celeridad

g = Aceleración de la gravedad (9.81 m/seg<sup>2</sup>)

V = Velocidad (3,28 m/seg)

reemplazando:

$$h_a = \frac{(619,71)(3,28)}{9.81}$$

$$h_a = 34,74 \text{ m}$$

Se obtuvo el tiempo de maniobra para no sobrepasar la presión de diseño:

Presión estática sobre la válvula = 1149 – 1116,09 = 32,91 m

Presión total sobre la válvula = 34,74 + 32,91 = 67,65 m

La presión total no excede la presión de diseño 221,4 m por lo cual no hay problema al presentarse la sobre presión máxima por golpe de ariete.

Válvula en abscisa = 5732,11

K = 18

Distancia real del desarenador = 5682,11m

Cota = 1116,09

Diámetro = 6" (Real = 143,34mm)

Espesor de la pared = 12,47 mm

Velocidad = 3,28 m/s

La celeridad de la onda se obtuvo de la siguiente forma:

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48.2 + k \frac{D}{e}}}$$

donde: C = Celeridad de la onda  
D = Diámetro del tubo  
e = Espesor de la pared del tubo  
K = Relación entre el módulo de elasticidad del agua y el del plástico (18)

reemplazando:

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48.2 + (18) \frac{143,34}{12,47}}}$$

$$C = 619,71 \text{ m/seg}$$

La fase de la tubería fue obtenida según la ecuación:

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

donde: T = Tiempo de cierre o de maniobra

L = Longitud hasta el desarenador (5732,11 m)

C = Velocidad de la propagación de la onda o celeridad

reemplazando:

$$T = \frac{(2)(5732,11)}{619,71}$$

$$T = 18,50 \text{ seg}$$

Se obtuvo el valor de la sobre presión al cierre instantáneo de la válvula por medio de la ecuación:

$$h_a = \frac{C V}{g}$$

donde:  $h_a$  = Sobre presión

C = Velocidad de la propagación de la onda o celeridad

g = Aceleración de la gravedad (9.81 m/seg<sup>2</sup>)

V = Velocidad (3,28 m/seg)

reemplazando:

$$h_a = \frac{(619,71)(3,28)}{9.81}$$

$$h_a = 34,74 \text{ m}$$

Se obtuvo el tiempo de maniobra para no sobrepasar la presión de diseño:

Presión estática sobre la válvula = 1149 – 1116.09= 32.91 m

Presión total sobre la válvula = 34,74 + 32.91= 67.64m

La presión total no excede la presión de 221,4 m diseño por lo cual no hay problema al presentarse la sobre presión máxima por golpe de ariete.

Válvula en abscisa = 6053,92

K = 18

Distancia real del desarenador = 6003,92m

Cota = 1013,4

Diámetro = 6" (Real = 143,34mm)

Espesor de la pared = 12,47 mm

Velocidad = 3,28 m/s

La celeridad de la onda se obtuvo de la siguiente forma:

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48.2 + k \frac{D}{e}}}$$

donde: C = Celeridad de la onda

D = Diámetro del tubo

e = Espesor de la pared del tubo

K = Relación entre el módulo de elasticidad del agua y el del plástico (18)

reemplazando:

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48.2 + (18) \frac{143,34}{12,47}}}$$

$$C = 619,71 \text{ m/seg}$$

La fase de la tubería fue obtenida según la ecuación:

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

donde: T = Tiempo de cierre o de maniobra

L = Longitud hasta el desarenador (6003,92)

C = Velocidad de la propagación de la onda o celeridad

reemplazando:

$$T = \frac{(2)(6003,92)}{619,71}$$

$$T = 19,38\text{seg}$$

Se obtuvo el valor de la sobre presión al cierre instantáneo de la válvula por medio de la ecuación:

$$h_a = \frac{C V}{g}$$

donde:  $h_a$  = Sobre presión

C = Velocidad de la propagación de la onda o celeridad

g = Aceleración de la gravedad (9.81 m/seg<sup>2</sup>)

V = Velocidad (3,28 m/seg)

reemplazando:

$$h_a = \frac{(619,71)(3,28)}{9.81}$$

$$h_a = 34,74 \text{ m}$$

Se obtuvo el tiempo de maniobra para no sobrepasar la presión de diseño:

Presión estática sobre la válvula = 1149 – 1013,4 = 135,6 m

Presión total sobre la válvula = 34,74 + 135,6 = 170,34m

La presión total no excede la presión de diseño 221.4m por lo cual no hay problema al presentarse la sobre presión máxima por golpe de ariete.

- Materiales construcción estructuras diseñadas:

#### **Concreto:**

Para la escogencia del concreto que se debe utilizar en la construcción de la bocatoma y del desarenador, se debe usar concreto de resistencia de 3000 PSI, que tiene una buena resistencia y buena adherencia al acero.

#### **Acero:**

Para la escogencia del acero que se debe utilizar en la construcción de la bocatoma y del desarenador, se utilizó el método de la resistencia última, para lo cual se tomó la cuantía mínima:

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = (0.0033)(100)(4)$$

$$A_s = 1.32 \text{ cm}^2$$

Entonces se aconseja colocar acero de 3/8" de diámetro con una separación de 20 cm en donde sea necesario y con los ganchos indicados, para que durante la vida útil de diseño de las estructuras estas se mantengan en perfecto estado.

#### **4.1.4.2 OBRAS OPTIMIZADAS**

##### BOCATOMAS

De acuerdo al diagnóstico realizado a cada una de las bocatomas se decidió realizar el diseño de una nuevas bocatoma ya que estas presentaban daños considerables en su estructura, además de que estas están localizadas en suelos inestables y poco resistentes a la erosión, por tal razón se decidió realizar una nuevo diseño de las bocatomas. Las cuales podrán captar un caudal que garantizaran en un horizonte de planeación el suministro de agua al sistema (ver anexo L y N).

##### DESARENADORES

Para garantizar el correcto funcionamiento de estos se decidió diseñar unas nuevas unidades las cuales tendrán las dimensiones necesarias para realizar de manera eficiente el proceso de sedimentación. Estos nuevos módulos tendrán

unas pendientes que garantizaran el fácil rodamiento de los lodos hacia la tubería de desagüe y su fácil limpieza ( ver anexo M y O).

#### LINEA DE CONDUCCION

El nuevo trazado de la conducción se realizó mediante alineamientos rectos con profundidades entre 0.6 y 1.2 m, utilizando tubería en PVC las cuales garantizaran una buena acomodación al terreno, gran resistencia a cargas externas y buena resistencia a la corrosión. Se decidió escoger esta tubería ya que la que actualmente tienen el acueducto es en asbesto-cemento y debido al hecho de que la fibra de asbesto es un material cancerígeno cuando es inhalado y a que dicha fibra en el agua puede ser causante de cáncer intestinal por esta razón se decidió hacer el cambio en el material de la tubería por la de polivinilo de cloruro (PVC) con el fin de prevenir a la comunidad en un futuro el padecimiento de alguna enfermedad (ver anexos C, D, G, H, I, J, K).

#### **4.1.4.3. PRESUPUESTO**

Tabla 22. Presupuestó general de obra.

ITEM	DESCRIPCION	UN	CANT	V/UNT	V/UNT
1	<b>ADECUACION BOCATOMA AGUAS CLARAS</b>				
1,1	Demolición muros de 0.25 y placas piso de la estructura de bocatoma	M2	35	5.003	175.105
1,2	Transporte de escombros en volqueta(M3)	Vj.	5	9500	47500
1,3	Localización y replanteo de la estructura de la bocatoma	M2	28	1.300	36.400
1,4	Excavaciones en material conglomerado (incluye todo factor).	M3	6	15.000	90.000
1,5	Suministro y colocación de concreto simple de 3000 psi.	M3	0,5	320.000	160.000
1,6	Acero de refuerzo para la estructura.(corte, figurado y colocado)	KG	50	1.800	90.000

1,7	Rejilla metálica, ángulo 2x2x3/8" en varilla 3/8"/5cm. Área libre de	UN	1	75.000	75.000
1,8	Válvula de cierre, sello bronce de d=4"	UN	1	150.000	150.000
1,9	Accesorios en PVC (incluye tub. d=4" l=5 mt desagüe, adaptadores y tapones )	GL	1	100.000	100.000
2	<b>ADUCCION BOCATOMA - DESARENADOR</b>				
2,1	Localización y replanteo (incluye nivelación y comparación de la Línea de conducción )	ML	19	500	9.500
2,2	Excavaciones				
2,2,1	Mat. común (incluye. todo factor)	M3	1	12.000	12.000
2,2,2	Mat. roca (incluye. todo factor)	M3	3	20.000	60.000
2,3	Suministro y colocación concreto reforzado 3000 psi ,encofrado de tubería 4".	M3	1,2	320.000	384.000
2,4	Suministro e instalación de acero para atraques tubería 4 "	KG	19	1.800	34.200
2,5	Suministro e instalación tubería 4" RDE 26. unión mecánica (incluye transporte y accesorios PVC, etc	ML	50	9.500	475.000
2,6	Relleno en material seleccionado y compactado.	M3	2	4.000	8.000
3	<b>DESARENADOR</b>				
3,1	Demolición muros de 0.25 de la estructura de desarenador	M2	53	5.003	265.159
3,2	Transporte de escombros en volqueta(M3)	Vj.	5	9.500	47.500
3,3	Localización y replanteo de la estructura del desarenador	M2	3	1.300	3.900
3,4	Excavaciones en material común (incluye todo factor )	M3	2	12.000	24.000
3,5	Relleno en material seleccionado y compactado proveniente de la Excavación.	M3	3	4.000	12.000
3,6	Suministro y colocación de concreto pobre para sub-base Placa	M3	0,3	280.000	84.000
3,7	Suministro y colocación de concreto simple de 3000 psi.	M3	1	320.000	320.000
3,8	Acero de refuerzo para la estructura.(corte, figurado y colocado)	KG	100	1.800	180.000
3,9	Suministro y colocación tubería 4" RDE 26 para desagüe	ML	5	8.500	42.500
3,10	Accesorios en PVC (incluye niples, codos, tes, adaptadores, etc.	GL	1	250.000	250.000
3,11	Pañete impermeabilizado 1:3	M2	5	7.100	35.500
4	<b>CONDUCCION DESARENADOR CRUCE TUBERIA CAMENZO VEREDA SABANETA</b>				
4,1	localización y replanteo (incluye nivelación y comparación de la Línea de conducción )	ML	1856,08	500	928.040
4,2	Excavaciones				
4,2,1	mat. común (incluye. todo factor)	M3	79,8	12.000	957.600
4,2,1	mat. roca (incluye. todo factor)	M3	15	20.000	300.000
4,3	Suministro e instalación tubería 4" RDE 26. unión mecánica (incluye	ML	933,83	8.500	7.937.555

	transporte y accesorios PVC, etc				
4,4	Suministro e instalación tubería 4" RDE 21. unión mecánica (incluye transporte y accesorios PVC, etc	ML	532,69	8.500	4.527.865
4,5	Suministro e instalación tubería 6" RDE 32,5 unión mecánica (incluye transporte y accesorios PVC, etc	ML	445,11	8.500	3.783.435
4,6	Relleno en material seleccionado de la misma brecha y compactado	M3	79,8	4.000	319.200
4,7	Relleno en material seleccionado y compactado.	M3	15	15.000	225.000
4,8	Suministro e instalación válvulas de lavado (incluye cajilla, tubería y demás accesorios d=2")	UN	3	180.000	540.000
4,9	Suministro e instalación válvulas de purga 4" (incluye cajilla, tubería y demás accesorios )	UN	3	220.000	660.000
4,10	Suministro y colocación de concreto ciclópeo de 2500 psi	M3	12	230.000	2.760.000
5	<b>ADECUACION BOCATOMA CAMENZO</b>				
5,1	Demolición muros de 0.25 y placas piso de la estructura de bocatoma	M2	59	5.003	295.177
5,2	Transporte de escombros en volqueta(M3)	Vj.	5	9,500	47.500
5,3	Localización y replanteo de la estructura de la bocatoma	M2	28	1.300	36.400
5,4	Excavaciones en material conglomerado (incluye todo factor).	M3	6	15.000	90.000
5,5	Suministro y colocación de concreto simple de 3000 psi.	M3	0,5	320.000	160.000
5,6	Acero de refuerzo para la estructura.(corte, figurado y colocado)	KG	50	1.800	90.000
5,7	Rejilla metálica, ángulo 2x2x3/8" en varilla 3/8"/5cm. área libre de	UN	1	75.000	75.000
5,8	Válvula de cierre, sello bronce de d=4"	UN	1	150.000	150.000
5,9	Accesorios en PVC (incluye tub. d=4" l=5 mt desagüe, adaptadores y tapones )	GL	1	100.000	100.000
6	<b>ADUCCION BOCATOMA - DESARENADOR</b>				
6,1	Localización y replanteo (incluye nivelación y compactación de la Línea de conducción )	ML	50	500	25.000
6,2	Excavaciones				
6,2,1	Mat. común (incluye. todo factor)	M3	1	12.000	12.000
6,2,2	Mat. roca (incluye. todo factor)	M3	3	20.000	60.000
6,3	Suministro y colocación concreto reforzado 3000 psi ,encofrado de Tubería 4".	M3	1,2	320.000	384.000
6,4	Suministro e instalación de acero para atraques tubería 4 "	KG	19	1.800	34.200
6,5	Suministro e instalación tubería 4" RDE 26. unión mecánica (incluye transporte y accesorios PVC, etc	ML	50	9.500	475.000
6,6	Relleno en material seleccionado y compactado.	M3	2	4.000	8.000
7	<b>DESARENADOR</b>				

7,1	Demolición muros de 0.25 de la estructura de desarenador	M2	63	5.003	315.189
7,2	Transporte de escombros en volqueta(M3)	Vj.	5	9.500	47.500
7,3	Localización y replanteo de la estructura del desarenador	M2	3	1.300	3.900
7,4	Excavaciones en material común (incluye todo factor )	M3	2	12.000	24.000
7,5	Relleno en material seleccionado y compactado proveniente de la excavación.	M3	3	4.000	12.000
7,6	Suministro y colocación de concreto pobre para sub-base Placa	M3	0,3	280.000	84.000
7,7	Suministro y colocación de concreto simple de 3000 psi.	M3	1	320.000	320.000
7,8	Acero de refuerzo para la estructura.(corte, figurado y colocado)	KG	100	1.800	180.000
7,9	Suministro y colocación tubería 6" RDE 41 para desagüe	ML	5	8.500	42.500
7,10	Accesorios en PVC (incluye niples, codos, Tes., adaptadores, etc.	GL	1	250.000	250.000
7,11	Pañete impermeabilizado 1:3	M2	5	7.100	35.500
8	<b>CONDUCCION DESARENADOR CRUCE TUBERIA CAMENZO VEREDA SABANETA</b>				
8,1	Localización y replanteo (incluye nivelación y comparación de la Línea de conducción )	ML	1856,08	500	928.040
8,2	Excavaciones				
8,2,1	Mat. común (incluye. todo factor)	M3	79,8	12.000	957.600
8,2,1	Mat. roca (incluye. todo factor)	M3	15	20.000	300.000
8,3	Suministro e instalación tubería 6" RDE 41. unión mecánica (incluye transporte y accesorios PVC, etc	ML	960,54	8.500	8.164.590
8,4	Suministro e instalación tubería 6" RDE 21. unión mecánica (incluye transporte y accesorios PVC, etc	ML	951,3	8.500	8.086.050
8,5	Relleno en material seleccionado de la misma brecha y compactado	M3	79,8	4.000	319.200
8,6	Relleno en material seleccionado y compactado.	M3	15	15.000	225.000
8,7	Suministro e instalación válvulas de lavado (incluye cajilla, tubería y demás accesorios d=2")	UN	3	180.000	540.000
8,8	Suministro e instalación válvulas de purga 6" (incluye cajilla, tubería y demás accesorios )	UN	2	220.000	660.000
8,9	Suministro y colocación de concreto ciclópeo de 2500 psi	M3	12	230.000	2.760.000
8,10	Suministro y colocación de concreto simple de 3000 psi.	M3	0,5	320.000	160.000
8,11	Cámara de quiebre				
8,11,1	Concreto de 3000 p.s.i.	M3	2,91	966.134	2.811.449
8,11,2	Acero de refuerzo A 37	KG	75,42	2.626	198.052
8,11,3	Suministro e instalación de cheque cortina 6"	UN	9,0	91.859	826.731
9	<b>CONDUCCION CRUCE VEREDA SABANETA - TANQUE DE ALMACENAMIENTO</b>				

9,1	Localización y replanteo (incluye nivelación y comparación de la Línea de conducción )	ML	1856,08	500	928040
9,2	Excavaciones				
9,2,1	Mat. común (incluye. todo factor)	M3	79,8	12.000	957.600
9,2,2	Mat. roca (incluye. todo factor)	M3	15	20.000	300.000
9,3	Suministro e instalación tubería 6" RDE 26. unión mecánica (incluye transporte y accesorios PVC, etc	ML	998.88	8500	16678000
9,4	Suministro e instalación tubería 6" RDE 13.5. unión mecánica (incluye transporte y accesorios PVC, etc	ML	1296.95	8500	11024075
9,5	Suministro e instalación tubería 6" RDE 13,5 unión mecánica (incluye transporte y accesorios PVC, etc	ML	1841.67	8500	5654195
9,6	Relleno en material seleccionado de la misma brecha y compactado	M3	79,8	4.000	319.200
9,7	Relleno en material seleccionado y compactado.	M3	15	15.000	225.000
9,8	Suministro e instalación válvulas de lavado (incluye cajilla, tubería y demás accesorios d=6")		3	180000	540000
9,9	Suministro e instalación válvulas de purga 6" (incluye cajilla, tubería y demás accesorios )	UN	5	220000	660000
9,10	Suministro y colocación de concreto ciclópeo de 2500 psi	M3	12	230000	2760000
<b>VALOR PRESUPUESTO</b>			<b>145'780.628</b>		

## 5. COSTOS TOTALES DE LA INVESTIGACIÓN

### 5.1 RECURSOS MATERIALES

Los recursos materiales usados durante el desarrollo de la presente investigación fueron:

Tabla 23. Presupuesto de recursos materiales

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	VALOR UNITARIO	VALOR TOTAL
Papel bond tamaño carta	Global	1	\$ 22.000,00	\$ 22.000,00
Papel bond tamaño pliego	Global	1	\$ 50.000,00	\$ 50.000,00
Discos compactos	Global	1	\$ 55.000,00	\$ 55.000,00
Cartografías	Global	1	\$ 40.000,00	\$ 40.000,00
Fotocopias	Global	1	\$ 20.000,00	\$ 20.000,00
Impresiones	Global	1	\$ 120.000,00	\$ 120.000,00
Foto planos	Global	1	\$ 117.000,00	\$ 170.000,00
TOTAL RECURSOS MATERIALES				\$ 477.000,00

### 5.2 RECURSOS INSTITUCIONALES

Los recursos institucionales de la presente investigación fueron:

- Alcaldía municipal de Timana (Huila)
- Universidad de La Salle

### 5.3 RECURSOS TECNOLÓGICOS

Los recursos tecnológicos usados durante el desarrollo de la presente investigación fueron:

Tabla 24. Presupuesto de recursos tecnológicos

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	VALOR UNITARIO	VALOR TOTAL
Cámara digital fotográfica	Global	1	\$ 60.000,00	\$ 60.000,00
Computador	Global	1	\$ 500.000,00	\$ 500.000,00
Impresora	Global	1	\$ 250.000,00	\$ 250.000,00
Plotter	Global	1	\$ 400.000,00	\$ 400.000,00
Fax	Global	1	\$ 45.000,00	\$ 45.000,00
Scanner	Global	1	\$ 60.000,00	\$ 60.000,00
TOTAL RECURSOS TECNOLÓGICOS				\$ 1.315.000,00

## 5.4 RECURSOS HUMANOS

Los recursos humanos que formaron parte durante el desarrollo de la presente investigación fueron:

Tabla 25. Presupuesto de recursos humanos

CARGO	ENCARGADOS	No. Semanas	Valor Total
Investigadores principales	Estudiantes de proyecto de grado	32	-----
Coinvestigadores	Director temático***	20	\$ 109.600,00
	Asesor metodológico****	32	\$ 579.200,00
TOTAL RECURSOS HUMANOS			\$ 688.800,00

## 5.5 OTROS RECURSOS

Otros tipos de recursos que se usaron durante el desarrollo de la presente investigación aparecen en las tabla 10 y 11:

\*\*\* Valor asumido por la Universidad de La Salle, según resolución 360 de noviembre 11 de 2004.

\*\*\*\* Valor asumido por la Universidad de La Salle, según contrato laboral.

Tabla 26. Presupuesto de viáticos

<b>NOMBRES DEL INVESTIGADOR</b>	<b>LUGAR DE ESTADIA</b>	<b>No DE DIAS</b>	<b>VALOR DIA</b>	<b>VALOR TOTAL</b>
Estudiantes de proyecto de grado	Pitalito	10	\$ 20.000,00	\$ 200.000,00
<b>TOTAL PRESUPUESTO DE VIÁTICOS</b>				<b>\$ 200.000,00</b>

Tabla 27. Presupuesto de bibliografía

<b>TITULO DEL LIBRO</b>	<b>VALOR</b>
Elementos de Diseño para acueductos y alcantarillados	\$ 70.000,00
<b>TOTAL PRESUPUESTO DE BIBLIOGRAFÍA</b>	<b>\$ 70.000,00</b>

Tabla 28. Presupuesto de transporte

<b>TRAYECTO</b>	<b>VALOR PASAJE</b>	<b>NUMERO</b>	<b>VALOR TOTAL</b>
Bogotá-Pitalito	\$ 42.000,00	9	\$ 378.000,00
Pitalito-Bogotá	\$ 42.000,00	9	\$ 378.000,00
Pitalito-Timana	\$ 3.000,00	27	\$ 81.000,00
Timana-Pitalito	\$ 3.000,00	27	\$ 81.000,00
<b>TOTAL PRESUPUESTO DE TRANSPORTES</b>			<b>\$ 918.000,00</b>

## **5.6 RECURSOS FINANCIEROS**

El total de recursos financieros que se invirtieron durante el desarrollo de la presente investigación fueron:

Tabla 29. Presupuesto recursos financieros

RUBROS	FUENTES DE FINANCIACIÓN			
	ENTIDAD PATROCINADORA ALCALDÍA MUNICIPAL DE TIMANA	UNIVERSIDAD DE LA SALLE FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL	ESTUDIANTES	TOTAL
Recursos humanos		\$ 688.800,00		\$ 688.800,00
Recursos materiales			\$ 477.000,00	\$ 477.000,00
Recursos tecnológicos			\$ 1.315.000,00	\$ 1.315.000,00
Presupuesto de viáticos			\$ 200.000,00	\$ 200.000,00
Presupuesto de bibliografía			\$ 70.000,00	\$ 70.000,00
Presupuesto de transporte	\$ 180.000,00		\$ 918.000,00	\$ 1.098.000,00
Subtotal	\$ 180.000,00	\$ 688.800,00	\$ 2.980.000,00	\$ 3.848.800,00
Imprevistos (5%)	\$ 9.000,00	\$ 34.440,00	\$ 149.000,00	\$ 192.440,00
TOTAL	\$ 189.000,00	\$ 723.240,00	\$ 997.500,00	\$ 1.909.740,00
TOTAL RECURSOS FINANCIEROS				\$ 5.950.980,00

## 6. CONCLUSIONES

- El presente trabajo de grado nos permitió poner en práctica los conocimientos teóricos adquiridos en el proceso de formación como Ingenieros Civiles en la Universidad De La Salle.
- Basados en el diagnostico a las estructuras existentes de captación y conducción como de las características topográficas de la zona, se decidió diseñar nuevas estructuras ya que la vida útil de todo el sistema a finalizado y sus diseños no se ajustan a los parámetro requeridos por la optimización. los nuevos diseños del sistema de abastecimiento cumplen normatividades y parámetros que se contemplan para este tipo de proyectos.
- Con este proyecto se pretende brindar a la comunidad un mejor sistema de abastecimiento de agua potable más flexible y eficiente con el fin de mejorar la calidad de vida de los usuarios del casco urbano de timaná (Huila).
- En el desarrollo del proyecto se logro garantizar que las fuentes de abastecimiento las quebradas Camenzo y Aguas Claras proporcionaran un caudal de 53 L/s, de acuerdo a los aforos realizados a cada una de las fuentes,

por esta razón cumplen con el caudal demandado por la comunidad que de acuerdo a la proyección realizada a 20 años este deberá ser de 44.56 l/s.

- Es importante que se empleen mecanismos de protección de las cuencas con el fin de mantener este caudal a futuro, además establecer una supervisión continua a las estructuras del sistema con el fin de revisar en ellas los aspectos técnicos para evitar problemas en el sistema.
- Es necesario la instalación de medidores de agua o de reguladores de consumo que permitan determinar los volúmenes de agua entregados en forma diaria, así como las variaciones de gasto. Ello permitirá determinar fallas del servicio, desperdicios y usos no controlados, pudiendo tomarse medidas correctivas para el mejor funcionamiento del sistema, además de poder establecer un sistema tarifario que permita al municipio financiar el mantenimiento del sistema.
- Para la optimización del acueducto por gravedad del municipio de Timana (Huila) tendrá un costo total de \$145.780.628, el cual comprende estructura de captación, desarenadores, conducción además de la mano de obra y transporte de materiales al sitio de construcción.

## BIBLIOGRAFÍA

ALCALDÍA MUNICIPAL DE TIMANA, Esquema de Ordenamiento Territorial Timana, 2002.

ALCALDÍA MUNICIPAL DE TIMANA, Plan de Desarrollo Municipal Timana. Timana, 2004- 2007.

CORCHO ROMERO, Freddy Hernán. Acueductos: teoría y diseño. Medellín: Universidad de Medellín. Centro General de Investigaciones, 1993. 591 p. (Colección Universidad de Medellín; 16).

INSTITUTO COLOMBIANO DE NORMAS TÉCNICAS Y CERTIFICACIÓN. Tesis y otros trabajos de grado. (QUINTA ACTUALIZACIÓN). Bogotá : ICONTEC, 2002.

LOPEZ CUALLA, Ricardo Alfredo. Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados. 2 ed. Bogotá : Escuela Colombiana de Ingeniería, 2003. 546 p. + 1 CD. ISBN 958-8060-36-2.

MUÑOZ RAZO, Carlos. Como elaborar y asesorar una investigación de tesis. México 1998. 1 ed. P 9. Prentice Hall Hispanoamericana, S.A.

RUIZ SARAY, Rosa Amparo. Estructura a tener en cuenta para la presentación escrita del trabajo de grado: Anteproyecto. EN ASESORÍAS METODOLÓGICAS (1º: 2003 : Bogotá) memorias de la primera asesoría metodológicas para la presentación de informes del proyecto investigador. Bogotá: U.S.B; 2003. 15p.

Anexo A. Plano de localización Municipio de Timana

## Anexo B. Perfil aducción y conducción tramo 1 Aguas Claras

## Anexo C. Perfil conducción tramo 2 Aguas Claras

## Anexo D. Perfil conducción tramo 3 Aguas Claras

## Anexo E. Perfil aducción y conducción tramo 1 Camenzo

Anexo F. Perfil conducción tramo 2 Camenzo

Anexo G. Perfil conducción tramo 1 Cruce Vereda Sabaneta – Tanque de  
Almacenamiento

Anexo H. Perfil conducción tramo 2 Cruce Vereda Sabaneta – Tanque de Almacenamiento

Anexo I. Perfil conducción tramo 3 Cruce Vereda Sabaneta – Tanque de  
Almacenamiento

Anexo J. Perfil conducción tramo 3 Cruce Vereda Sabaneta – Tanque de Almacenamiento

Anexo K. Plano de los detalles de la captación Quebrada Aguas Claras

Anexo L. Plano de los detalles desarenador Quebrada Aguas Claras

Anexo M. Plano de los detalles de la captación Quebrada Camenzo

Anexo N. Plano de los detalles desarenador Quebrada Camenzo

## Anexo O. Detalles cámara de quiebre

## Anexo P. Detalles válvulas y colocación de tubería