

**DISEÑO DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO PARA LA VEREDA SANTA
HELENA DEL MUNICIPIO DE NEIVA-HUILA.**

AYDA ISABEL SÁNCHEZ VIDARTE

**UNIVERSIDAD SURCOLOMBIANA
FACULTAD DE INGENIERIA
PROGRAMA DE INGENIERIA AGRICOLA
NEIVA-HUILA
2010**

**DISEÑO DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO PARA LA VEREDA SANTA
HELENA DEL MUNICIPIO DE NEIVA-HUILA**

AYDA ISABEL SÁNCHEZ VIDARTE

Proyecto de Grado Presentado como requisito Parcial para optar el Título de
Ingeniero Agrícola

Director, **Ing. JAIME IZQUIERDO BAUTISTA**

**UNIVERSIDAD SURCOLOMBIANA
FACULTAD DE INGENIERIA
PROGRAMA DE INGENIERIA AGRICOLA
NEIVA -HUILA
2010**

Nota de aceptación

Presidente del Jurado

Jurado

Jurado

Neiva, Noviembre 2010

DEDICATORIA

A mi buen Pastor, Salvador y mi Fortaleza. Señor gracias por tu me haces descansar en verdes pastos, eres la Roca que me sostiene y ese Padre amoroso que cada día me dice al oído que soy “LA NIÑA DE SUS OJOS”.

A mi Esposo, amigo y Amante Miguel de Jesús por su apoyo y dedicación por que siempre alimento este sueño y cada vez que necesite un abrazo estuviste allí como ese gran motivador que eres. Tú eres el máximo responsable de este logro.

A Miguel Camilo, hijito gracias por soportar todas las horas que no pude estar contigo y tu juiciosamente aguardabas hasta que pudiera llegar...

A mi Madre Flor Emilia por cada una de sus oraciones por creer que si era posible... “MAMI SOY INGENIERA”

A mi Padre Enrique Sánchez por su ejemplo de tenacidad y honradez por enseñarme que cada esfuerzo tiene su recompensa.

A mis Hermanos Christian y Mayra por que si me tocara escoger hermanos volvería a tener a ustedes los dos, los amo enormemente...

A mi Tía Mary Vidarte mi segunda mamá, mi amiga y consejera la mujer con el corazón más grande y bondadoso.

A mis Suegros Miguel y Rosalba por su ejemplo de amor y confianza porque ustedes me han enseñado que la familia va primero.

AGRADECIMIENTOS

En primer Lugar a Dios fuente de vida y amor....

Al Doctor Nicolás Darío Zapata por brindarme la oportunidad.

A mi supervisor durante 6 meses en la Alcaldía de Neiva el Ingeniero Carlos Alberto Niño, Ingeniero gracias por su ejemplo de transparencia.

A los Ingenieros Jaime Andrés Güiza y Luís German Silva, muchachos nada de esto hubiera sido posible sin su incondicional apoyo, su amistad y cariño son un regalo de Dios para mi vida.

Al Doctor Miguel Cruz por su amistad sincera por todos lo momentos bonitos que pasamos juntos Dios te bendiga por Ser un amigo tan leal.

A todos los Ingenieros de la Oficina del DATMA y a los que no también muchas gracias por haberme permitido entrar en sus vidas...

A Mi director el Ingeniero Jaime Izquierdo Bautista, profe gracias por su apoyo y brindarme la seguridad de sacar este proyecto adelante.

A todas las personas que de una u otra manera han estado en mi vida durante este proceso y siempre me han brindado su amistad, respeto y cariño...

Y Sobre todo gracias a MI FAMILIA...

CONTENIDO

	Pág.
RESUMEN	
ABSTRACT	
INTRODUCCIÓN	
1. MARCO CONCEPTUAL	14
1.1 ACUEDUCTOS	14
1.1.1 Definición	14
1.1.2 Clasificación de Acueductos	14
1.2 COMPONENTES	15
1.2.1 Obras de Captación	15
1.2.1.1 Tipos de Obras de Captación	15
1.2.1.1.1 Bocatoma	15
1.2.1.1.2 Aducción	18
1.2.1.1.3 Desarenado	18r
1.2.1.1.4 Conducción	20
1.2.1.1.5 Planta de Tratamiento.	20
1.2.1.1.6 Tanque de Almacenamiento	23
1.2.1.1.7 Red de Distribución	23
1.2.1.1.8 Usuario.	23
2. METODOLOGIA	24
2.1 LOCALIZACIÓN DE LA VEREDA	24
2.2 CLIMATOLOGÍA	25
2.3 ESTUDIOS DE AGUA	25
3. ASPECTOS DE DISEÑO	29
3.1 TOPOGRAFÍA	29
3.2 NIVEL DE COMPLEJIDAD	30
3.2.1 Dotaciones	31
3.2.2 Calculo de la población	32
4. DISEÑO HIDRAULICO	35
4.1 CALCULO HIDRÁULICO	35
4.2 BOCATOMA.	38
4.3 ADUCCIÓN	48
4.4 DESARENADOR.	50
4.5 PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA	57
4.6 TANQUE DE ALMACENAMIENTO	60
4.7 RED DE DISTRIBUCIÓN	61
5. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS	62
5.1 BOCATOMA	62
5.2 DESARENADOR	68
5.3 TANQUE DE ALMACENAMIENTO	78

6. CANTIDADES DE OBRA	85
6.1 BOCATOMA	85
6.2 DESARENADOR	86
6.3 TANQUE DE ALMACENAMIENTO	87
7. ASPECTOS FINANCIEROS	88
7.1 PRESUPUESTO	88
7.2 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS (APU'S)	90
8. CONCLUSIONES	118
ANEXOS	110
BIBLIOGRAFIA	
PLANOS	

LISTA DE ABREVIATURAS

QAR	=Caudal de agua residual
bl	= Borde libre
h	= Profundidad
B	= Ancho
TRH	= Tiempo de Retención Hidráulica
As	= Área superficial
V	= Volumen
V	= Velocidad
VH	= Velocidad Horizontal
Vs	= Velocidad de sedimentación
m.s.n.m	= Metros sobre el nivel del mar
mm	= Milímetros
L	= Litros
Dn	= Dotación neta
Dm	= Dotación mínima
Db	= Dotación bruta
Pf	= población futura
Pa	= Población actual
Cmd	= caudal medio diario
CMD	= Caudal máximo diario
CMH	= Caudal máximo horario
Lr	= Longitud de la rejilla
K	= Coeficiente de construcción
Qd	= Caudal de diseño
Vb	= Velocidad atreves de los barrotes
An	= Área neta

LISTA DE TABLAS

		Pág.
Tabla 1.	DATOS CLIMATOLOGICA	28
Tabla 2.	CALIDAD DE AGUA	26
Tabla 3.	NORMAS DE CALIDAD DE AGUA POTABLE, SEGÚN DECRETO 475/98	27
Tabla 4.	DATOS DEL TRAZADO	28
Tabla 5.	DATOS DE USUARIOS	30
Tabla 6.	ASIGNACIÓN DEL NIVEL DE COMPLEJIDAD	30
Tabla 7	PERÍODO DE DISEÑO SEGÚN EL NIVEL DE COMPLEJIDAD DEL SISTEMA	31
Tabla 8.	DOTACIÓN NETA SEGÚN EL NIVEL DE COMPLEJIDAD DEL SISTEMA	31
Tabla 9.	VARIACIÓN A LA DOTACIÓN NETA SEGÚN EL CLIMA	32
Tabla 10.	COEFICIENTE DE CONSUMO MÁXIMO DIARIO, K1	33
Tabla 11.	COEFICIENTE DE CONSUMO MÁXIMO HORARIO, K2	33
Tabla 12.	PROYECCIONES DE DOTACIONES	34
Tabla 13.	CALCULO HIDRÁULICO	36
Tabla 14.	CÁLCULO HIDRÁULICO - USUARIOS	123

LISTA DE FIGURAS

		Pág.
FIGURA 1	DESARENADOR	18
FIGURA 2.	PRINCIPIO BASICO DE LA PLANTA GENERADORA DE HIPOCLORITO DE SODIO	22
FIGURA 3.	PERFIL DEL CANA DE ADUCCION	39
FIGURA 4	REJILLA	41
FIGURA 5.	PERFIL DEL CANA DE ADUCCION – SEGÚN LOPEZ CUALLA	41
FIGURA 6	PERFIL DEL CANA DE ADUCCION – DATOS	42
FIGURA 7.	CORTE CAMARA DE RECOLECCION	43
FIGURA 8.	VISTA PLANTA – BOCATOMA	45
FIGURA 9.	RESULTADOS DE DISEÑO: CORTE B-B, FRONTAL, CORTE A-A	46
FIGURA 10.	ADUCCION BOCATOMA DESARENADOR	48
FIGURA 11.	VERTEDERO DE SALIDA	53
FIGURA 12.	CORTE TRANSVERSAL Y LONGITUDINAL	54
FIGURA 13.	REBBOSE DE LA CAMARA DE AQUIETAMIENTO	55
FIGURA 14.	PLANTA - DESARENADOR	56
FIGURA 15.	CORTE TRANSVERSAL – DESARENADOR	56
FIGURA 16	CAMARA DE AQUIETAMIENTO	56
FIGURA 17..	MURO	62
FIGURA 18.	MURO LATERAL – BOCATOMA	64
FIGURA 19.	CAJILLA DE RECOLECCIÓN	65
FIGURA 20.	ACERO DEL MURO FRONTAL – BOCATOMA	67

FIGURA 21.	ACERO DEL MURO LATERAL- BOCATOMA	67
FIGURA 22	ACERO DE LA CAJILLA DE RECOLECCIÓN - BOCATOMA	67
FIGURA 23.	DISEÑO DEL MURO (CARA EXTERIOR) – DESARENADOR	68
FIGURA 24.	DISEÑO DEL MURO (CARA INTERIOR)- DESARENADOR	70
FIGURA 25.	DISEÑO DE LA CUBIERTA – DESARENADOR	72
FIGURA 26.	DISEÑO DE LA CAMARA DE SALIDA – DESARENADOR	73
FIGURA 27.	DISEÑO DE LA PLACA DE FONDO- DESARENADOR	75
FIGURA 28.	ACERO DE LOS MUROS – DESARENADOR	77
FIGURA 29.	ACERO DE LA PLACA DE FONDO – DESARENADOR	77
FIGURA 30.	DISEÑO MUROS (CARA EXTERIOR) – TANQUE DE ALMACENAMIENTO	78
FIGURA 31	DISEÑO MUROS (CARA INTERIOR) – TANQUE DE ALMACENAMIENTO	79
FIGURA 32	DISEÑO DE LA PLACA DE LA CUBIERTA – TANQUE DE ALMACENAMIENTO	81
FIGURA 33.	DISEÑO DE LA PLACA DE FONDO – TANQUE DE ALMACENAMIENTO	82
FIGURA 34.	ACERO DE LOS MUROS, LA PLACA DE FONDO Y LA CUBIETA- TANQUE DE ALMACENAMIENTO	84

RESUMEN

La pequeña comunidad de la vereda Santa Helena del Corregimiento Río Ceibas del municipio de Neiva actualmente no cuenta con un sistema de acueducto haciendo precarias su calidad de vida y adquiriendo el líquido de manera muy artesanal, conduciéndola con manguera o de forma manual; prácticas inadecuadas e insuficientes que provocan dificultades en su desarrollo social y económico y presentando problemas de salubridad en la población por la escasez del líquido en épocas de verano sobretodo en niños y personas mayores.

Este proyecto busca solucionar el problema a una pequeña parte de la población del Municipio de Neiva, por eso cuenta con los estudios, cálculos y reglamentos necesarios para la construcción de un acueducto rural para la vereda Santa Helena del Municipio de Neiva (Huila), que beneficiará a 54 personas integradas por 9 familias, y poder así solucionar el problema del suministro de agua apta para el consumo humano.

Palabras Claves: Acueducto, Calidad de vida, suministro de agua.

ABSTRACT

The small community of Santa Helena River township of Neiva Ceibas currently has no water system by poor quality of life and acquiring liquid very traditional, driving with a hose or manually; inappropriate practices and inadequate causing difficulties in their social and economic development and presenting health problems in the population by water scarcity in the summertime especially in children and the elderly.

This project seeks to solve the problem at a fraction of the population of the city of Neiva, so have the studies, calculations and regulations necessary for the construction of a rural water supply for the ville of St. Helena in the municipality of Neiva (Huila), which will benefit 54 people consisting of 9 families, and thus be able to solve the problem of providing safe water for human consumption.

Keywords: Water Supply, Quality of life, water supply.

INTRODUCCION

La alcaldía de Neiva a través de la Dirección de Asistencia Técnica agropecuaria y del Medio Ambiente “DATMA” ha dispuesto la realización del Diseño del Acueducto de la vereda Santa Helena Corregimiento Río Ceibas del Municipio de Neiva con el Objetivo de mejorar la calidad de vida de los pobladores de dicha vereda permitiendo así un desarrollo sostenible a cada familia.

Con el presente estudio se pretende aplicar los conceptos aprendidos durante la Carrera de Ingeniería Agrícola, empleando el Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico – RAS 2000.

Teniendo en cuenta la problemática existente con el suministro de agua potable en algunas comunidades rurales del Municipio de Neiva, los pobladores de estas zonas buscan soluciones individuales al suministro de agua, aprovechando las aguas de las quebradas cercanas y/o nacederos conduciéndola con manguera o de forma muy artesanal; prácticas inadecuadas e insuficientes que provocan dificultades en su desarrollo social y económico

El diseño consiste en un sistema de acueducto para la vereda Santa Helena, corregimiento Río la Ceibas del Municipio de Neiva, compuesto por bocatoma, aducción, desarenador, conducción, planta reguladora de Hipoclorito de Sodio, tanque de almacenamiento y red de distribución para 9 viviendas, lo cual se proyecta para 25 años teniendo una población futura de 165 habitantes dando como resultado un caudal de diseño de 1.0 Lts/seg. Que sirvió como base para el diseño de las estructuras de captación almacenamiento y distribución del agua.

1. MARCO CONCEPTUAL

1.1 ACUEDUCTO

1.1.1 Definición

¿Qué es acueductos?

Un sistema de acueducto es toda aquella obra destinada al transporte de agua la idea de construir un Acueducto surge ante la necesidad de proveer de agua a sitios o poblaciones que no disponen en abundancia de la misma, o en caso de disponer, que su calidad sea deficiente. el diseño correcto de esta obra se hace especialmente importante, sobre todo teniendo en cuenta la trascendencia social de la obra en consideración.

Los sistemas de acueductos se consideran fuentes de abastecimiento de las aguas provenientes de cursos o cuerpos superficiales o subterráneos. También pueden considerarse como fuentes, en casos excepcionales, las aguas lluvias y el agua de mar.

La selección de la fuente debe hacerse teniendo en cuenta la calidad del agua y aquella que permita la construcción de una captación económica, segura, confiable y que tenga unas características de acceso, operación y mantenimiento fáciles.

1.1.2. Clasificación de Acueductos

Los sistemas de acueductos se clasifican en Superficiales y Subterráneos

- FUENTES SUPERFICIALES

Para propósitos de este título, se consideran fuentes superficiales los ríos, quebradas, lagos, lagunas y embalses de almacenamiento, y excepcionalmente aguas lluvias y agua de mar.

Para proceder a la elección de una nueva obra de captación, el diseñador debe tener en cuenta los siguientes aspectos entre otros: características propias de la fuente en lo que respecta a su rendimiento, seguridad de calidad de aguas, condiciones topográficas y geológicas y las condiciones económicas del proyecto.

Para la elección de una fuente superficial el diseñador debe prestar especial atención a las posibles fuentes de contaminación, considerando las siguientes observaciones:

1. En las captaciones hechas en ríos las aguas tienden a ser turbias, algunas veces coloreadas y en la gran mayoría de los casos reciben la descarga de aguas residuales, tanto domésticas como industriales que se han vertido aguas

arriba. Las fuentes que toman aguas de lagos son generalmente más claras que las aguas de ríos, pero también están sujetas a la contaminación.

2. Las fuentes de agua localizadas en ríos pequeños y en quebradas de montaña frecuentemente son limpias y puras; en estado natural son apropiadas para el consumo humano. No obstante, esta agua están fácilmente expuestas a contaminación por acción eventual. Por consiguiente, no pueden considerarse potables a menos que se tomen las medidas apropiadas para su protección: instalación de plantas de tratamiento de agua, vigilancia de la cuenca, colocación de carteles o letreros y/o cercas para impedir la invasión de personas y/o animales.

3. En todos aquellos casos en que se proyecten lagos artificiales mediante la construcción de embalses, deben tenerse en cuenta las condiciones futuras de la calidad del agua almacenada.

Una fuente debe ser capaz de suministrar continuamente una cantidad adecuada de agua con un riesgo de interrupción mínimo.

El rendimiento de la fuente debe estimarse únicamente con base en datos registrados con anterioridad (aforos y/o información pluviométrica) en estaciones limnimétricas ubicadas en la cuenca del río. (Numeral B.3.3 FUENTES SUPERFICIALES, RAS)

- FUENTES SUBTERRÁNEAS

Las fuentes de agua subterránea pueden ser subsuperficiales o subalveas y acuíferos. La explotación de las aguas subterráneas puede realizarse mediante pozos profundos, pozos excavados, manantiales o galerías de filtración.

el diseñador debe hacer un análisis de la calidad del agua en los diferentes ambientes de depósitos subterráneos. Debe asegurarse de que exista un perímetro de seguridad sanitario alrededor de la zona de la fuente subterránea dentro del cual no se permitan actividades que produzcan infiltración de contaminantes en el acuífero. Los programas para determinar la calidad del agua.

1.2 Componentes

1.2.1 Obras de captación

1.2.1.1 Tipos de captaciones

1.2.1.1.1 Bocatoma

Estructura hidráulica que capta el agua desde una fuente superficial y la conduce al sistema de acueducto.

El termino generico utilizado par a las obras de captación en rios es “bocatoma” por medio de esta estructura se puede derivar el caudal de diseño, que corresponde al caudal maximo diario.

Los diferentes tipos de captaciones y las situaciones en que pueden ser utilizadas cada una de ellas son las siguientes:

- Toma lateral

Aconsejable en el caso de ríos caudalosos de gran pendiente y con reducidas variaciones de nivel a lo largo del período hidrológico. En este tipo de captación la estructura se ubicará en la orilla y a una altura conveniente sobre el fondo. (Numeral B.4.3.1.1, Ras)

- Toma sumergida

Aconsejable en el caso de cursos de agua con márgenes muy extendidas, y navegables. La toma debe instalarse de modo que no se dificulte la navegación presente en el curso de agua. (Numeral B.4.3.1.2, Ras)

- Captación flotante con elevación mecánica

Si la fuente de agua superficial tiene variaciones considerables de nivel pero conserva en aguas mínimas un caudal o volumen importante, por economía debe proyectarse la captación sobre una estructura flotante anclada al fondo o a una de las orillas. (Numeral B.4.3.1.3, Ras)

- Captación móvil con elevación mecánica

En ríos de gran caudal, que tengan variaciones estacionales de nivel importantes durante el período hidrológico, por economía debe proyectarse la captación sobre una plataforma móvil que se apoye en rieles inclinados en la orilla del río y que sea accionada por poleas diferenciales fijas. (Numeral B.4.3.1.4, Ras)

- Captación mixta

Si la fuente tiene variaciones considerables de caudal y además el cauce presenta cambios frecuentes de curso o es inestable, debe estudiarse y analizarse la conveniencia de una captación mixta que opere a la vez como captación sumergida y captación lateral. (Numeral B.4.3.1.5, Ras)

- Toma de rejilla

Este tipo de toma debe utilizarse en el caso de ríos de zonas montañosas, cuando se cuente con una buena cimentación o terreno rocosos y en el caso de variaciones sustanciales del caudal en pequeños cursos de agua. Este tipo de captación consiste en una estructura estable de variadas formas; la más común es la rectangular. La estructura, ya sea en canal o con tubos perforados localizados en el fondo del cauce, debe estar localizada perpendicularmente a la dirección de la corriente y debe estar provista con una rejilla metálica para retener materiales de acarreo de cierto tamaño.

- Presa de derivación

Este tipo de captación es aconsejable, por razones económicas, en cursos de agua preferentemente angostos y cuando se presentan prolongadas épocas de niveles bajos; la presa tiene como objetivo elevar el nivel del agua de modo que éste garantice una altura adecuada y constante sobre la boca de captación.

De acuerdo con las necesidades de abastecimiento y con el régimen de alimentación, se pueden proyectar torres de toma como sistemas de captación en lagos, lagunas y embalses, las cuales tendrán entradas situadas a diferentes niveles, con el fin de poder seleccionar la profundidad a la que se capte el agua. (Numeral B.4.3.1.7, Ras)

- Cámara de toma directa

Este tipo de captación se recomienda para el caso de pequeños ríos de llanura, cuando el nivel de aguas en éstos es estable durante todo el período hidrológico. (Numeral B.4.3.1.8, Ras)

- Muelle de toma

Esta captación se recomienda en el caso de ríos con variaciones substanciales del nivel del agua y cuando se pueden aprovechar obras costaneras ya existentes, como muelles, puentes, etc. (Numeral B.4.3.1.9, Ras)

- Otras captaciones:

En caso de que no existan fuentes superficiales o fuentes subterráneas en las cercanías de las zonas por abastecer, podrán utilizarse otro tipo de captaciones, las cuales incluyen:

1. Captación directa de aguas lluvias.
2. Captación por evaporación natural de agua de mar.
3. Captación por desalinización de agua de mar.

Sin embargo, estas captaciones deben asegurar las dotaciones mínimas correspondientes al **nivel de complejidad del sistema** para el sistema de acueducto objeto del diseño o la construcción. (Numeral B.4.3.1.10, Ras)

Elementos de diseño

En todo diseño de rejillas deben contemplarse los siguientes elementos: el caudal correspondiente al nivel de aguas mínimas en el río, el caudal requerido por la población que se va a abastecer y el nivel máximo alcanzado por las aguas durante las crecientes, con un período de retorno mínimo de 20 años.

Inclinación de las rejillas En el caso de rejillas utilizadas para la captación de aguas superficiales en cursos de agua de zonas montañosas, la rejilla debe estar inclinada entre 10% y 20% hacia la dirección aguas abajo. En el caso de otros tipos de estructuras de captación, las rejillas deben tener una inclinación de 70° a 80° con respecto a la horizontal.

Separación entre barrotes

La separación entre barrotes, para el caso de estructuras de captación en ríos con gravas gruesas, debe ser entre 75 mm y 150 mm. Para ríos caracterizados por el transporte de gravas finas, la separación entre barrotes debe ser entre 20 mm y 40 mm. (Numeral B.4.4.5.3, Ras)

Ancho de la rejilla

El ancho de la rejilla debe depender del ancho total de la estructura de captación. (Numeral B.4.4.5.4, Ras)

Velocidad del flujo en la rejilla

La velocidad efectiva del flujo a través de la rejilla debe ser inferior a 0.15 m/s, con el fin de evitar el arrastre de materiales flotantes. (Numeral B.4.4.5.5, Ras)

1.2.1.1.2 CANAL DE ADUCCION

Desde la captación hasta la estación de bombeo o el desarenador, según sea el caso, deben determinarse las áreas mojadas de canales necesarias en cada condición, teniendo en cuenta los distintos parámetros hidráulicos que intervienen. La memoria de cálculo hidráulico debe incluir los criterios utilizados, las fórmulas, las tablas, así como también el trazado de la línea piezométrica de todo el sistema hidráulico.

Debe tratarse de evitarse todo flujo en canales cercano al estado de flujo crítico. Las velocidades del flujo deben ser tales que no se produzcan sedimentaciones ni erosiones en los canales que forman parte de la estructura de captación.

Método de cálculo

Para los cálculos hidráulicos y los diseños de canales puede utilizarse la ecuación de Manning, la ecuación de Kutter modificada o la de Bazin. También puede utilizarse la ecuación de Chèzy. (Numeral B.4.4.3.1, Ras)

1.2.1.1.3 DESARENADOR

El desarenador es una estructura hidráulica que tienen como función remover las partículas de cierto tamaño que la captación de una fuente superficial permite pasar.

Se utilizan en tomas para acueductos, en centrales hidroeléctricas (pequeñas), plantas de tratamiento y en sistemas industriales.

Un desarenador esta dividido por varias Zonas:

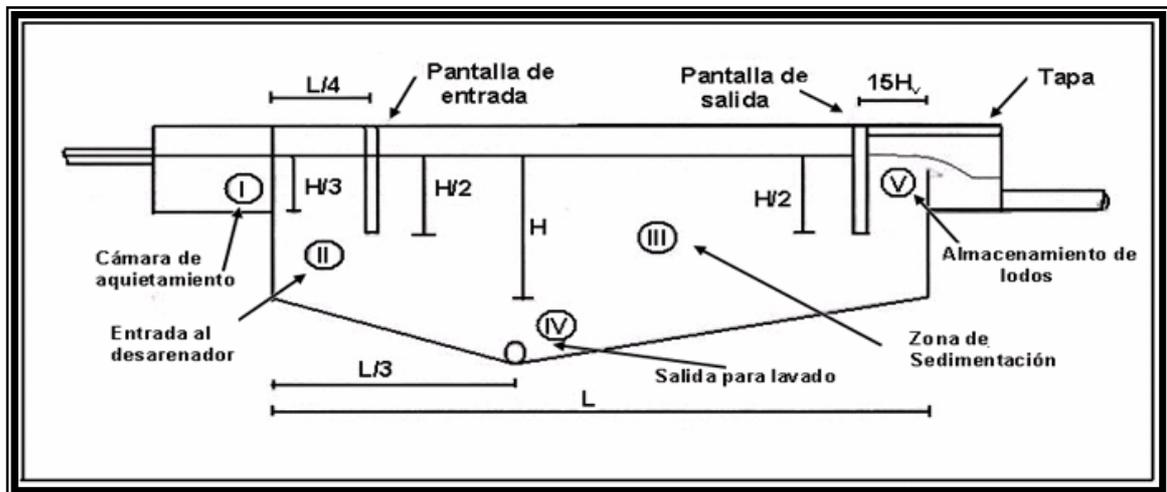


Figura N°1 Desarenador (adaptado por López Cualla).

Zona (I)

Cámara de Aquietamiento. Debido a la ampliación de la sección, se disipa el exceso de energía de velocidad en la tubería de llegada. El paso del agua a la zona siguiente se puede hacer por medio del canal de repartición con orificios sumergidos. Lateralmente se encuentra un vertedero de excesos que lleva el caudal sobrante de nuevo al río mediante una tubería que se une con la de lavado.

Zona (II)

Entrada al desarenador: Constituida entre la cámara de quietamiento y una cortina la cual obliga a las líneas de flujo a descender con rapidez de manera que se sedimente el material mas grueso inicialmente.

Zona (III)

Zona de sedimentación: es la zona donde se sedimentan todas las partículas restantes y en donde se cumple en rigor con las leyes de sedimentación.

Sus características de régimen de flujo permiten la remoción de los sólidos del agua. La teoría de funcionamiento de la zona de sedimentación se basa en las siguientes suposiciones:

Asentamiento sucede como lo haría en un recipiente con fluido en reposo de la misma profundidad.

Zona (IV)

Almacenamiento de lodos: comprende el volumen entre la cota de profundidad útil en la zona III y el fondo del tanque. El fondo tiene pendientes longitudinales y transversales hacia la tubería de lavado

En su diseño deben tenerse en cuenta dos aspectos: la forma de remoción de lodos y la velocidad horizontal del agua del fondo, pues si esta es grande las partículas asentadas pueden ser suspendidas de nuevo en el flujo y llevadas al afluente.

Zona (V)

Salida del Desarenador: constituida por una pantalla sumergida, el vertedero de salida y el canal de recolección. Esta zona debe estar completamente tapada, con el fin de evitar la posibilidad contaminación de salida. Esta zona tiene por objeto mantener uniformemente distribuido el flujo a la salida de la zona de sedimentación, para mantener uniforme la velocidad.

El tipo de estructura de salida determina en buena parte la mayor o menor proporción de partículas que pueden ser puestas en suspensión en el flujo.

1.2.1.1.4 CONDUCCIÓN

Las líneas de conducción son aquellas destinadas al transporte de agua tratada desde la planta de tratamiento hasta los tanques de almacenamiento o hasta la red de distribución.

1.2.1.1.5 PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA

Los niveles bajo y medio de complejidad deben tener un grado de instrumentación manual suficientemente adecuado para controlar los procesos. Las plantas de tratamiento que se encuentren dentro de estos niveles y que tengan la suficiente capacidad económica pueden implementar sistemas Automáticos de instrumentación y control.

El agua para consumo humano no debe contener microorganismos patógenos, ni sustancias tóxicas o nocivas para la salud. Por tanto, el agua para consumo debe cumplir los requisitos de calidad microbiológicos y fisicoquímicos exigidos en el Decreto 475 de marzo 10 de 1998, expedido por el Ministerio de Salud o en su defecto, el que lo reemplace. La calidad del agua no debe deteriorarse ni caer por debajo de los límites establecidos durante el periodo de tiempo para el cual se diseñó el sistema de abastecimiento.

El desarrollo de la sociedad reclama cada vez más agua, pero no solo a veces escasea el agua sino que su calidad en los puntos donde se encuentra y capta, desgraciadamente se ha ido deteriorando día a día con el propio desarrollo, esto obliga a un tratamiento cada vez amplio y complejo técnicamente. La eliminación de materias en suspensión y en disolución que deterioran las características físico- químicas y organolépticas así como la eliminación de bacterias y otros microorganismos que pueden alterar gravemente nuestra salud son los objetivos perseguidos y conseguidos en la estaciones de tratamiento a lo largo de todo un proceso que al final logra suministrar un agua transparente y de una calidad sanitaria garantizada. El tratamiento del agua es el proceso de naturaleza físico-química y biológica, mediante el cual se eliminan una serie de sustancias y microorganismos que implican riesgo para el consumo o le comunican un aspecto o cualidad organoléptica indeseable y la transforma en un agua apta para consumir. Todo sistema de abastecimiento de aguas que no este provisto de medios de potabilización, no merece el calificativo sanitario de abastecimiento de aguas. En la potabilización del agua se debe recurrir a métodos adecuados a la calidad del agua origen a tratar. Estación de Tratamiento de Agua Potable (ETAP) es la instalación donde se lleva a cabo el conjunto de procesos de tratamiento de potabilización situados antes de la red de distribución y/o depósito, que contenga más unidades de tratamiento. Considerando un agua superficial, de río, embalse, o subterránea, con unos problemas de calidad que estimamos como convencionales, el proceso o línea de tratamiento, considerado también convencional, consta de una serie de etapas más o menos complejas en función de la calidad del agua bruta objeto del tratamiento y se recogen en las siguientes secuencias:

- Preoxidación y desinfección inicial con cloro, dióxido de cloro u ozono, o permanganato potásico.
- Coagulación-Floculación, con sales de aluminio o de hierro y coadyuvantes de la floculación (polielectrolitos, polidadadmas) coagulación con cal, sosa, o carbonato sódico.
- Decantación, en diversos tipos de decantadores.
- Filtración sobre arena, o sobre lecho mixto (arena y antracita) y en determinados casos sobre lecho de carbón en grano.
- Acondicionamiento, corrección del pH por simple neutralización o por remineralización con cal y gas carbónico.
- Desinfección final con cloro, cloraminas, dióxido de cloro u ozono.

Otras plantas que han generado gran sensación son las plantas generadoras de hipoclorito de sodio

La planta Hydro Cloro es de muy fácil manejo y casi no requiere supervisión. Por no tener elementos móviles, la posibilidad de desperfectos es muy remota, no obstante la empresa ofrece una garantía, una póliza de mantenimiento preventivo y dispone de un sistema de servicio y apoyo muy eficiente, puesto que todo el equipo es producido en Colombia.

PRINCIPIO BÁSICO

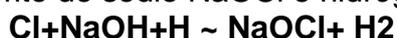
La energía eléctrica de una fuente de poder descompone la sal común disuelta en agua en iones (+) , Sodio, y iones (-) , Cloro.

El ánodo atrae los iones negativos de Cloro, y el Cátodo atrae los iones positivos de Sodio.

Simplificadamente se puede describir así lo que sigue: El Sodio descompone el agua cerca al Cátodo, generando hidróxido de Sodio NaOH e hidrógeno, H :



El Cloro migra y sustituye el hidrógeno en el hidróxido de sodio, generando hipoclorito de sodio NaOCl e hidrógeno gaseoso H₂



Se forma entonces una solución de HIPOCLORITO DE SODIO y se escapa hidrógeno al aire.⁵

Este hipoclorito de sodio, que es un agente oxidante, se puede utilizar para desinfección de sistemas de agua. La cuba mostrada en la Figura es donde se produce el hipoclorito a una concentración del 1% al 1.5% (que significa entre 10.000 y 15.000 partes por millón) y sirve para alimentar otros recipientes mucho mas grandes, ya que el agua potable requiere de fracciones o unidades de PPM para estar desinfectada.

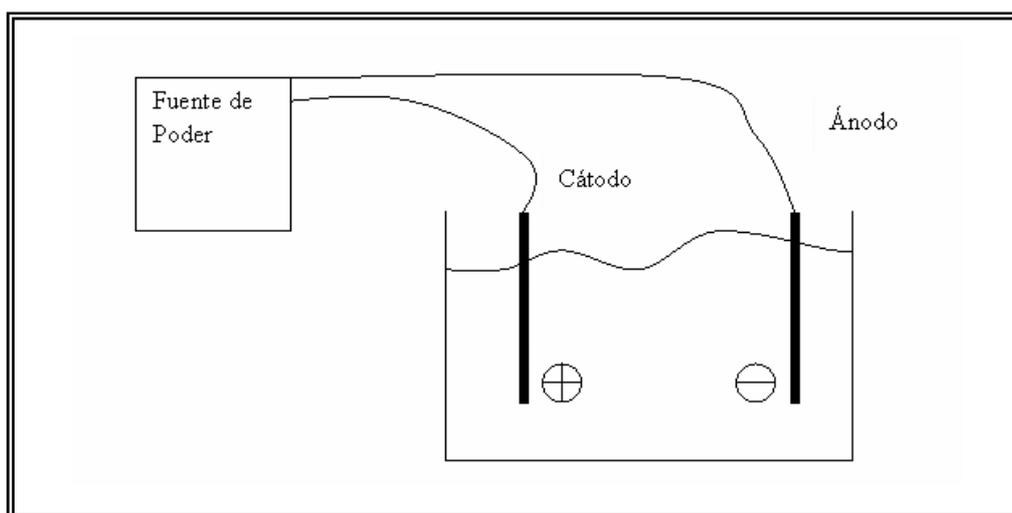


Figura N°2 Principio Básico de La Planta generadora de Hipoclorito de Sodio

⁵ Este gas en las proporciones que se producen normalmente es totalmente inofensivo. La única Restricción es que el sitio donde se coloque el equipo sea un lugar ventilado. Tomado del PDF Proporcionado por Hydro Cloro.

1.2.1.1.6 TANQUE DE ALMACENAMIENTO

Los tanques reguladores o de almacenamiento en sistemas de abastecimiento de agua tienen como funciones:

Atender las variaciones del consumo de agua, almacenando ésta en los periodos en los cuales el suministro de agua al tanque es mayor que el consumo, y, suministrar parte del caudal almacenando, en los periodos en los cuales el consumo es mayor que el suministro, para suplir así la deficiencia.

Mantener las presiones de servicio en la red de distribución. Mantener almacenada cierta cantidad de agua para atender situaciones de emergencia como incendios, o interrupciones por daños en bocatoma, aducción, desarenador o conducción.

Los tanques pueden construirse sobre el terreno (superficial, semienterrado o enterrado) si se dispone de un desnivel topográfico adecuado que permita el funcionamiento de la red de distribución, con las normas adecuadas de presión. El tanque enterrado o semienterrado debe estar alejado de toda fuente de contaminación, como por ejemplo tuberías de alcantarillado sanitario (distancia mínima entre 30-45 metros), pozos sépticos, letrinas o sitios de disposición de basuras. Pueden contaminar un sistema de drenaje perimetral que reduzca la posible contaminación.

El material del tanque debe ser impermeable y se ha de proteger contra la posible corrosión causada por el agua. El diseño estructural del tanque debe resistir los empujes hidrostáticos, empujes de tierra y floración del mismo cuando este se encuentre desocupado, procurando que la placa de fondo e encuentre a una distancia mínima de 0.5 mts. Por encima del nivel freático.

1.2.1.1.7 Redes de Distribución

Es el conjunto de tuberías, accesorios y equipos que conducen el agua desde el tanque de almacenamiento hasta las acometidas domiciliarias.

La red de distribución es la parte del sistema de abastecimiento de agua potable por medio de la cual se le lleva el agua al usuario. Su adecuado funcionamiento depende de una selección cuidadosa de los materiales que se utilizan, de mano de obra calificada, de la observancia de las especificaciones de construcción y de la correcta supervisión de la ejecución de la obra.

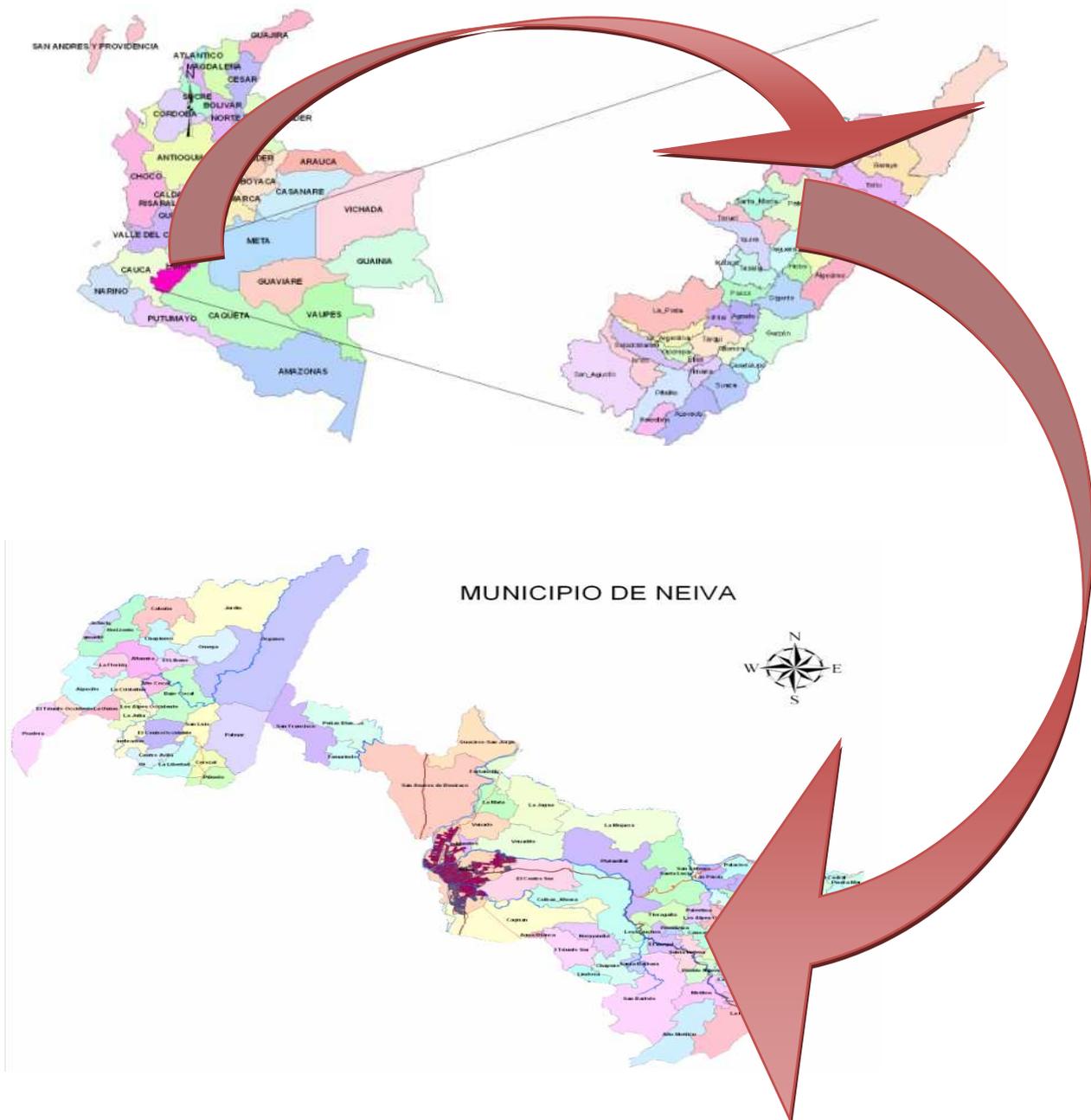
1.2.1.1.8 Usuarios

Persona natural o jurídica que se beneficia con la prestación de un servicio publico domiciliario bien como propietario del inmueble en donde este se presta o como un receptor directo del servicio, este ultimo usuario se le denomina también consumidor.

2. METODOLOGIA

2.1 LOCALIZACIÓN DE LA VEREDA SANTA HELENA

HUILA EN COLOMBIA



Fuente: Localización del proyecto.(adaptado por www.divisionpolitica.com)

El asentamiento humano que conforma la comunidad de la vereda Santa Helena esta conformado por 9 familias. (Haciendo la aclaración que la vereda no se encuentra dividida geográfica ni socialmente).

La vereda Santa Helena se encuentra localizada en las estribaciones de la cordillera oriental delimitando la cuenca del Río las Ceibas, a 28 Kilómetros por la vía que conduce de la capital Huilense hacia Balsillas contando con una carretera en muy mal estado.

La vereda Santa Helena cuenta con zonas fértiles que permiten ejercer labores agrícolas y pecuarias. La comunidad genera su sustento de actividades agrícolas como el cultivo de Plátano, yuca además de cultivos Frutales como Mango, Naranja y Guayaba. En el área agropecuaria se desarrolla comercialmente la porcicultura y la actividad avícola como renglón económico de desarrollo del sector.

2.2 CLIMATOLOGIA

Para efectos de estudio climatológico se contó con los datos registrados en la estación pluviográfica 2111040 de Santa Helena (ver Tabla 1), la cual posee las siguientes coordenadas:

LATITUD 0251 N
LONGITUD 7506 W
ELEVACION 1160 m.s.n.m

Para la determinación de la precipitación se tomaron datos desde 1983 hasta el año 2010 de la estación pluviográfica 2111040 de Santa Helena que se anexan a continuación

- **Temperatura**

El Huila dada a su situación tropical, tiene temperaturas sujetas a altura y topografía de cada lugar, alternadas con el régimen de vientos predominantes sobre el territorio.

La variación de la temperatura en esta Zona de acuerdo con los datos disponibles oscila entre 15 y 22°C con una temperatura promedio 20°C.

2.3 CALIDAD DE AGUAS

La calidad de la fuente debe caracterizarse de la manera más completa posible para poder identificar el tipo de tratamiento que necesita y los parámetros principales de interés en periodo seco y de lluvia. (Literal C numeral C.2.3, Ras)

En la tabla 2 se presenta la clasificación de los niveles de calidad de las fuentes de abastecimiento en función de unos parámetros mínimos de análisis físico- químico y microbiológico, y el grado de tratamiento asociado. La Tabla 3 muestra algunos valores máximos admisibles de las normas microbiológicas,

organolépticas, físicas y químicas de la calidad del agua potable que, de acuerdo al Decreto 475/98.

Tabla 2. Calidad del Agua

Parámetros	Análisis según		Nivel de calidad de acuerdo al grado de polución			
	Norma técnica NTC	Standard Method ASTM	1. Fuente aceptable	2. Fuente regular	3. Fuente deficiente	4. Fuente muy deficiente
DBO 5 días	3630					
Promedio mensual mg/L			≤ 1.5	1.5 - 2.5	2.5 - 4	>4
Máximo diario mg/L			1 - 3	3 - 4	4 - 6	>6
Coliformes totales (NMP/100 mL)						
Promedio mensual		D-3870	0 - 50	50 - 500	500 - 5000	> 5000
Oxígeno disuelto mg/L	4705	D-888	≥ 4	≥ 4	≥ 4	< 4
PH promedio	3651	D 1293	6.0 - 8.5	5.0 - 9.0	3.8 - 10.5	
Turbiedad (UNT)	4707	D 1889	< 2	2 - 40	40 - 150	≥ 150
Color verdadero (UPC)			< 10	10 - 20	20 - 40	≥ 40
Gusto y olor		D 1292	Inofensivo	Inofensivo	Inofensivo	Inaceptable
Cloruros (mg/L - Cl)		D 512	< 50	50 - 150	150 - 200	300
Fluoruros (mg/L - F)		D 1179	< 1.2	< 1.2	< 1.2	> 1.7
GRADO DE TRATAMIENTO						
- Necesita un tratamiento convencional			NO	NO	Sí, hay veces (ver requisitos para uso FLDE : literal C.7.4.3.3)	SI
- Necesita unos tratamientos específicos			NO	NO	NO	SI
- Procesos de tratamiento utilizados			(1) = Desinfección + Estabilización	(2) = Filtración Lenta o Filtración Directa + (1)	(3) = Pretratamiento + [Coagulación + Sedimentación+ Filtración Rápida] o [Filtración Lenta Diversas Etapas] + (1)	(4) = (3) + Tratamientos específicos

Fuente: Ras, 2000 (titulo C Numeral C.2.1)

Tabla 3. Normas de calidad del agua potable, según el Decreto 475/98

Características	Valor máximo Admisible	Procedimientos analíticos recomendados		Parámetros de comparación de la calidad de la fuente recomendados según el nivel calidad de la fuente			
		Norma técnica NTC	Standard Method ASTM	1. Aceptable	2. Regular	3. Deficiente	4. Muy deficiente
MICROBIOLÓGICAS							
Coliformes totales UFC/100 cc	0			X	X	X	X
Escherichia coli UFC/100 cc	0		D 5392			X	X
ORGANOLEPTICAS Y FÍSICAS							
PH	6.5 – 9.0		D 1293	X	X	X	X
Turbiedad UNT	5	4707	D 1889	X	X	X	X
Color verdadero – UC	15			X	X	X	X
Conductividad US/cm	50 – 1.000		D 1125	X	X	X	X
Sustancias flotantes	Ausentes			X	X	X	X
Olor y sabor	Ninguno		D 1292	X	X	X	X
QUÍMICAS CON EFECTOS ADVERSOS EN LA SALUD HUMANA							
Fenoles totales – mg/L	0.001	4582	D 1783				X
Grasas y aceites– mg/L	Ausentes	3362	D 4281				X
Aluminio – mg/L	0.20		D 857				X
Nitratos – mg/L	10		D 3867				X
Nitritos – mg/L	0.1		D 3867	X	X	X	X
Antimonio – mg/L	0.005		D 3897				X
Arsénico – mg/L	0.01		D 2972				X
Bario– mg/L	0.5		D 4382				X
Cadmio – mg/L	0.003		D 3557				X
Cianuros totales – mg/L	0.1	1312	D 2036				X
Cobre – mg/L	1.0		D 1688				X
Cromo hexavalente – mg/L	0.01		D 1687				X
Mercurio – mg/L	0.001		D 3223				X
Níquel – mg/L	0.02		D 1886				X
Plomo – mg/L	0.01		D3559				X
Selenio – mg/L	0.01	1460	D 3859				X
Sustancias activas al azul de metileno– mg/L AB5	0.5		D 2330				X
PLAGUICIDAS Y OTRAS SUSTANCIAS							
Tóxicos tipo I– mg/L	0.001						X
Tóxico tipo II y III– mg/L	0.01						X
Baja toxicidad– mg/L	0.1						X
Trihalometanos totales– mg/L	0.1						X
QUÍMICAS CON EFECTO INDIRECTO SOBRE LA SALUD HUMANA							
Alcalinidad total – mg/L	100		D 1067	X	X	X	X
Acidez – mg/L	50		D 1067	X	X	X	X
Dureza total– mg/L	160	4706	D 1126	X	X	X	X
Calcio– mg/L	60		D 511	X	X	X	X
Magnesio– mg/L	36		D 858	X	X	X	X
Cloruros– mg/L	250		D 512	X	X	X	X
Sulfatos – mg/L	250	4708	D 516	X	X	X	X
Hierro total– mg/L	0.3		D 1068	X	X	X	X
Manganeso	0.1		D 858			X	X
Fosfatos	0.2		D 515			X	X
Zinc	5		D 1691				X
Fluoruros (mg/L)	1.2		D 1179				X

Fuente: Ras, 2000 (título C Numeral C.2.2)

A continuación se presenta e el estudio de agua realizo a la fuente Santa Helena.

	AGUAS LIMPIAS S.A. No. 81.191.280-1	 SISTEMA GESTIÓN DE CALIDAD	Página 1 de 1 Versión No. 2 Mayo 2007
	División Físicoquímica y Microbiología de Aguas, Alcazar y Balsa	Proceso Procedimiento de Servicio Reporte de Resultados de Análisis Físicoquímico y Microbiológico Código: LO-00002-002	Fecha próxima emisión: 201012

EMPRESA : Aida Sanchez
FECHA DE TOMA : 31 marzo de 2010
FECHA DE ENTREGA : 05 abril de 2010
PUNTO DE TOMA : Quebrada SANTA HELENA
FUENTE DE TOMA : Corregimiento RÍO CEIBAS – Vereda SANTA HELENA
ANÁLISIS SOLICITADO : Físicoquímico – Microbiológico
CLASE DE MUESTRA : Agua Superficial
RADICACIÓN: 0460 - 0461

RESULTADO

PARÁMETROS	UNIDADES	METODO	RESULTADO
FÍSICOQUÍMICO			
Alcalinidad Total	mg CaCO ₃ / l	Volumétrico	62
Aluminio	mg Al / l	Espectrofotometría	0.006
Calcio	mg Ca / l	Volumétrico	12.8
Cloruros	mg Cl / l	Espectrofotometría	15.5
Color	U.P.C.	Comparación Visual	20
Dureza Total	mg CaCO ₃ / l	Volumétrico	38
Hierro Total	mg Fe / l	Espectrofotometría	0.06
Magnesio	mg Mg / l	Volumétrico	1.46
Nitratos	mg NO ₃ / l	Espectrofotometría	0.0
Nitritos	mg NO ₂ / l	Espectrofotometría	0.004
PH	Unidades de pH	Electrométrico	7.12
Olor y Sabor			Inobjetable
Sólidos Totales	mg / l	Gravimétrico	66
Sulfatos	mg SO ₄ / l	Espectrofotometría	<1.0
Temperatura Muestra	°C	Electrométrico	19.1
Turbidez	UNT	Espectrofotometría	5.0
MICROBIOLÓGICO			
Coliformes Totales	UFC / 100 cm ³	Filtración por Membrana	720 UFC / 100 cm ³
Escherichia coli	UFC / 100 cm ³	Filtración por Membrana	530 UFC / 100 cm ³

OBSERVACIONES : Los resultados corresponden a muestra puesta en el laboratorio.


JHONNY BARRIOS
 Líder Administrativo


JULIANA ORTIZ
 Analista Química


MARIA CECILIA RAMIREZ
 Analista Microbiología

3. ASPECTOS DE DISEÑO

3.1 TOPOGRAFIA

Se realizaron visitas de campo, para tomar datos e información sobre: la población, caudales de la fuente Santa Helena de la vereda con el mismo nombre; específicamente en el sitio de ubicación de la bocatoma, reconocimiento del terreno

En el levantamiento topográfico se realizó (planimetría y altimetría) de toda la ruta de conducción de la tubería, se tomaron medidas específicas a la zona donde se propone la ubicación del tanque de almacenamiento y de cada uno de los beneficiarios del proyecto.

La toma de los datos se realizó con un Nivel de Precisión Marca Wild Suizo. A continuación se exponen los datos obtenidos

Tabla 4. Datos del lugar por donde va el trazado.

DELTA	LUGAR	ALTURA	NORTE	ESTE
1	Bocatoma	1208.3	885726	806918
2	Desarenador	1206.25	885729	806911
3	Tanque	1204.45	885720	806909
4	Tanque - Carretera	1198.1	885716	806892
5	Carretera - cruce	1197.24	885691	806914
6	Cruce -borde de vía	1196.12	885647	806911
7	Borde de vía	1191.14	885603	806906
8	Borde de vía	1187.09	885570	806943
9	Borde de vía	1185.1	885542	806986
10	Viaducto grande	1184.17	885536	806996
11	Borde de vía	1182.28	885516	807025
12	Borde de vía	1178.21	885488	807065
13	Borde de vía	1175.15	885441	807067
14	Borde de vía	1172.26	885396	807093
15	Borde de vía	1168.3	885349	807104
16	Borde de vía	1165.28	885311	807104
17	Poste de Luz	1164.25	885278	807111

Fuente: Datma – Alcaldía de Neiva

USUARIOS

Tabla 5. Datos de Usuarios

DELTA	LUGAR	ALTURA	NORTE	ESTE
18	U5 Farid Monje	1162.25	885275	807113
19	U7 Rut Rodríguez	1162.18	885274	807118
20	U6 Hernando Quintero	1162.43	885270	807111
21	U4 José Saldaña	1164.18	885279	807103
22	U8 Martha Polania	1164.19	885277	807113
23	U9 Libardo Mejia	1164.12	885274	807102
24	U1 Julio Saldaña	1165.28	885260	807113
25	U2 José Luís Díaz	1165.11	885243	807110
26	U3 María Olga Lozano	1163.15	885235	807112

Fuente: Datma – Alcaldía de Neiva

3.2 NIVEL DE COMPLEJIDAD

Para la clasificación de este sistema de acueducto en uno de los niveles de complejidad se tuvo en cuenta el número de habitantes en la zona rural, su capacidad económica y el grado de exigencia técnica, de acuerdo a lo establecido en el Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico RAS 2000 (TABLA A.3.1).

TABLA 6. Asignación del nivel de complejidad

Nivel de complejidad	Población en la zona urbana ⁽¹⁾ (habitantes)	Capacidad económica de los usuarios ⁽²⁾
Bajo	< 2500	Baja
Medio	2501 a 12500	Baja
Medio Alto	12501 a 60000	Media
Alto	> 60000	Alta

FUENTE: RAS 2000 – Título A numeral A.3.1

Donde se clasificó este sistema de acueducto en un nivel de **complejidad BAJO**.

PERIODO DE DISEÑO

Se tiene como Veinticinco (25) años el período de diseño (n), tiempo en el cual la construcción servirá a la comunidad antes que deba abandonarse o ampliarse por resultar inadecuado.

TABLA 7. Período de Diseño

Nivel de Complejidad	Período de diseño máximo
Bajo, Medio y Medio alto	25 Años
Alto	30 Años

FUENTE: RAS – Resolución 2320 de 2009 – Tabla 10

3.2.1 DOTACIONES

Este sistema de acueducto es diseñado solo para el consumo y uso humano, teniendo en cuenta los parámetros racionales; en los cuales hace referencia a los diferentes usos del agua, y que dependen del sector en el que se trabajará, ya sea el domestico, industrial o público. Con estos parámetros y características de la zona determinamos la dotación neta.

DOTACIÓN NETA

Corresponde a la cantidad de agua requerida para satisfacer las necesidades básicas de un habitante, sin considerar las pérdidas que ocurran en el acueducto.

La dotación neta depende del nivel de complejidad, que para este caso es BAJO y su valor mínimo es establecido en la TABLA B.9 de la Resolución 2320 de 2009 RAS

TABLA 8. Dotación neta según el Nivel de Complejidad del Sistema

Nivel de complejidad del sistema	Dotación neta mínima (L/hab-día)	Dotación neta máxima (L/hab-día)
Bajo	90	100
Medio	115	125
Medio alto	125	135
Alto	140	150

FUENTE: RAS – Resolución 2320 de 2009 – Tabla 9

Se toma la dotación Neta de la Tabla Numero 9 de la resolución 2320 - RAS 2000 para dotaciones mínimas y máximas, según el nivel de complejidad, que para este caso es Bajo, por lo tanto se toma una dotación de **90lt/hab.-día**

Teniendo en cuenta el clima predominante de la vereda, puede variar la dotación neta establecida anteriormente; la zona a beneficiar por encontrarse en un clima templado (21 °C) la variación según la TABLA B.2.3 del RAS 2000 es la siguiente:

Variación de la Dotación Neta = + 10% de la dotación neta mínima.

TABLA 9. Variación a la dotación neta según el clima y el Nivel de Complejidad del Sistema

Nivel de complejidad del sistema	Clima cálido (Más de 28°C)	Clima templado (Entre 20°C y 28°C)	Clima frío (Menos de 20°C)
Bajo	+ 15 %	+ 10%	No se admite corrección por clima
Medio	+ 15 %	+ 10 %	
Medio alto	+ 20 %	+ 15 %	
Alto	+ 20 %	+ 15 %	

FUENTE: RAS 2000 – Título B TABLA B.2.3

Dotación Neta: 99 Lt/hab-día

Dotación Bruta

Es la cantidad máxima de agua requerida para satisfacer las necesidades de una población. La dotación bruta para el diseño de cada uno de los componentes que conforman un sistema de acueducto, indistintamente del nivel de complejidad, se debe calcular conforme a la siguiente ecuación:

$$D_{bruta} = d_{neta} / (1 - \%p) \text{ (Ras B.2.1)}$$

Donde: Dbruta: dotación bruta
 dneta: dotación neta
 %p: pérdidas técnicas máximas admisibles

Pérdidas (%): 25% de acuerdo al nivel de complejidad según la Resolución # 2320 de 27 de Nov/2009, Artículo 1

Dotación Bruta: 132 Lt/hab-día

3.2.1 CALCULO DE LA POBLACIÓN

Se utilizó el método de crecimiento geométrico, para hallar la población futura, ante la carencia de información estadística y este es el método que más permite analizar una tendencia de la población mucho más ajustada.

Pf = Pa (1 + r%)ⁿ
 Pf = Población futura
 Pa = 9 viviendas
 r% = 1.37% según datos del censo DANE por El Dpto. del Huila

n = Periodo de diseño = 25 años
 Pa = No, viviendas x No. Hab. /viv.
 Pa = 54 habitantes.

DEMANDAS

Caudal medio diario: corresponde al promedio de los consumos diarios en un año.

$$c.m.d. = PF * \text{Dotación Bruta} / 86400$$

CAUDAL MAXIMO DIARIO: corresponde al consumo máximo registrado durante 24 horas durante un periodo de un año.

$$C.M.D = Q_{md} * K1 ; \quad K1 \text{ de tabla B.2.5.}$$

TABLA 10. **Coficiente de consumo máximo diario, k1**

Nivel de complejidad del sistema	Coficiente de consumo máximo diario - k1
Bajo	1.30
Medio	1.30
Medio alto	1.20
Alto	1.20

FUENTE: RAS 2000

CAUDAL MAXIMO HORARIO: corresponde al consumo máximo registrado durante 24 horas durante un periodo de u año.

$$C.M.H = C.M.D * K2; \quad K2 = 1.6 \text{ de tabla B.2.6. RAS}$$

TABLA 11. **Coficiente de consumo máximo horario, k2.**

Nivel de complejidad del sistema	Red menor de distribución	Red secundaria	Red matriz
Bajo	1.60	-	-
Medio	1.60	1.50	-
Medio alto	1.50	1.45	1.40
Alto	1.50	1.45	1.40

FUENTE: RAS 2000

Consumo Máximo Horario por Vivienda

$$C.M.H.V.= C.M.H. / \text{No. Viviendas}$$

$$C.M.H.V.= 0.52 / 9$$

A continuación se muestran los consumos durante los 25 años de proyección de dotaciones utilizando el método de crecimiento geométrico

TABLA 12. Proyección de Dotaciones Santa Helena

AÑO	PF (Hab.)	Qmd (L/S)	QMD (L/S)	QMH (L/S)	CMH (L/S*V)
2011	144	0.22	0.29	0.46	0.0508
2012	145	0.22	0.29	0.46	0.0512
2013	146	0.22	0.29	0.46	0.0516
2014	147	0.22	0.29	0.47	0.0519
2015	147	0.22	0.29	0.47	0.0519
2016	148	0.23	0.29	0.47	0.0523
2017	149	0.23	0.30	0.47	0.0526
2018	150	0.23	0.30	0.48	0.053
2019	151	0.23	0.30	0.48	0.0533
2020	151	0.23	0.30	0.48	0.0533
2021	152	0.23	0.30	0.48	0.0537
2022	153	0.23	0.30	0.49	0.054
2023	154	0.24	0.31	0.49	0.0544
2024	155	0.24	0.31	0.49	0.0547
2025	156	0.24	0.31	0.50	0.0551
2026	157	0.24	0.31	0.50	0.0554
2027	158	0.24	0.31	0.50	0.0558
2028	158	0.24	0.31	0.50	0.0558
2029	159	0.24	0.32	0.51	0.0561
2030	160	0.24	0.32	0.51	0.0565
2031	161	0.25	0.32	0.51	0.0568
2032	162	0.25	0.32	0.51	0.0572
2033	163	0.25	0.32	0.52	0.0576
2034	164	0.25	0.33	0.52	0.0579
2035	165	0.25	0.33	0.52	0.0583

4. DISEÑO HIDRAULICO

4.1 CALCULO HIDRAULICO

A continuación se muestra el cálculo hidráulico del tramo 4 – 5

TRAMO 4 – 5

Caudal de 1 Lts / Seg.

Abscisas

Inicial: 17.46 m Final: 30.30 m

COTA TERRENO

Inicial: 1198.10 m Final: 1197.24 m (Ver Plano 4)

Longitud Real:

Para determinar la distancia entre dos puntos que se encuentran en cualquier sistema de coordenadas se determinan de la siguiente manera:

LR₄₋₅: $\sqrt{(x_2-x_1)^2 + (y_2-y_1)^2}$ (Ecuación de distancia de Dos Puntos)

LR₄₋₅: **12.87 m**

Presión Estática: cualquier presión ejercida por un fluido la cual no es ejercida por el movimiento o velocidad del fluido es llamada presión estática del fluido.

NIVEL ESTATICO: 1208.60m (Ver Plano 4)

P.E. : (1208.60 - 1197.24) m : 11.36 m

El calculo del Ø de la tubería se realiza a través de la formula de Hazen-Williams: $Q : 0.2785 C * D^{2.63} * J^{0.54}$

Despejando D: $D: ((Q)/(0.2785 * C * J^{0.54}))^{1/2.63}$

Ø Calculado (pulg.): 2" RDE 21

Las perdidas en las cargas unitarias $J = H/L$ donde H: carga hidráulica disponible y L: Longitud de la Tubería

Perdidas unitarias: 0.0117 m

Perdidas Totales: Perdidas Unitarias * longitud real: 0.15 m

Cota Altura total (m): Cota Inicial – Perdidas Totales: (1208.36 – 0.15) m: 1208.19 m

Cota Piezometrica: Altura total – $V^2/2g$

Cota Piezometrica: 1208.19 m

Presión Dinámica : Cota piezometrica – Cota del Terreno

Presión Dinamica: 10.95 m

A continuación se presenta un cuadro N. 8 del Cálculo hidráulico de la red Principal con todos los tramos calculados.

Tabla 13. Cuadro Hidráulico

ACUEDUCTO SANTA HELENA

BOCATOMA - DESARENADOR - TANQUE - RED PRINCIPAL Longitud Total Real = 168.98 m

NIVEL ESTÁTICO = 1208.60 m

Tramo		Abscisa		COTA TERRENO (m)		Lon. Real	Presión	Presión	Ø Calculado	Dia.Nom.	RDE	Dia.Ext.	Clase	Espes.	
Inic.	Fin.	Inicial	Final	Inicial	Final	m.	Estática	Total	(m)	Pulg.		Pulg.	Tubería	Pulg.	
39	40	K0+000.00	K0+007.62	1208.30	1206.25	7.89	2.35	2.35		2.00	21	2.38	PVC	0.11	
40	41	K0+007.62	K0+009.22	1206.25	1204.45	2.41	4.15	4.15	0.019	2.00	21	2.38	PVC	0.11	
41	42	K0+009.22	K0+017.46	1204.45	1198.10	10.41	10.50	10.50	0.019	2.00	21	2.38	PVC	0.11	
42	43	K0+017.46	K0+033.30	1198.10	1197.24	15.86	11.36	11.36	0.032	2.00	21	2.38	PVC	0.11	
43	44	K0+033.30	K0+044.10	1197.24	1196.12	10.86	12.48	12.48	0.028	2.00	21	2.38	PVC	0.11	
44	45	K0+044.10	K0+044.28	1196.12	1191.14	4.98	17.46	17.46	0.018	2.00	21	2.38	PVC	0.11	
45	46	K0+044.28	K0+049.58	1191.14	1187.09	6.67	21.51	21.51	0.019	2.00	21	2.38	PVC	0.11	
46	47	K0+049.58	K0+051.31	1187.09	1185.10	2.64	23.50	23.50	0.019	2.00	21	2.38	PVC	0.11	
47	48	K0+051.31	K0+011.66	1185.10	1184.17	39.66	24.43	24.43	0.038	2.00	21	2.38	PVC	0.11	
48	49	K0+011.66	K0+035.23	1184.17	1182.28	23.64	26.32	26.32	0.029	2.00	21	2.38	PVC	0.11	
49	50	K0+035.23	K0+048.83	1182.28	1178.21	14.19	30.39	30.39	0.023	2.00	21	2.38	PVC	0.11	
50	51	K0+048.83	K0+047.04	1178.21	1175.15	3.54	33.45	33.45	0.018	2.00	21	2.38	PVC	0.11	
51	52	K0+047.04	K0+051.97	1175.15	1172.26	5.71	36.34	36.34	0.020	2.00	21	2.38	PVC	0.11	
52	53	K0+051.97	K0+048.27	1172.26	1168.30	5.42	40.30	40.30	0.019	2.00	21	2.38	PVC	0.11	
53	54	K0+048.27	K0+038.00	1168.30	1165.28	10.70	43.32	43.32	0.023	2.00	21	2.38	PVC	0.11	
54	55	K0+038.00	K0+033.73	1165.28	1164.25	4.39	44.35	44.35	0.022	2.00	21	2.38	PVC	0.11	
LONGITUD TOTAL						168.98							Longitud		
											RDE 21	168.98			

Continuación del Cuadro 13.

NIVEL ESTÁTICO = 1208.60 m

Dia.Int.	Caudal	Veloc.	PERDIDAS (m)		COTA ALT. TOTAL (m)		COTA PIEZOMETRICA (m)		Presión	Punto
			Unitaria	Total	Inicial	Final	Inicial	Final	Dinámica	
2.15	1.00	0.668	0.0039	0.03	1208.60	1208.57	1208.60	1208.52	2.27	40
2.15	1.00	0.668	0.0039	0.01	1208.57	1208.56	1208.52	1208.51	4.06	41
2.15	1.00	0.668	0.0039	0.04	1208.56	1208.52	1208.51	1208.47	10.37	42
2.15	1.00	0.668	0.0039	0.06	1208.52	1208.46	1208.41	1208.41	11.17	43
2.15	1.00	0.668	0.0039	0.04	1208.46	1208.41	1208.47	1208.36	12.24	44
2.15	1.00	0.668	0.0039	0.02	1208.41	1208.39	1208.36	1208.34	17.20	45
2.15	1.00	0.668	0.0039	0.03	1208.39	1208.37	1208.34	1208.32	21.23	46
2.15	1.00	0.668	0.0039	0.01	1208.37	1208.36	1208.32	1208.31	23.21	47
2.15	1.00	0.668	0.0039	0.16	1208.36	1208.20	1208.31	1208.15	23.98	48
2.15	1.00	0.668	0.0039	0.09	1208.20	1208.11	1208.15	1208.06	25.78	49
2.15	1.00	0.668	0.0039	0.06	1208.11	1208.05	1208.06	1208.00	29.79	50
2.15	1.00	0.668	0.0039	0.01	1208.05	1208.04	1208.00	1207.99	32.84	51
2.15	1.00	0.668	0.0039	0.02	1208.04	1208.02	1207.99	1207.96	35.70	52
2.15	1.00	0.668	0.0039	0.02	1208.02	1207.99	1207.96	1207.94	39.64	53
2.15	1.00	0.668	0.0039	0.04	1207.99	1207.95	1207.94	1207.90	42.62	54
2.15	0.83	0.668	0.0028	0.01	1207.95	1207.94	1207.90	1207.89	43.64	55

0.66

4.2 CALCULO HIDRAULICO DE LA BOCATOMA

El siguiente calculo Hidráulico se realizo utilizando la Metodología de López Cualla. La captación se llevo a cabo en la quebrada "Santa Helena", lugar donde se construirá la bocatoma y Lugar en el cual se llevo a cabo el aforo por flotador durante los meses invierno y verano del levantamiento, dando caudales:

Aforo Bocatoma:
Cota = 1208.30 m

DISEÑO DE LA PRESA

La capacidad de captación es de 3 veces el caudal máximo diario (C.M.D), debido a que el tanque se tiene que mantener lleno. El Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico RAS 2000 sugiere que para este nivel de complejidad se vece utilizar 2 veces el CMD pero la experiencia de los ingenieros del Datma en acueductos Rurales sugieren diseñar 3 veces para mayor confiabilidad con respecto a las estructuras.

Periodo de Diseño	=	20 años
Población futura	=	165 Habitantes
Caudal de Diseño	=	$3 \times 0.33 = 1.0 \text{ lt/s}$

Características de la Quebrada:

Ancho: 2.40 m

Característica del terreno: Rocoso, estable

Ancho neto de la fuente 3 mL

Aforo de la Quebrada Santa Helena

Para hallar el caudal de la quebrada se hizo un procedimiento por tres meses aforando (el método utilizado fue aforar con un flotador) una vez mensual a la quebrada dando como resultado los caudales mostrados. VER ANEXOS.

Caudal Máximo = 50.5 L/s
Caudal Medio = 12.87 L/s
Caudal Mínimo = 7.23 L/s
Caudal de Diseño = **1.0 L/s**

Debido a que el caudal mínimo es de 7.23 L/s la Fuente Santa Helena tiene un ancho de 2.40 m sólo se captará el caudal de 1.0 L/s

La altura de la lámina sobre el vertedero para este caudal con un ancho de captación en rejilla de **0.4 m** será un ancho de rejilla de **B = 0.15 m**

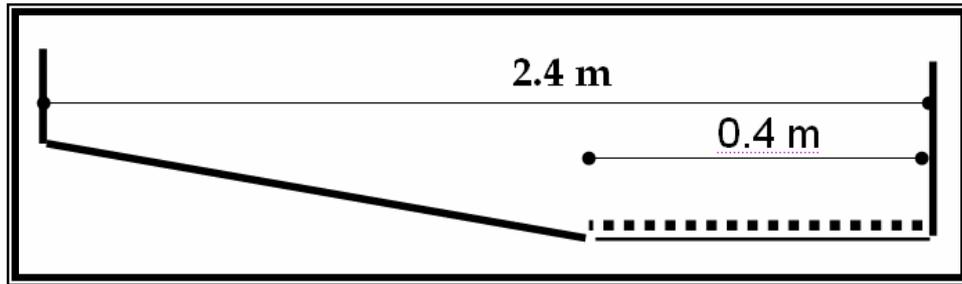


Figura 3. Perfil del Canal de Aducción

La lámina de agua en condiciones de diseño será:

$$H = \left(\frac{QD}{1.84 \times Lr} \right)^{2/3}$$

$$H = 0.01 \text{ m}$$

La corrección por las dos contracciones laterales:

$$L' = L - 0.2H$$

$$L' = 0.4 \text{ m}$$

Velocidad de la fuente sobre la presa, según López Cualla.

$$Vr = \frac{Q}{L \times H}$$

$$Vr = 0.3 \text{ m/s}$$

Donde Vr cumple este criterio de diseño, según la relación Vr debe estar comprendida entre 0.3 m/s y 3 m/s, según López

DISEÑO DE LA REJILLA Y DEL CANAL DE ADUCCIÓN DEL DIQUE:

El diseño de del canal de aducción (B) se calcula a partir de la ecuación del alcance del chorro:

$$Xs = 0.36Vr^{2/3} + 0.60H^{4/7}$$

$$Xs = 0.36 (0.3)^{2/3} + 0.60 (0.01)^{4/7}$$

$$Xs = 0.21 \text{ m}$$

$$Xi = 0.18Vr^{4/7} + 0.74H^{3/4}$$

$$Xi = 0.18 (0.3)^{4/7} + 0.74 (0.01)^{3/4}$$

$$Xi = 0.12 \text{ m}$$

B = Ancho del canal de Aduccion

$$B = Xs + 0.10\text{mts}$$

$$B = 0.12 + 0.10$$

$$B = 0.22 \text{ m} \quad \text{SE ASUME } B = 0.25 \text{ m}$$

CALCULO DE LA REJILLA

El agua es captada a través de una rejilla colocada en la parte superior de la presa, que entrega el caudal a un canal de aducción localizado en el sentido normal a la dirección de la corriente.

Se adoptan varillas de ½" lisas = 0.0127 m

$$A_n = \frac{QD}{0.9Vb} \quad \text{Donde;}$$

a= Separación entre varillas (m) (Barrotes) = 0.03 m

b= Diámetro de la varilla ($\varnothing = m$) = ½" = 0.0127m

Lr=Longitud de la rejilla (m)

K =Coeficiente contracción = 0.9

A_n= Área Neta de la Rejilla.

QD = Caudal de diseño (m³/seg)

v_b = Velocidad a través de los Barrotes hasta 0.15 m/s RAS se asume 0.14 m/s

$$A_n = 0.01 \text{ m}^2$$

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

$$L_r = 0.065 \text{ m}$$

Debido a que las medidas son muy pequeñas se adopta las siguientes medidas

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

$$L = 0.5 \text{ m}$$

Por consiguiente se recalcula A_n

$$A_n = B \times L \frac{a}{a + b}$$

$$A_n = 0.088 \text{ m}^2$$

Calculado del número de espacios de la rejilla (N)

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

$$N = 12 \text{ Orificios}$$

Se adoptan **12 Orificios** separados **0.03 m** entre sí.

Condiciones finales de diseño de la rejilla

$$A_n = a \times B \times N$$

$$A_n = 0.09 \text{ m}^2$$

$$V_b = \frac{Qd}{0.9 \times A_n}$$

$$V_b = 0.0124 \text{ m/s}$$

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

$$L_r = 0.5 \text{ m}$$

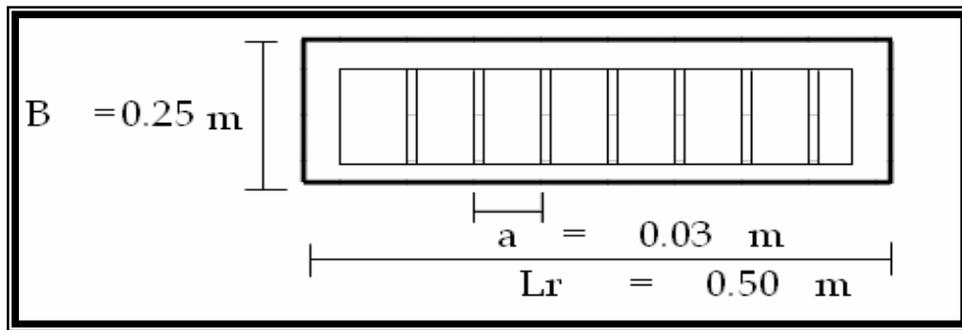


Figura 4. Rejilla de Captación

NIVELES EN EL CANAL DE ADUCCIÓN.

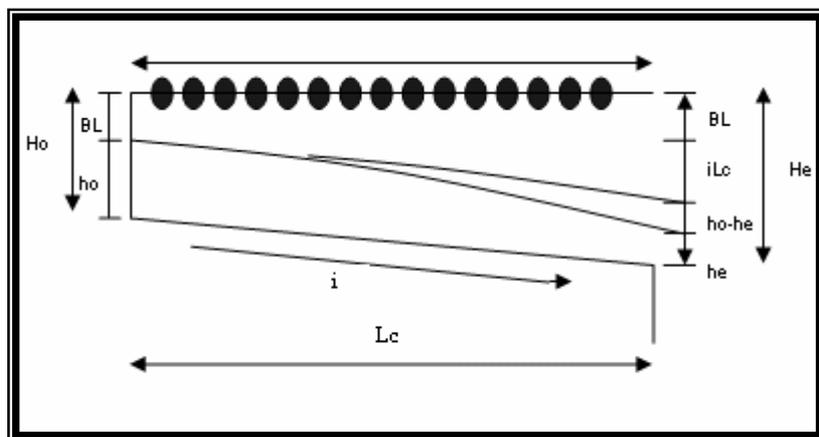


Figura 5. Perfil del canal de aducción (López Cualla)

Aguas abajo

$$h_e = h_c$$

$$h_c = \left(\frac{Qd^2}{g \times B^2} \right)^{1/3} \text{ donde :}$$

h_0 = profundidad aguas arriba (m)

h_e = profundidad aguas abajo (m)

h_c = profundidad crítica (m)

i = pendiente del fondo del canal se adopta una de 3 %

g = aceleración de la gravedad (9.81 m/s²)

L_c = longitud del canal de aducción

$$h_e = h_c = \quad \mathbf{0.10 \text{ m}}$$

Aguas Arriba

$L_c = L_{\text{rejilla}} + \text{ESPESOR MURO}$

$L_{\text{canal}} = 0.6 \text{ m}$

Se adopta una pendiente de $i = 3.0\%$ aguas arriba (h_o) según López Cualla.

$$h_o = \left\{ 2 * hc^2 + \left(hc - \frac{i * L_c}{3} \right)^2 \right\}^{1/2} - \frac{2}{3} * i * L_c$$

$h_o = 0.20 \text{ m}$

Profundidad normal a la entrada del canal (H_o) según López Cualla

Borde Libre: $BL = 0, 15 \text{ m}$

$H_o = h_o + BL$

$H_o = 0.35 \text{ m}$

$H_c = hc + (h_o - hc) + i * L_c + BL$

$H_c = 0.37 \text{ mts.}$

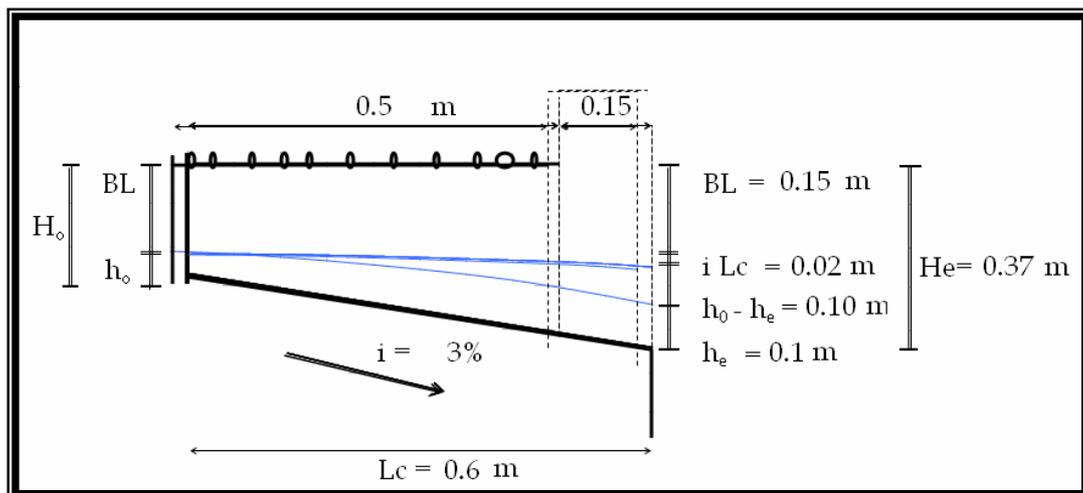


Figura 6. Perfil del canal de aducción con sus respectivos datos.

Diseño de la cámara de recolección.

Sobre el muro izquierdo aguas a bajo se construye una cámara de derivación de caudales donde se aportan el caudal de diseño de la aducción y el de excesos, se adopta por facilidad para maniobrar una cámara de dimensiones internos libres de $0.50 \text{ m} * 0.50 \text{ m}$ y una cámara adicional para un válvula de lavado.

Se evalúa con la Ecuación del alcance de un chorro de agua:

$$X_s = 0,36Ve^{2/3} + 0,60he^{4/7}$$

$$X_s = 0.21 \text{ m}$$

$$H = (Q / (1,84 * L))^{2/3} = \mathbf{0.07 \text{ m}}$$

$$Qc = Cd \times An \times \sqrt{2 \times g \times H}$$

donde :

Q= Caudal de diseño en m³/seg

Cd= Coef. Descarga = 0.3

An= Area de sección del orificio

H = Altura de la lámina de agua sobre la rejilla

$$Q \text{ captado} = 0.04 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\text{excesos}} = Q_{\text{captado}} - Q_{\text{diseño}}$$

$$Q \text{ excesos} = 0.04 - 0.001$$

$$Q \text{ excesos} = 0.039 \text{ m}^3/\text{s}$$

Las condiciones en el vertedero de excesos serán:

$$H_{\text{exc.}} = \left(\frac{Q}{1,84 \times B_{\text{camara}}} \right)$$

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

$$V_{\text{exc}} = \frac{Q_{\text{exc}}}{H_{\text{exc}} \times B_{\text{camara}}}$$

$$V \text{ exc} = 1.57 \text{ m/ s}$$

El vertedero de excesos estará colocado a 0.80 m, de la pared aguas abajo cámara de recolección, quedando aguas arriba del mismo a una distancia de 0.30 m

$$Xs = 0,36V_{\text{exc}}^{2/3} + 0,60h_{\text{exc}}^{4/3}$$

$$Xs = \mathbf{0.6 \text{ m}}$$

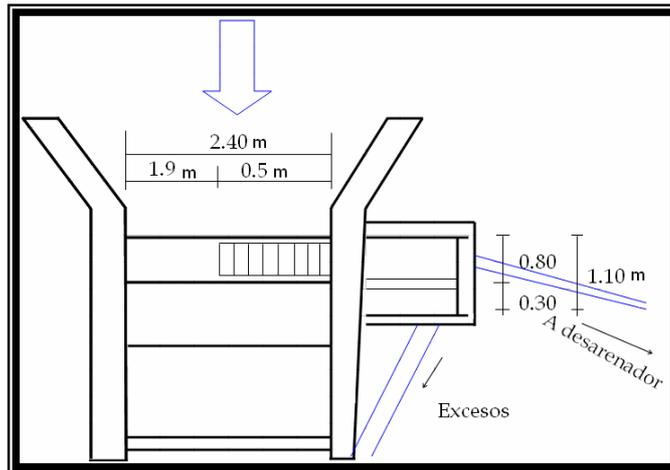


Figura 8. Vista Planta - bocatoma

Saldrá del fondo de la cámara de recolección en tubería de \varnothing 2 pulgadas, buscando una cota de 30 cm por encima del nivel máximo de la quebrada.

CALCULO DE COTAS

Fondo del río en la captación:	1.208.30 m
Altura del dique:	1 m
Cota sobre corona del dique:	1.209.30 m
Lámina sobre la presa:	
Diseño: 1.209.30 + 0.0121 =	1.209.31 m
Máxima: 1.209.30 + 0.17 =	1.209.47 m
Promedio: 1.209.30+ 0.07 =	1.209.37 m
Corona de los muros de contención:	1.208.30 + 0.37 = 1.208.67 m
Canal de aducción	
Fondo aguas arriba: 1.209.30 - 0.35 =	1.208.95 m
Fondo aguas abajo: 1.209.30 - 0.37 =	1.208.93 m
Lámina aguas arriba: 1.208.95 + 0.10 =	1.208.85 m
Lámina aguas abajo: 1.208.93 + 0.20 =	1.209.13 m
Cámara de recolección.	
Lámina de agua: 1.208.93 - 0.15 =	1.208.78 m
Cresta del vertedero de excesos: 1.208.78 - 0.05 =	1.208.73 m
Fondo: 1.208.73 - 0.10 =	1.208.63 m

Se adopta el valor de 0.10 m debido a las pérdidas en la aducción de la bocatoma al desarenador, valor que deberá corregirse en el momento de diseñar la aducción.

Tubería de excesos.

Cota de entrada: 1.208.63

Cota de salida: $1.207.63 + 0.15 = 1.207.78$

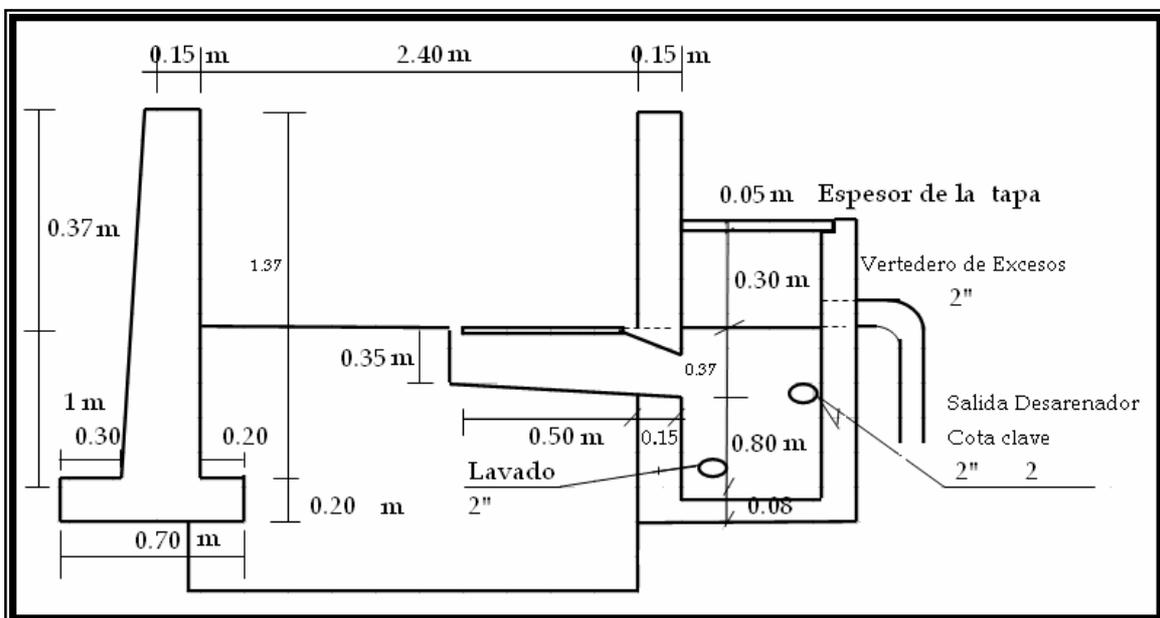


Figura 9. Resultados del diseño. Corte B-B

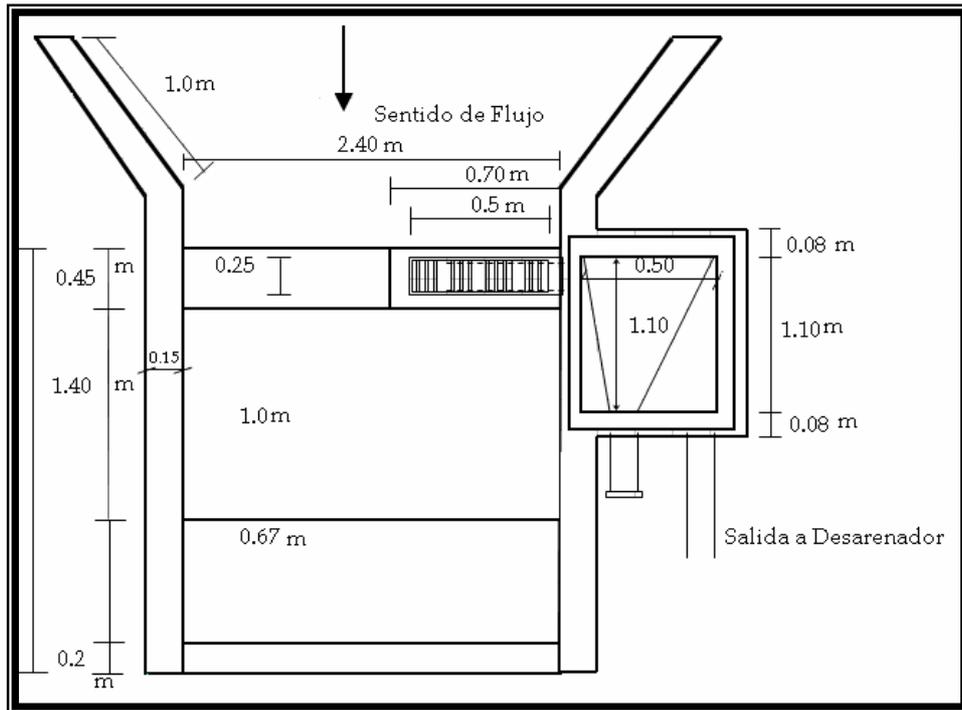


Figura 9.1. Resultados del diseño. Planta

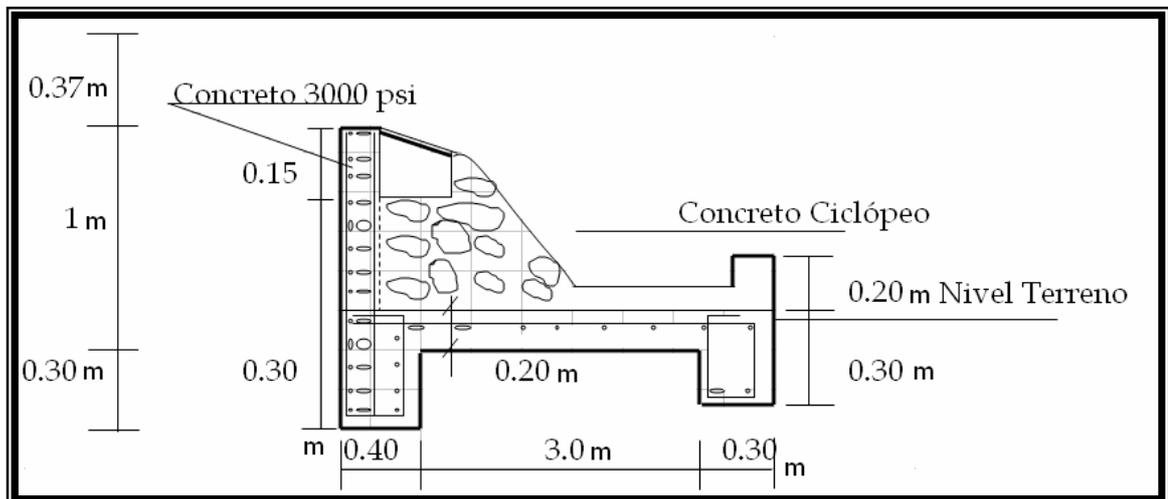


Figura 9.2. Resultados del diseño. Corte A-A

4.3 DISEÑO LINEA DE CONDUCCIÓN BOCATOMA - DESARENADOR

Para la conducción se tendrán las siguientes características:

Cota salida de bocatoma	=	1208.63 m
Cota llegada al desarenador	=	1206.25 m
Longitud de aducción	=	7.62 m
Pendiente	=	31.39%
Diferencia de altura	=	2.39 m
Caudal de diseño (QMD)	=	0.0010 L/s
Coef. de rugosidad Manning	=	0.009

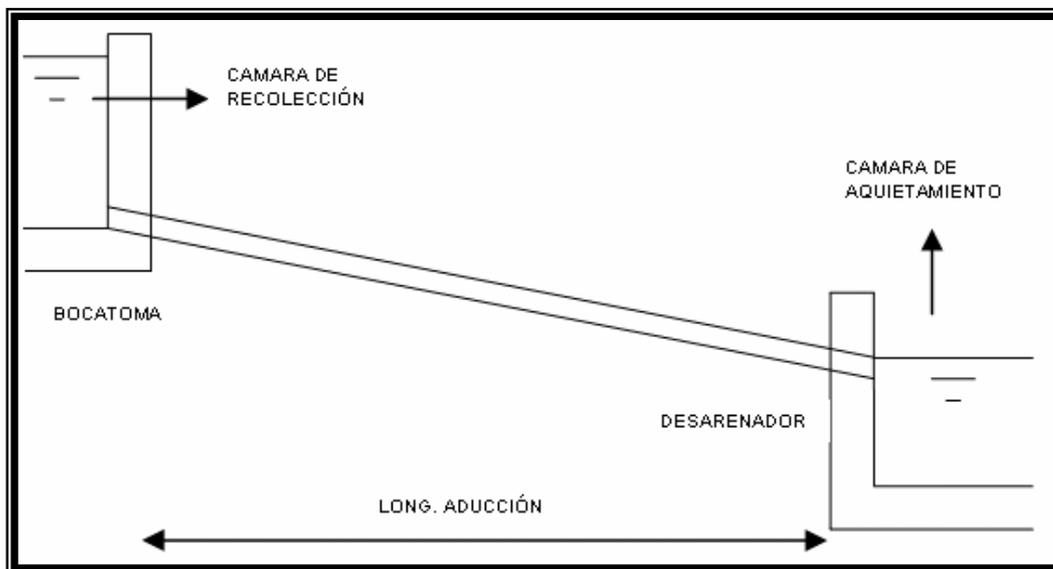


Figura 10. Conducción Bocatoma-Desarenador (corte)

Cálculo del diámetro:

$$D = 1,548 \times \left(\frac{n \times Q}{S^{1/2}} \right)^{3/8}$$

En donde: n = número de manning.

S = Pendiente

Q = Caudal m^3/s

$$D = 0.01 \text{ m} = 0.4''$$

Se toma el diámetro comercial de $\varnothing = 2'' = 0.06 \text{ m}$, para lo cual se calculan las condiciones de flujo a tubo lleno Q_0 , V_0 , y R_0 , esto es:

$$Q_0 = 0.312 D^{8/3} * S^{0.5} / n = 0.011 \text{ m}^3/s$$

$$V_0 = Q_0 / A_0 = 3.9 \text{ m/s}$$

$$\begin{aligned} R_o &= A_o / P_o = 0.02 \text{ m} \\ Q / Q_o &= 0.01 \end{aligned}$$

Con el valor de Q/Q_o se obtienen los valores correspondientes a las siguientes relaciones hidráulicas, tomadas de la tabla 8,2 del libro del autor Lopez Cualla.

$$V_r / V_o = 0.292$$

$$d / D_o = 0.092$$

$$r / R_o = 0.239$$

$$V_r = 1.2 \text{ m/s} > 0.6 \text{ m/s}$$

$$d = 0.010 \text{ m}$$

$$r = 0.010 \text{ m}$$

τ : Esfuerzo cortante medio, N / m^2

γ : Peso específico del agua, $9.81 \text{ Kn} / m^3$

$$\tau = \gamma * R * S$$

$$\tau = 9.81 * 0.02 * 0.3139 = 0.0615872 \text{ N/m}^2$$

El anterior resultado indica que el esfuerzo cortante permite el arrastre de la parte de materiales, según tablas 8.3 y 8.4, del autor mencionado.

6.4 CALCULO HIDRAULICO DEL DESARENADOR

Condiciones de la tubería de entrada:

Q. Diseño = C.M.D. = **0.98 L/s = 85 m³/Día = 0.01 m³/s**

Qo = 0.011 m³/s

V = 1.2 m/s

Vo = 3.9 m/s

D = 2"

d = 0.01 m

Condiciones de diseño del desarenador:

Período de diseño: 25 años

Eficiencia de las pantallas deflectoras, n = 1

Caudal medio diario (Año 2035) = 0.25 l/s

Caudal Máximo diario (Año 2035) = 0.33 l/s

Caudal medio diario (Año 2010) = 0.09 l/s

Caudal de diseño del módulo: 1.0 l/s

Remoción de partículas de diámetro d = 0.005 cm = 0.05 mm

Porcentaje de remoción: 75%

Temperatura del agua: 18°C

Viscosidad cinemática a 18°C : $\mu = 0.01059$

Grado del desarenador: 1

Relación longitud / ancho: 3: 1

Cota lámina del agua a la entrada del desarenador: 1.206.3 m

Cota batea tubería entrada desarenador: 1.206.2 m

Cota de la corona de muros: 1.208.7 m

Peso específico de las arenas: ρ_s : 2.65 gr / cm³

Peso específico del agua: ρ : 1 gr / cm³

Aceleración de la gravedad, g: 985 cm/s

Profundidad útil de sedimentación, H = 1.5 m

Material a sedimentar **arenas** k = 0.05

Valor de f para sedimen a gravedad (No coagulación): 0.03

Cálculo de los parámetros de sedimentación.

Velocidad de sedimentación de la partícula, d = 0.005 cm

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

Vs = **0.22** cm/s

Para el grado de eficiencia de las pantallas deflectoras n = 1 y remoción del 75 % de la tabla 9,3 del libro de López Cuallas se tiene:

$\emptyset / t = 3.0$ (Número de Hazen)

Tiempo de llegada de la partícula $d = 0.005$ mm, al fondo será:

$$t = \frac{H}{V_s} =$$

$$t = 681.9 \text{ s}$$

El período de retención hidráulico será de:

$$\theta = \frac{\emptyset}{t}$$

$$\emptyset = 2.045.70 \text{ s} = 0.57 \text{ hr} \quad \text{RAS artículo 109 mínimo 20 minutos}$$

El Volumen del tanque es:

$$V = \theta \times Q$$

$$V = 2.02 \text{ m}^3$$

El área superficial del tanque será:

$$A_s = \frac{V}{H}$$

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

Las dimensiones del tanque serán:

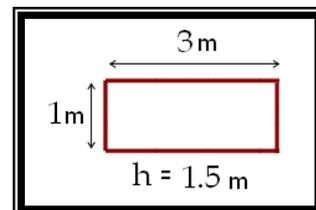
$$\frac{L}{B} = 3:1$$

$$\text{Ancho: } B = \sqrt{\frac{A_s}{3}} =$$

$$\text{longitud: } L = 3 \times B$$

$$\text{Ancho} = 1 \text{ m}$$

$$\text{Longitud} = 3 \text{ m}$$



$$\text{Volúmen total} = 4.5 \text{ m}^3$$

La carga hidráulica superficial para el tanque será:

$$q = \frac{Q}{A_s}$$

$$q = 0.0004916 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \cdot \text{s} = \mathbf{42.48 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \cdot \text{d}}$$
 (Valor entre 15 y 80 m³/m²*d)

La carga hidráulica superficial es igual a la velocidad de sedimentación de la partícula crítica en condiciones teóricas, V_o , la cual corresponde a la de un diámetro menor:

$$V_o = q = 0.0004916 \text{ m/s} = 0.05 \text{ cm/s} = 0.0009831$$

$$d_o =$$

$$\sqrt{(V_o \cdot 18 \cdot \mu) / (g \cdot (\rho_s - \rho))}$$

$$d_o = 0.01 \text{ cm} = 0.1 \text{ mm}$$

Se cumple entonces con la relación de tiempo igual a la relación de velocidades, esto es:

$$\emptyset / t = V_s / V_o = 0.22 / 0.05 = \mathbf{4.4}$$

DIMENSIONES DEL DESARENADOR:

Longitud útil del desarenador= 3,0 m

Profundidad del desarenador= 1.50m

Ancho del desarenador= 1,0m

Borde libre= 0,3 m

CÁLCULO DE ELEMENTOS DEL DESARENADOR

VERTEDERO DE SALIDA

$$H_v = \left(\frac{Q}{1,84 \times B} \right)^{2/3} =$$

$$H_v = \mathbf{0.01 \text{ m}}$$

$$V_v = \frac{Q}{B H_v} =$$

$$H_v = \mathbf{0.3 \text{ m/s}}$$

La velocidad en la cresta del vertedero debe ser mayor a 3 m/s para poder aplicar la ecuación de alcance horizontal de la vena de vertiente

$$X_s = 0,36 V_v^{2/3} + 0,60 H_v^{4/7}$$

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

$$L_v = \mathbf{0.23 \text{ m}}$$

PROFUNDIDAD DE LA PANTALLA DE SALIDA

Profundidad: $H/2 = 1,50/2 = 0,75$ m

Distancia de la pantalla al vertedero de salida: $15 H_v = 0,15$ m y se toma como distancia mínima 15 cm.

PROFUNDIDAD DE LA PANTALLA DE ENTRADA:

Profundidad: $H/2 = 1,50/2 = 0,75$ m

Distancia de la pantalla al vertedero de entrada: $L/2 = 0.75$ m

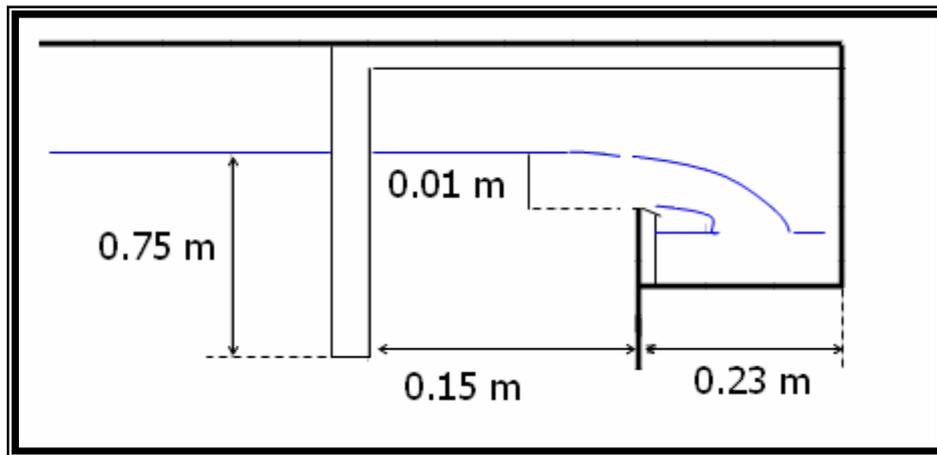


Figura 11. Vertedero de salida

Almacenamiento de lodos.

Longitud del tanque (L)	=	3 m
Ancho del tanque (B)	=	1 m
Profundidad del tanque (H)	=	1.5 m
Relación longitud : Profundidad de lodos	=	10
Profundidad máxima	=	0.3 m
Profundidad máxima adoptada	=	0.4 m
Profundidad mínima adoptada	=	0.1 m
Dist. Pto de salida a cámara de aquietamiento ($L/3$)	=	1 m
Dist. Pto de salida al vertedero de salida ($2*L/3$)	=	2 m
Pendiente transversal	=	30%
Pendiente Longitudinal (en $L / 3$)	=	30%
Pendiente Longitudinal (en $2*L / 3$)	=	15%

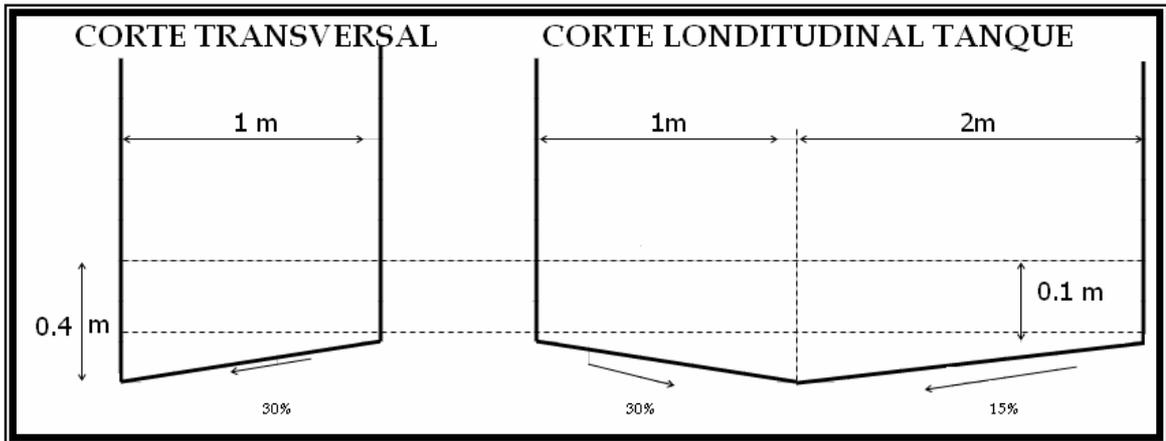


Figura 12. Corte Transversal y longitudinal del desarenador

Cámara de quietamiento

Profundidad = $H / 3 = 0.7$ m

Ancho = $(B / 3) = 0.4$ m

Largo adoptado (L_e) = 0.5 m

Rebose de la cámara de quietamiento:

$Q_{\text{excesos}} = Q_0 - Q$

$Q_{\text{excesos}} = 0.001$ m³/s

$H_e = (Q_{\text{exc.}} / (1.84 * L_e))^{2/3}$

$H_e = 0.02$ m

$V_e = (Q_{\text{exc.}} / (H_e * L_e))$

$V_e = 0.1$ m/s

$X_s = 0.15$ m

$L_r = 0.25$ m, se adopta = 0.4 m

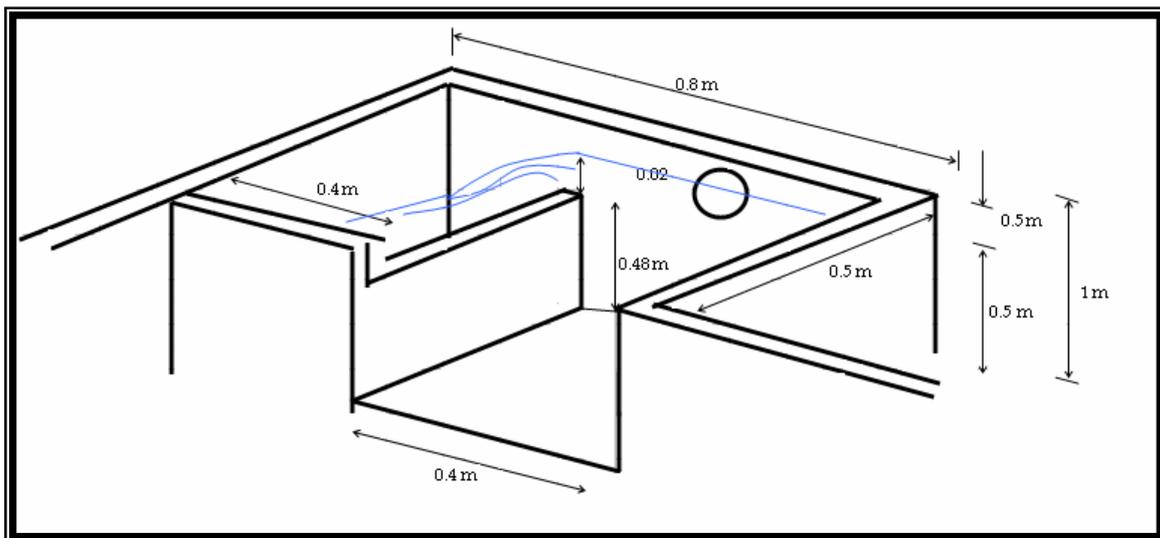


Figura 13. Rebose de la Cámara de Aquietamiento

Cálculo de cotas

Cota de batea de la tubería de entrada:		1.206.2 m
Cota lámina de agua en tub. de entrada:	$1206.20+0.01$	= 1206.21m
Cota lámina de agua en cámara aquie.:	$1206.21-0.01$	= 1206.20m
Cota cresta verted. Cámara aquietamiento:	$1206.20-0.02$	= 1206.18m
Cota fondo cámara de aquietamiento:	$1206.20-0.7$	= 1205.50m
Cota lámina de agua en zona sedimentación:	$1206.20-0.01$	= 1206.19m
Cota corona de los muros del desarenador:	$1206.19+0.15$	= 1206.34 m
Cota inferior pantallas de entrada y salida:	$1206.20-0.75$	= 1205.45 m
Cota del fondo prof. Útil del sedimentador:	$1206.20-1.5$	= 1204.70 m
Cota placa fondo entrada y salida desaren:	$1204.70-0.1$	= 1204.60 m
Cota placa fondo en punto de desagüe:	$1204.70-0.4$	= 1204.30 m
Cota clave de la tubería de lavado.	$1204.30+0.06$	= 1204.36 m
Cota cresta del vertedero de salida:	$1206.19-0.01$	= 1206.18 m
Cota lámina agua cámara de recolección:	$1206.18-0.1$	= 1206.08 m
Cota fondo cámara de recolección:	$1206.08-0.2$	= 1205.88 m

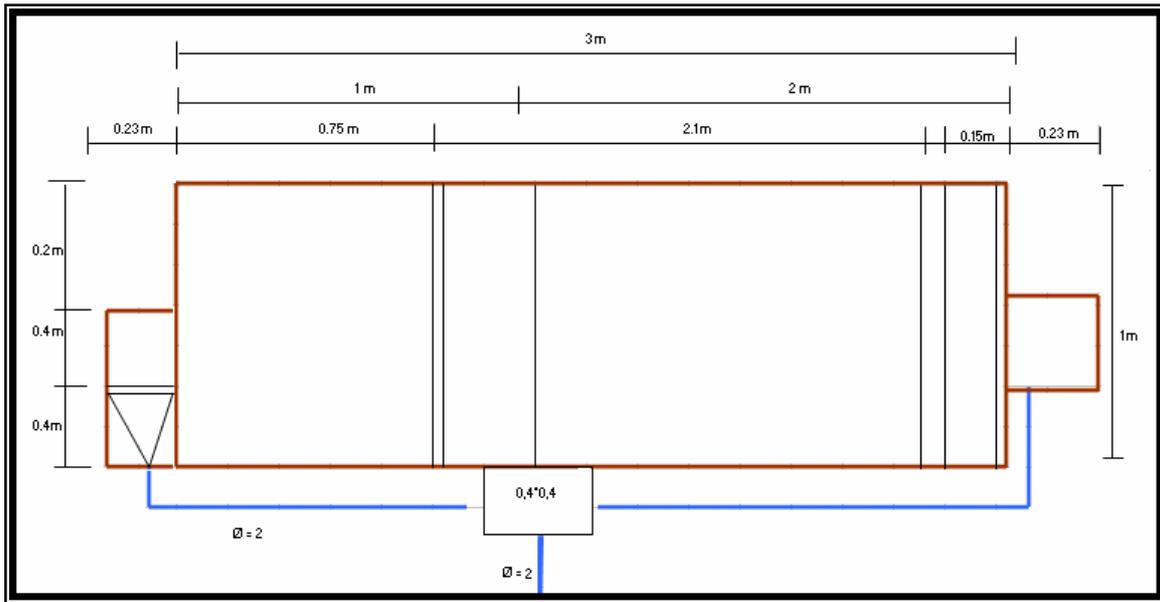


Figura 14. Planta del Desarenador

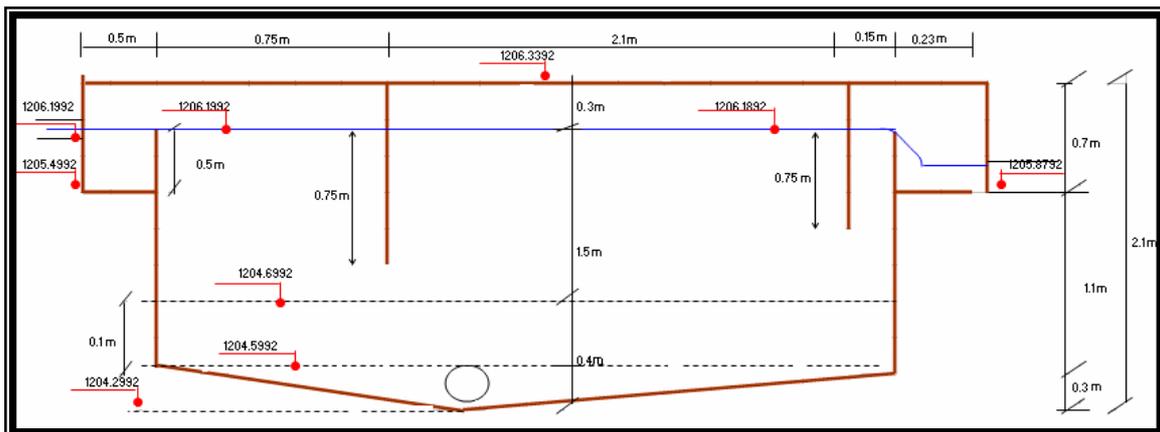


Figura 15. Corte Transversal del desarenador

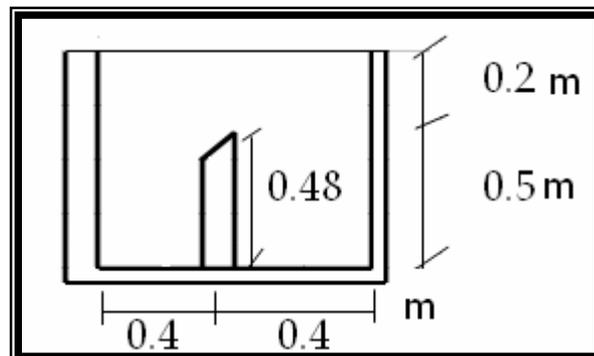


Figura 16. Cámara de Aquietamiento

4.5 PLANTA COMPACTA DE TRATAMIENTO DE AGUA - MINIPACK

De acuerdo a los estudios de calidad del agua y a las tablas C.2.1. y C.2.2 del título C se establece que la fuente Santa Helena es de nivel aceptable de acuerdo al grado de contaminación y está dentro de los límites máximos permisibles de las Normas de calidad del agua potable, según el Decreto 475/98

PARAMETROS TECNICOS PLANTA MINIPACK

Los procesos y etapas con los cuales cuenta la planta Compacta son:

1. ZONA DE FLOCULACION

La planta incluye una estructura de entrada que recibe el agua en una cámara separadora tipo hidrociclón donde en un cuerpo cónico degrada velocidad produciendo una alta sedimentación que es recogida en una cámara tronco piramidal inferior que dispone de su drenaje manual, se anota que previa la entrada de agua al hidrociclón ha recibido la adición de sulfato de aluminio para efectuar la floculación por adsorción, el floculador está diseñado con base a una velocidad de 0,6 m/seg. la cual presentó un buen funcionamiento durante la prueba de jarras.

2. ZONA DE DECANTACION

El efecto hidrociclón logra eficiencias hasta del 90% que harían innecesaria la sedimentación adicional, sin embargo la planta está dotada en la cámara la cual está compuesta por un módulo de sedimentación de alta tasa de flujo laminar ascendente o zona ascensional que conduce a los filtros de un módulo de seguridad del tipo colmena o tubular inclinado, para recoger algunas partículas que escapen a la etapa anterior y así mejorar el rendimiento de los filtros. Para el diseño del sedimentador de flujo ascendente se tuvo en cuenta una velocidad de 5,5 $M^3/m^2/hora$

3. ZONA DE FILTRACION

La planta incluye dos cámaras o unidades internas de filtración autolavantes de diseño de última generación que incorporan sistema de hidroesferas microranuradas construidas en Kinar balanceadas hidráulicamente para producir en el retrolavado un efecto de frote de partículas que hacen un retrolavado eficiente sin zonas negras como ocurre en filtros a presión convencionales. La unidad incluye trampas de desfogue de aire para evitar canalizaciones en todos sus sistemas internos, la operación se hace por medio de la manipulación de válvulas tipo Waffle o esfera con giro de 90°, el lecho filtrante es dual compuesto por arenas silíceas y antracita de selección y gradación especial. La velocidad de filtración es de 3 a 4 gpm/pie² (180 -240 M³/M²/DÍA) La profundidad de lecho es de 0,75 Mts. La carrera de filtración es de 24 horas.

El sistema de lavado es hidráulico. El tiempo de lavado es de 5 minutos por filtro.

4. SISTEMA DE DOSIFICACION

La Planta MINIPACK esta diseñada para flujo confinado, en consecuencia el sistema de dosificación también es cerrado en línea del tipo Poot –feeder de operación hidráulica Se emplea para dosar sulfato A, cloro y eventualmente un corrector de Ph Las unidades de dosificación incluyen un mezclador en línea con difusor venturi y regulación con su válvula.

5. MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

El material de construcción es Acero A 283 Gr C de " cuyas superficies son recubiertas con pintura epóxica tipo marino, los acabados exteriores son con película de esmalte martillado aguamarina o según indicaciones

6. OPERACIÓN Y CONTROL

La planta se controla manualmente con juego de válvulas de operación hidráulica tipo Waffle o lenteja o bola (según dimensiones) de apertura rápida giro de 90° para control de entrada de agua cruda, salida de agua tratada, lavado de filtros, drenaje de lodos etc.

La planta dispone de medidor de caudal o caudalímetro de salida de agua tratada, manómetros de presión para control de lavado etc.

La operación de la planta MINIPACK es supremamente sencilla, el manual de operación cabe en una hoja de muy fácil comprensión, el operario no requiere de escolaridad especial sino simplemente que disponga de buen sentido común.

7. DOSIFICACION DE QUIMICOS

Para poner en funcionamiento se debe colocar una libra de sulfato de aluminio A en forma de bolas (sólida) para controlar la dosificación el aparato dispone de una llave que permite graduar la dosificación, dependiendo de la turbiedad del agua La dosificación de cloro se efectúa adicionando dos pastillas de cloro concentrado (HTH), con el comparador de cloro se mide la concentración presente en la salida de agua tratada.

8. OTROS QUIMICOS

Se adicionara soda o cal si fuere necesario modificar el ph. (mas bajo de 6.5).

9. ESTIMACIÓN CONSUMO DE QUÍMICOS

Se toman los datos medios para aguas decantadas así: Sulfato 20 ppm cloro 2 ppm

10. ENERGIA ELECTRICA

La planta MINIPACK no requiere de energía eléctrica para su funcionamiento (utiliza la cabeza hidráulica disponible en el sitio.

11. MANTENIMIENTO

A la planta se le efectuara el lavado de filtros cada 24 horas y/o cuando se note desmejora en el efluente y se le hará purga del sedimentador cada dos días y este procedimiento puede generar un volumen de vertimientos de 0,5 M³

Con respecto a otros sistemas, la Planta **MINIPACK** presenta ventajas sumamente importantes, algunas de ellas son:

- * **OPERACION SIMPLIFICADA**, lograda mediante el accionamiento muy simple de válvulas de apertura rápida tipo Waffle y una alarma sonora de desborde que indica al operador cuando es necesario operarla.
- * **DESGASIFICACION** incorporada que le permite eliminar constantemente aire y gases, lo que produce un funcionamiento seguro y eficiente de sus dos unidades de filtración ya que prácticamente elimina el fenómeno de los cortocircuitos hidráulicos y la canalización.
- * **RETROLAVADO** muy rápido, pues incorpora la técnica del frote de partículas, proporcionado por el diseño balanceado de las HIDROESFERAS de fondo y usando agua limpia que la misma unidad prepara para su propio retrolavado.
- * **FLOCULACION** acelerada, usando la técnica de la micro turbulencia en un medio granular ascendente de forma conoide, de efecto rápido.
- * **SEDIMENTACION** complementaria, producida con la ayuda de módulos sedimentadotes compuestos por placas inclinadas o pisos múltiples.
- * **FILTRACION**, compuesta por dos unidades operando a presión sobre un lecho de material inerte de gradación especial para rata decadente y flujos altos relativos que produce un efluente cristalino.

4.6 TANQUE DE ALMACENAMIENTO.

Se diseña con el fin de almacenar agua y compensar las variaciones entre el caudal de entrada y el consumo a lo largo del día, así como las horas de baja demanda y las horas de consumo pico.

Para un nivel de complejidad bajo el volumen del tanque será igual al volumen de regulación (RAS 2000.B.9.4.4)

$$\text{Capacidad} = 1/3 * C.M.D$$

$$\text{Capacidad} = 1/3 * 0.0003$$

$$\text{Capacidad} = 0.00011 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Capacidad} = 10 \text{ m}^3/\text{Día}$$

Para un período de horizonte de 25 años (2035) se requiere un volumen de Almacenamiento de **10 m³/Día**

Volumen del tanque = volumen de regulación

Capacidad necesaria y proyectada de **10 m³**

Si se asume una altura de **1.8 m**, tendrá un área de $(10 / 1.8)$ **5.55 m²**, donde se asume un ancho de 2.4 m, para lo cual se tendrá un ancho de 2.4 m $(5.55 / 2.4)$ m, por lo tanto las dimensiones del tanque serán :

$$L = 2.4 \text{ m}$$

$$B = 2.4 \text{ m}$$

$$H = 1.8 + 0.3 \text{ (Borde libre)} = 2.1 \text{ m}$$

$$V = 2.4 * 2 * 2 = 10 \text{ m}^3$$

4.7 RED DE DISTRIBUCIÓN

Son las diferentes tuberías encargadas de llevar el agua, desde el tanque de almacenamiento hasta las acometidas domiciliarias.

Para el diseño de estas redes se toma como parámetro el caudal máximo horario y los consumos por vivienda.

Para los cálculos hidráulicos de estas se emplea la Ecuación de Hazen Williams, para determinar las pérdidas unitarias de la red.

Número de viviendas beneficiadas = 9 actuales

Caudal por vivienda = 0.058 LPS / Viv

Se realizó el diseño de este sistema de acueducto, utilizando el modelo hidráulico consistente en ramales abiertos.

En los cuadros hidráulicos anexos se establecen todas las condiciones hidráulicas de las tuberías a utilizar, diámetros, RDE, longitudes y demás elementos necesarios.

DOMICILIARIAS

Las tuberías para las domiciliarias son de ½" de PVC, provistas de las conexiones y los accesorios, registros, medidores.

VER CUADROS HIDRAULICOS ANEXOS

5. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS

5.1 DISEÑO ESTRUCTURAL DE BOCATOMA

DIMENSIONES INTERNAS

Largo=2.40 m
Ancho=0.80 m
Altura Total=0.80, borde libre =0.2 m
Altura del Agua = 0.80 m
Espesor del muro=0.2 m
Concreto $F'c=210 \text{ kg-f/cm}^2$
Acero (60) $F'y=4200 \text{ kg-f/cm}^2$

DISEÑO DEL MURO (cara exterior)

Para el diseño de la cara exterior del muro se analiza al caso crítico en el cual se encuentra en contacto con el suelo, y el desarenador se encuentra vacío.

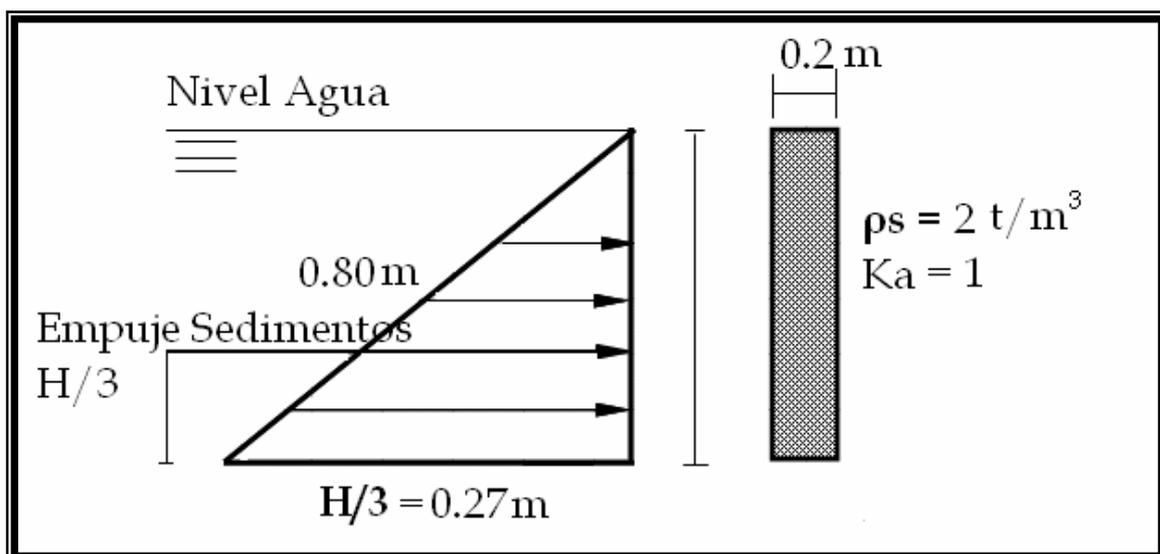


Figura 17. Diseño del muro

$$H/3=0.27$$

$$E_s = 1/2 * K_a * \rho_s * H^2$$

$$E_s = 0.64 \text{ t/m de muro}$$

$$M_{\text{ext}} = E_s * H/3$$

$$M_{\text{ext}} = 0.18 \text{ t * m}$$

$$M_{\text{ult.}} = 1.80 * M_{\text{ext}}$$

$$M_{\text{ult.}} = 0.33 \text{ t * m}$$

$$M_{\text{ult.}} = 33 \text{ t * cm}$$

$k = M_{ult} / bd^2$; Donde $d = 20 - 4 = 16$ cm
 $b = 1$ m = 100 cm
 $k = 0.00129$ t/cm²

Para

$f'_c = 210$ kg/cm² (Resistencia a la comprensión del Concreto)
 $f'_y = 4200$ kg/cm² (Limite del Esfuerzo a la fluencia del acero)

Cuantía $\rho = 0.00333$

$A_s = \rho * b * d$

$A_s = 5$ Cm²/m de muro

Area de la Varilla = 1.27 N°4

N° de Varillas = $A_s / \text{Area de la Varilla}$

N° de Varillas = 4 Varillas

1N°4 C / 20cm

Espaciamiento entre varillas = 0.25 m

Separación asumida = 0.2 m

El Refuerzo por retracción y temperatura será

$A_s = 0.002 * b * d$

$A_s = 3.20$ cm²

Area de la Varilla = 0.71 N°3

N° de Varillas = $A_s / \text{Area de la Varilla}$

N° de Varillas = 4 Varillas

1 No. 3 c/20 cm; $f'_y = 2.400$ kg/cm²

Espaciamiento entre varillas = 0.25 m

Separación asumida = 0.2 m

MUROS LATERALES

Para el análisis de estos muros se considera el empuje activo del suelo sin ninguna otra acción que lo contrarreste

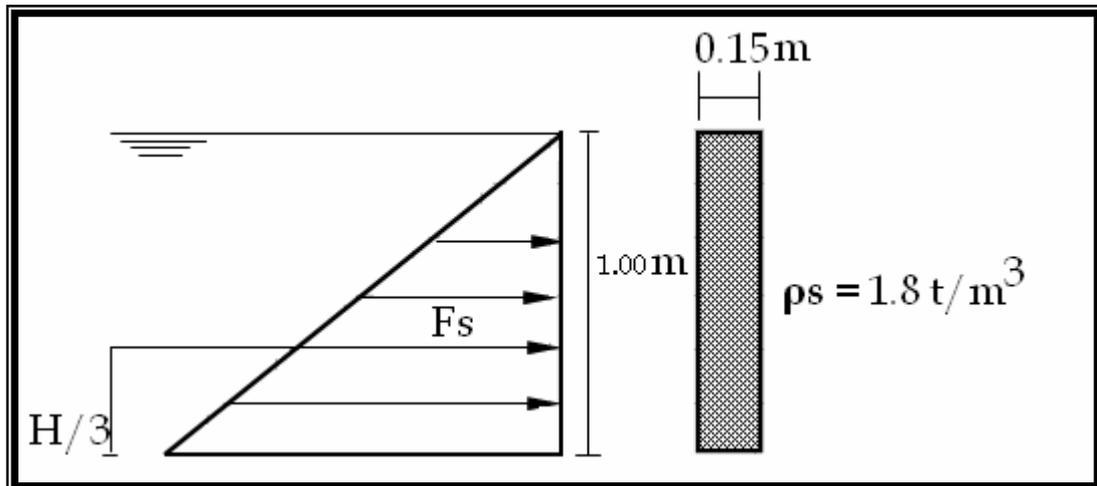


Figura 18. Muros Laterales de la Bocatoma

$$E_s = (\rho_s \times H^2) / (2L)$$

$$E_s = 0.9 \text{ tn-m}$$

$$M_{\text{máx}} = WL^2 / 8$$

$$M_{\text{máx}} = 0.113 \text{ tn-m}$$

$$M_{\text{ult.}} = 1.80 * M_{\text{máx}}$$

$$M_{\text{ult.}} = 0.20 \text{ t-m}$$

$$M_{\text{ult.}} = 20.3 \text{ tn} * \text{cm}$$

$$M_{\text{ult.}} = kbd^2$$

$$k = M_{\text{ult.}} / bd^2$$

$$k = 0.00167 \text{ t/cm}^2$$

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

Cuantía $\rho = 0.00333$

$$A_s = \rho * b * d$$

$$A_s = 6$$

Area de la varilla = 1.27 N°4

N° de Varillas = $A_s / \text{Area de la Varilla}$

N° de Varillas = 4 Varillas

1 No. 4 c/20 cm Cantidad de Varillas por metro lineal ; $f'y = 4.200 \text{ kg/cm}^2$

Espaciamiento entre varillas = 0.25 m

Separación asumida =0.2 m

El refuerzo colocado para retracción y temperatura se calcula teniendo en cuenta: $f'c=210 \text{ kg-f/cm}^2$ y $f'y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

para Cuantía mínima $\rho_{\min}=0.002$

$$A_s = 0.002 * b * d$$
$$A_s = 2 \text{ cm}^2$$

Area de la varilla=0.71 N³ cm²

N° de Varillas = $A_s/\text{Area de la Varilla}$

N° de Varillas = 3 Varillas

1 N³ c / 0.25 m

Espaciamiento entre varillas =0.33 m

Separación asumida =0.25 m

CAJILLA DE RECOLECCION

De igual manera que en los muros laterales, se considera para el análisis, la acción de empuje del suelo sin otra que la contrarreste, es decir, se toma la cajilla sin agua (estado vacia)

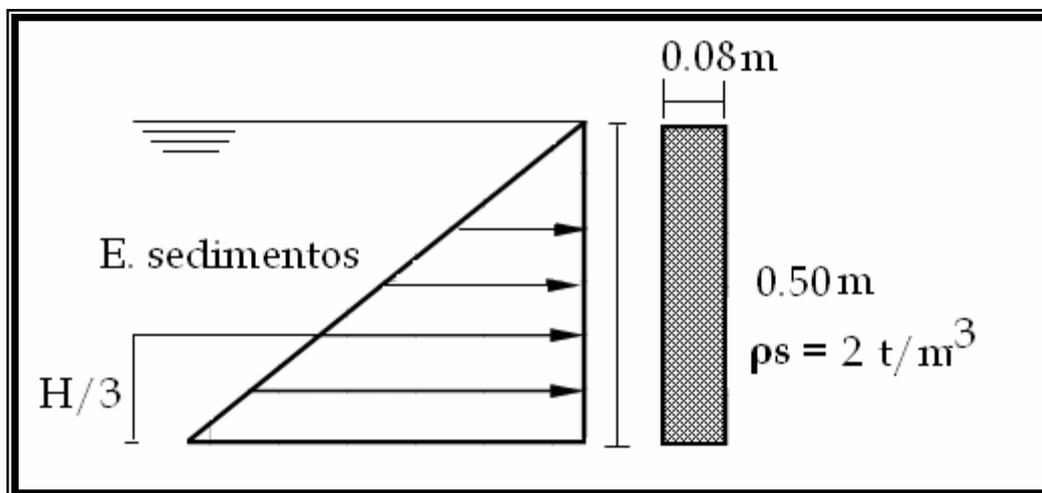


Figura 19. Muros de la cajilla de recolección

$$E_s = (\rho_s \times H^2) / (2L)$$
$$E_s = 0.23 \text{ tn-m}$$

$$M_{\text{máx}} = WL^2 / 8$$
$$M_{\text{máx}} = 0.03 \text{ tn-m}$$

$$M_{ult.} = 1.80 * M_{\text{Máx}}$$
$$M_{ult.} = 0.051 \text{ tn-m}$$

$$M_{ult.} = 5 \text{ tn-cm}$$

$$k = M_{ult} / bd^2$$
$$k = 0.00203 \text{ t/cm}^2$$

$$\text{Para } f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Resistencia a la compresión del Concreto})$$
$$f'_y = 4200 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Limite del Esfuerzo a la fluencia del acero})$$

$$\text{Cuantía } \rho < \text{Cuantía Min} = 0.00333$$

$$A_s = \rho * b * d$$

$$A_s = 1.67 \text{ Cm}^2/\text{m de muro}$$

$$\text{Area de la Varilla} = 0.71 \text{ N}^\circ 3$$

$$\text{N}^\circ \text{ de Varillas} = A_s / \text{Area de la Varilla}$$

$$\text{N}^\circ \text{ de Varillas} = 2 \text{ Varilla}$$

$$1 \text{ N}^\circ 3 \text{ C} / 25 \text{ cm}$$

$$\text{Espaciamiento entre varillas} = 0.5 \text{ m}$$

$$\text{Separación asumida} = 0.25 \text{ m}$$

El Refuerzo por retracción y temperatura será

$$A_s = 0.002 * b * d$$

$$A_s = 1.00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Area de la Varilla} = 0.32 \text{ N}^\circ 2$$

$$\text{N}^\circ \text{ de Varillas} = A_s / \text{Area de la Varilla}$$

$$\text{N}^\circ \text{ de Varillas} = 3$$

$$1 \text{ N}^\circ 2 \text{ C} / 25 \text{ cm}; \quad f'_y = 4.200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Espaciamiento entre varillas} = 0.333 \text{ m}$$

$$\text{Separación asumida} = 0.25 \text{ m}$$

RESUMEN

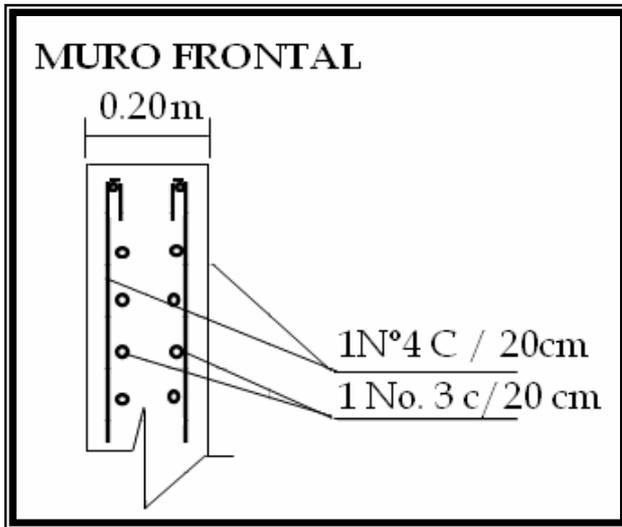


Figura 20. Aceros del Muros Frontal

Figura 21. Aceros del Muros Laterales

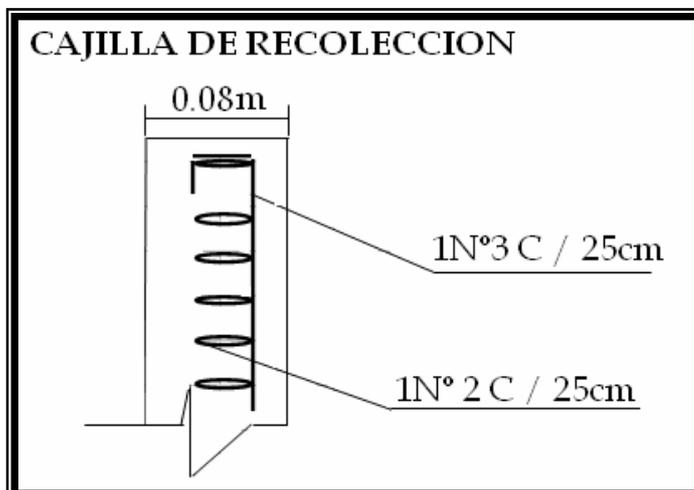
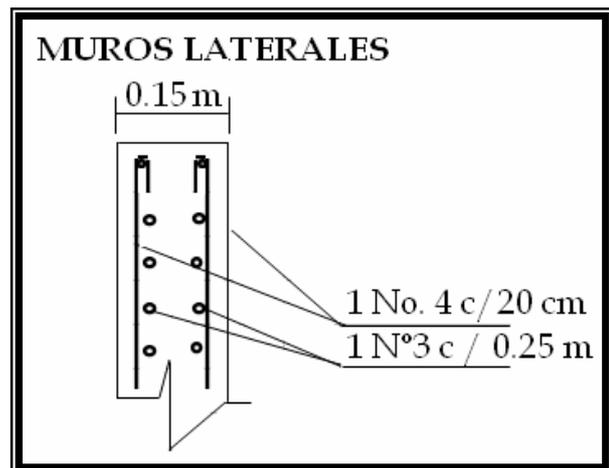


Figura 22. Aceros del Muros Laterales

5.2 DISEÑO ESTRUCTURAL DEL DESARENADOR

Dimensiones internas:

Largo	=	3 m
Ancho	=	1 m
Altura total=1.9 m, borde libre 0.2 m=	=	2.1 m
Altura del agua	=	1.9 m
Espesor muro	=	0.15 m
Concreto F'c	=	210 Kg-f / cm ²
Acero (60) F'y	=	4200 Kg-f / cm ² , (PDR 60)

DISEÑO MURO (Cara exterior)

Para el diseño de la cara exterior del muro se analiza al caso crítico en el cual se Encuentra en contacto con el suelo, y el desarenador se encuentra vacío.

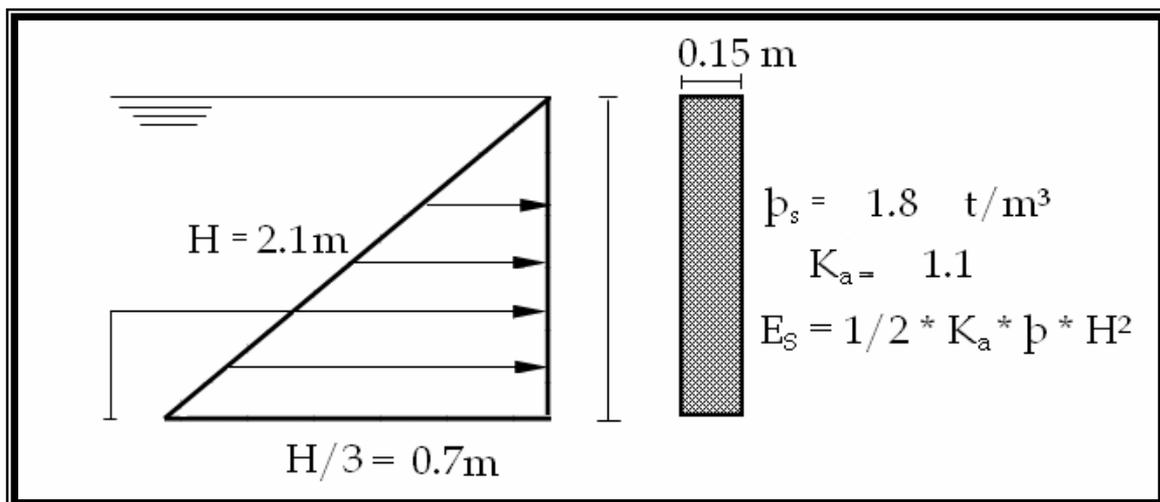


Figura 23. Diseño del muro (Cara exterior) Desarenador

$$E_s = 1/2 * K_a * p * H^2$$

$$E_s = 4.37 \text{ t/m de muro}$$

$$M_{EXT} = E_s * H/3$$

$$M_{EXT} = 3.06 \text{ t * m}$$

$$M_{ultimo} = M_{EXT} * 1.8$$

$$M_{ultimo} = 5.508 \text{ T * m}$$

$$M_{ultimo} = 550.8 \text{ t * cm}$$

$$K = M_{\text{ultimo}} / (b \cdot d^2),$$
$$K = 0.04552 \text{ t/cm}^2$$

Para $F'_c = 210 \text{ Kg-f / cm}^2$ (Resistencia a la compresión del concreto)
 $F'_y = 4200 \text{ Kg-f / cm}^2$, (Límite del esfuerzo a la fluencia del acero)

Cuantía $\rho <$ Cuantía mín = **0.0145**

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$
$$A_s = 16 \text{ cm}^2/\text{m de muro}$$

Area de la Varilla=1.98 No. 5

No. De varillas = $A_s / \text{Area de varilla}$
No. De varillas = 8 Varillas / m

Espaciamiento entre varillas=0.13 m
Separación Asumida=0.20 m

1 No. 5 C / 0.20 m

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$
$$A_s = 2.2 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Area de la Varilla=0.71 No. 3

No. De varillas= $A_s / \text{Area de varilla}$
No. De varillas=3 Varillas / m

Espaciamiento entre varillas=0.32 m
Separación Asumida=0.20 m

1 No. 3 C / 0.20 m

DISEÑO MURO (Cara interior)

Para el diseño de la cara exterior del muro se analiza al caso crítico en el cual se encuentra el desarenador lleno, sin tener en cuenta el empuje del suelo en la cara exterior.

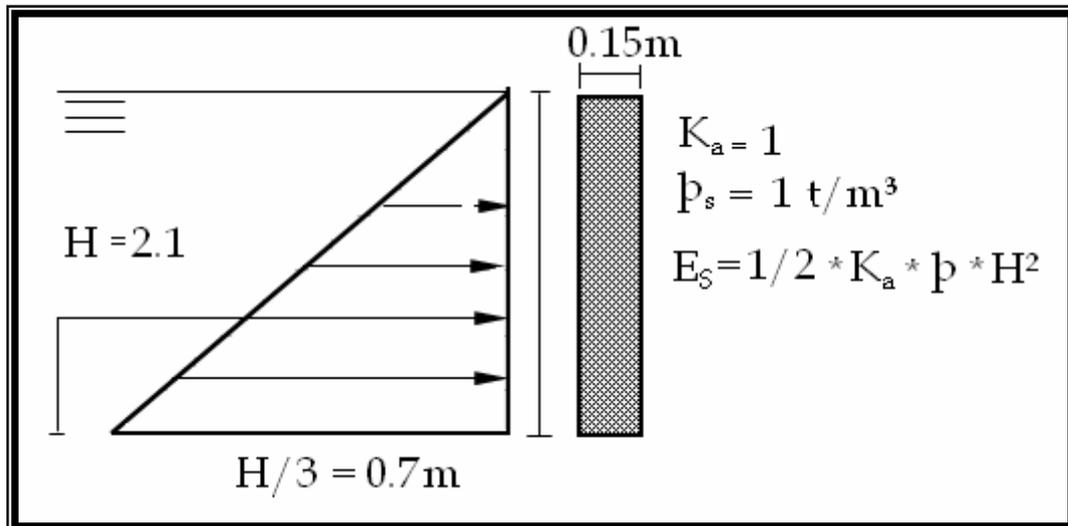


Figura 24. Diseño del muro (Cara Interior) Desarenador

$$E_s = 1/2 * K_a * p_s * H^2$$
$$E_s = 2.21 \text{ t/m de muro}$$

$$M_{EXT} = E_s * H/3$$
$$M_{EXT} = 1.544 \text{ t * m}$$

$$M_{ultimo} = M_{EXT} * 1.8$$
$$M_{ultimo} = 2.778 \text{ t * m}$$
$$M_{ultimo} = 277.8 \text{ t * cm}$$

$$K = M_{ultimo} / (b * d^2) ; \text{ donde } d = (15 - 4) \text{ cm} = 11 \text{ cm}$$
$$b = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm}$$
$$K = 0.02296$$

Para $F'_c = 210 \text{ Kg-f / cm}^2$ (Resistencia a la compresión del concreto)
 $F'_y = 4200 \text{ Kg-f / cm}^2$, (Límite del esfuerzo a la fluencia del acero)

Cuantía $p <$ Cuantía mín $= 0.0065$

$$A_s = p * b * d$$
$$A_s = 7.15 \text{ cm}^2/\text{m de muro}$$

Area de la Varilla = 1.27 No 4

No. De varillas= $A_s / \text{Area de varilla}$

No. De varillas=5 Varillas / m

Espaciamiento entre varillas=0.20 m

Separación Asumida=0.20 m

1 No. 4 C / 0.20 m

El refuerzo colocado para retracción del fraguado y temperatura se calcula teniendo en cuenta que $F'_c = 210 \text{ Kg-f / cm}^2$ y $F'_y = 2400 \text{ Kg-f / c m}^2$

para cuantía mínima, esto es **0.002**

$A_s = \rho * b * d$

$A_s = 2.2 \text{ cm}^2/\text{m}$

Area de la Varilla =0.71 No 3

No. De varillas= $A_s / \text{Area de varilla}$

No. De varillas=3 Varillas / m

Espaciamiento entre varillas=0.32 m

Separación Asumida=0.20 m

1 No. 3 C / 0.20 m

CALCULO DE PANTALLAS (1 * 0.1 * 0.95)

Trabajan empotradas en los muros laterales:

$\rho_{\text{concreto}} = 2400 \text{ Kg-f/m}^3$

$\rho_{\text{concreto}} = 2.4 \text{ t/m}^3$

Carga muerta (W_m):

$W_m = 2.4 \text{ t/m}^3 * 1.05 \text{ m} * 0.1 \text{ m} * 0.95 \text{ m} = 0.239 \text{ t/m}$

Carga viva (W_v):

$W_v = 0.25 \text{ t/m}$

Carga de diseño (W_d):

$W_d = 1.4 * W_m + 1.7 * W_v$

$W_d = 0.76 \text{ t/m}$

$M_{\text{ultimo}} = W_d * L^2 / 24$

$M_{\text{ultimo}} = 0.035 \text{ t} * \text{m}$

$M_{\text{ultimo}} = 3.5 \text{ t} * \text{cm}$

$K = M_{\text{ultimo}} / (b * d^2)$

$K = 0.0008 \text{ t/cm}^2$

$p=0.00333$
 $A_s = p * b * d$
 $A_s=2.214 \text{ cm}^2/\text{m}$

Area de la Varilla=0.71 No 3
No. De varillas= $A_s / \text{Area de varilla}$
No. De varillas=3.00 Varillas / m

Espaciamiento entre varillas=0.33 m
Separación Asumida=0.30 m
1 No. 3 C / 0.30 m

PLACA DE CUBIERTA (Salida).

Serán de las dimensiones **3.3 m * 1.3 m * 0.1 m** con tapas para facilitar la Limpieza.

El modelo estructural se calcula como una viga simplemente apoyada:

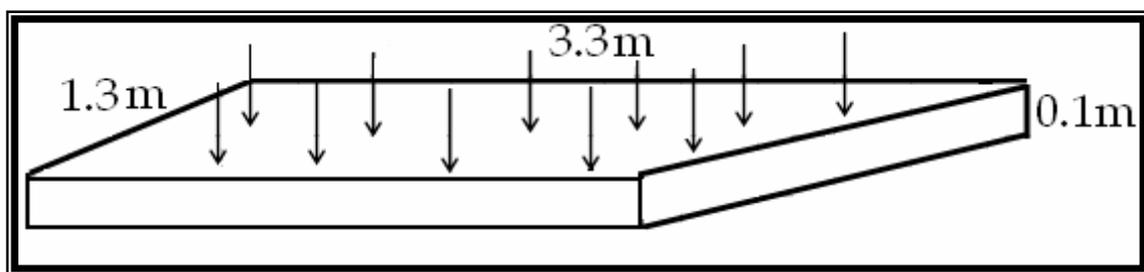


Figura 25. Diseño de la cubierta- Desarenador

$p_{\text{concreto}}=2400 \text{ Kg-f}/\text{m}^3$
 $p_{\text{concreto}}=2.4 \text{ t}/\text{m}^3$

Carga muerta (W_m):
 $W_m = 2.4 \text{ t}/\text{m}^3 * 3 \text{ m} * 0.1 \text{ m}$
 $W_m=0.79 \text{ t}/\text{m}$

Carga viva (W_v):
 $W_v=0.25 \text{ t}/\text{m}$

Carga de diseño (W_d):
 $W_d=1.4 * W_m+1.7 * W_v$
 $W_d=1.534 \text{ t}/\text{m}$

$$M_{\text{ultimo}} = Wd * L^2 / 24$$

$$M_{\text{ultimo}} = 0.150 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{ultimo}} = 15.0 \text{ t} \cdot \text{cm}$$

$$K = M_{\text{ultimo}} / (b * d^2)$$

$$K = 0.0024 \text{ t/cm}^2$$

Para $F'c = 210 \text{ Kg-f / cm}^2$ (Resistencia a la compresión del concreto)
 $F'y = 4200 \text{ Kg-f / cm}^2$ (Límite del esfuerzo a la fluencia del acero)

se busca la cuantía mínima: $\rho = 0.00333$

$$As = \rho * b * d$$

$$As = 3.03 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Área de la Varilla = 0.71 No. 3
 No. De varillas = $As / \text{Área de varilla}$
 No. De varillas = 4.00 Varillas / m

Espaciamiento entre varillas = 0.25 m
 Separación Asumida = 0.25 m

1 No. 3 C / 0.25 m

CÁMARA DE SALIDA

Se considera cuando está vacía y se presenta empuje del suelo en la cara exterior:

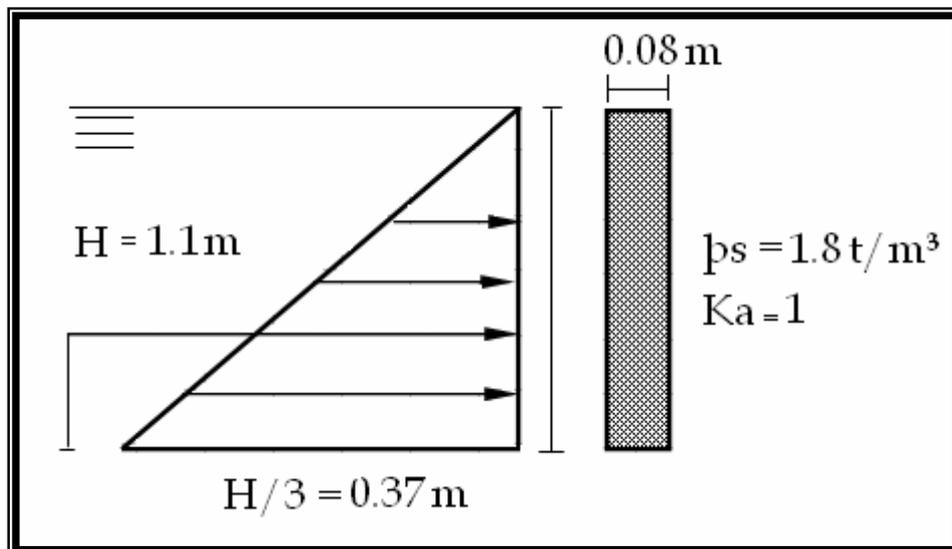


Figura 26. Diseño de la Cámara de Salida Desarenador

$$E_S = 1/2 * K_a * p * H^2$$
$$E_S = 1.20 \text{ t/m de muro}$$

$$M_{EXT} = E_S * H/3$$
$$M_{EXT} = 0.439 \text{ t * m}$$

$$M_{ult.} = M_{EXT} * 1.8$$
$$M_{ult.} = 0.791 \text{ t * m}$$
$$M_{ult.} = 79.06 \text{ t * cm}$$

$$K = M_{ult.} / (b * d^2)$$
$$K = 0.04941 \text{ t/cm}^2$$

Para $F'_c = 210 \text{ Kg-f / cm}^2$ (Resistencia a la compresión del concreto)
 $F'_y = 4200 \text{ Kg-f / cm}^2$ (Límite del esfuerzo a la fluencia del acero)

$$\text{Cuantía } p = 0.01600$$

$$A_S = p * b * d$$
$$A_S = 6.4 \text{ cm}^2/\text{m de muro}$$

Área de la Varilla = 1.27 No. 4
No. De varillas = $A_S / \text{Área de varilla}$
No. De varillas = 5.00 Varillas / m

Espaciamiento entre varillas = 0.20 m
Separación Asumida = 0.20 m

1 No. 4 C / 0.20 m

El refuerzo colocado para retracción del fraguado y temperatura se calcula teniendo en cuenta que $F'_c = 210 \text{ Kg-f / cm}^2$ y $F'_y = 2400 \text{ Kg-f / cm}^2$ para cuantía mínima, esto es 0.002

$$A_S = p * b * d$$
$$A_S = 0.8 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Área de la Varilla = 0.32 No. 2
No. De varillas = $A_S / \text{Área de varilla}$
No. De varillas = 2.00 Varillas / m

Espaciamiento entre varillas = 0.50 m
Separación Asumida = 0.30 m

1 No. 2 C / 0.30 m

PLACA DE FONDO. (3.3*1.3*0.2)m

El caso a analizar es cuando el desarenador se encuentra vacío, adoptándose el modelo estructural de una viga simplemente apoyada:

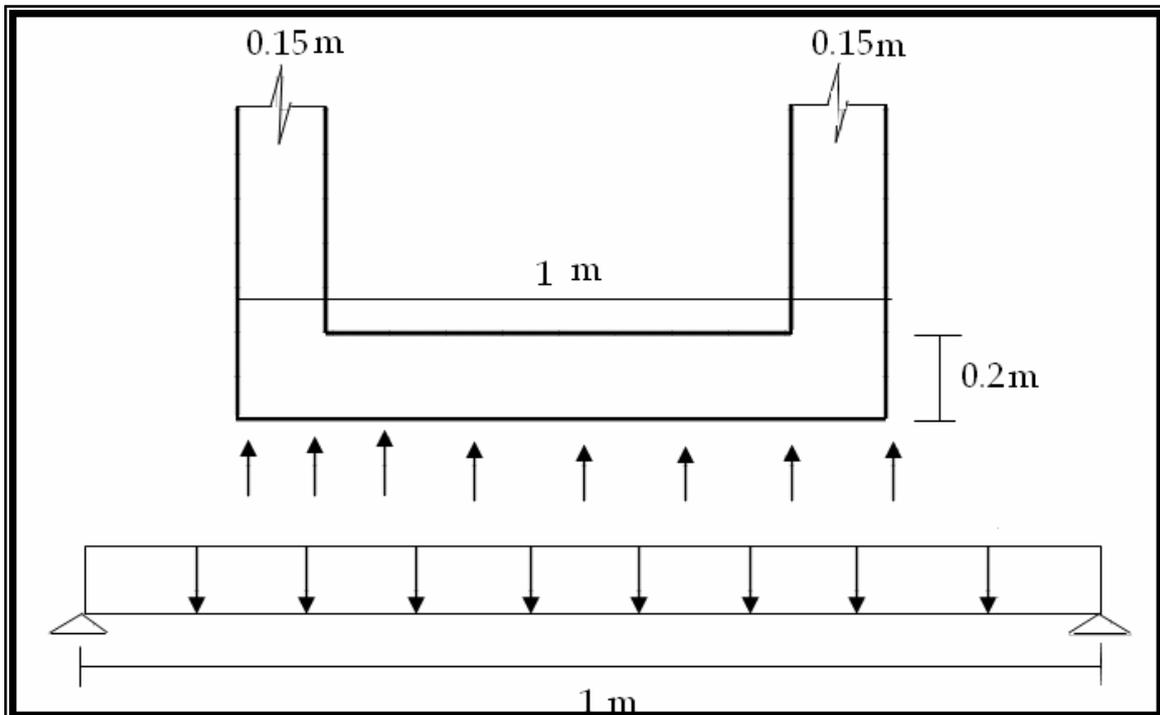


Figura 27. Diseño de la Placa de Fondo - Desarenador

$$\rho_{\text{concreto}} = 2400 \text{ Kg-f/m}^3 = 2.4 \text{ t/m}^3$$

Cargas actuantes:

1. Peso propio de los muros = $(8.58 \cdot 0.15 \cdot 1.3) \cdot 2.4 = 4.015 \text{ t}$
2. Peso propio de las pantallas (son 2 pantallas) = $(3.3 \cdot 1.3 \cdot 0.1) \cdot 2 \cdot 2.4 = 2.059 \text{ t}$
3. Peso propio placa de fondo = $(3.30 \cdot 1.3 \cdot 0.2) \cdot 2.4 = 2.059 \text{ t}$

$$W_{\text{total}} = 8.134 \text{ t}$$

Tomando un (1) metro de franja unitaria, se tiene:

$$Y_n = W_{\text{total}} / \text{Area}$$

$$Y_n = 1.896 \text{ t/m}^2$$

$$W_{\text{ult.}} = Y_n \cdot 3.5$$

$$W_{\text{ult.}} = 6.636 \text{ t/m}$$

$$M_{ult.Ext} = W_{ult} * L^2 / 8$$

$$M_{ult.Ext} = 10.16 \text{ t*m}$$

$$M_{ult.Ext} = 1016.14 \text{ t*cm}$$

$$K = M_{ult.} / (b * d^2)$$

$$K = 0.0397 \text{ t/cm}^2, \text{ se busca la cuantía :}$$

$$\rho = 0.0123$$

$$A_s = \rho * b * d$$

$$A_s = 19.68 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Área de la Varilla} = 2.85 \text{ No. 6}$$

$$\text{No. De varillas} = A_s / \text{Área de varilla}$$

$$\text{No. De varillas} = 6.00 \text{ Varillas / m}$$

$$\text{Espaciamiento entre varillas} = 0.17 \text{ m}$$

$$\text{Separación Asumida} = 0.20 \text{ m}$$

$$1 \text{ No. 6 C / 0.20 m}$$

RESUMEN

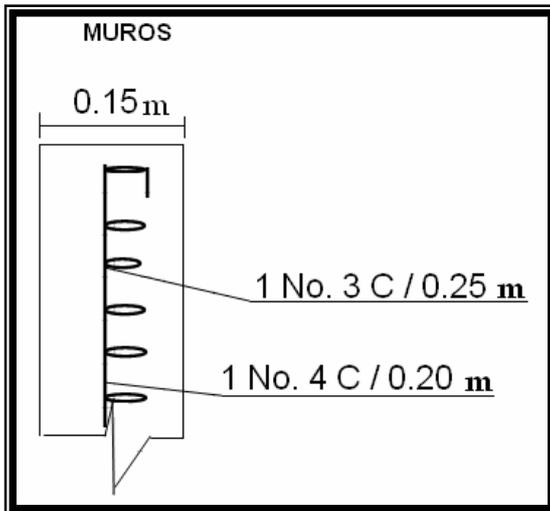
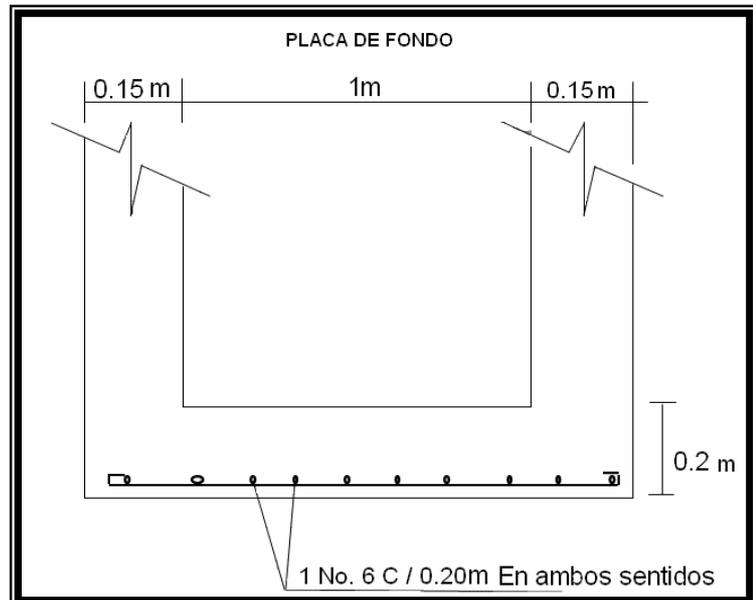


Figura 28. Acero de los Muros - Desarenador

Figura 29. Aceros de la Placa de Fondo - Desarenador



5.3 DISEÑO ESTRUCTURAL TANQUE DE ALMACENAMIENTO

Dimensiones internas:

Largo	=	2.4 m
Ancho	=	2.4 m
Altura total=1.8 m, borde libre0.3 m	=	2.1 m
Altura del agua	=	1.8 m
Volumen	=	10 m ³
Espesor muro	=	0.2 m
Concreto F'c	=	210 Kg-f / cm ²
Acero (60) F'y	=	4200 Kg-f / cm ² , (PDR 60)

DISEÑO MURO (Cara exterior)

Para el diseño de la cara exterior del muro se analiza al caso crítico en el cual se encuentra en contacto con el suelo, y el tanque se encuentra vacío.

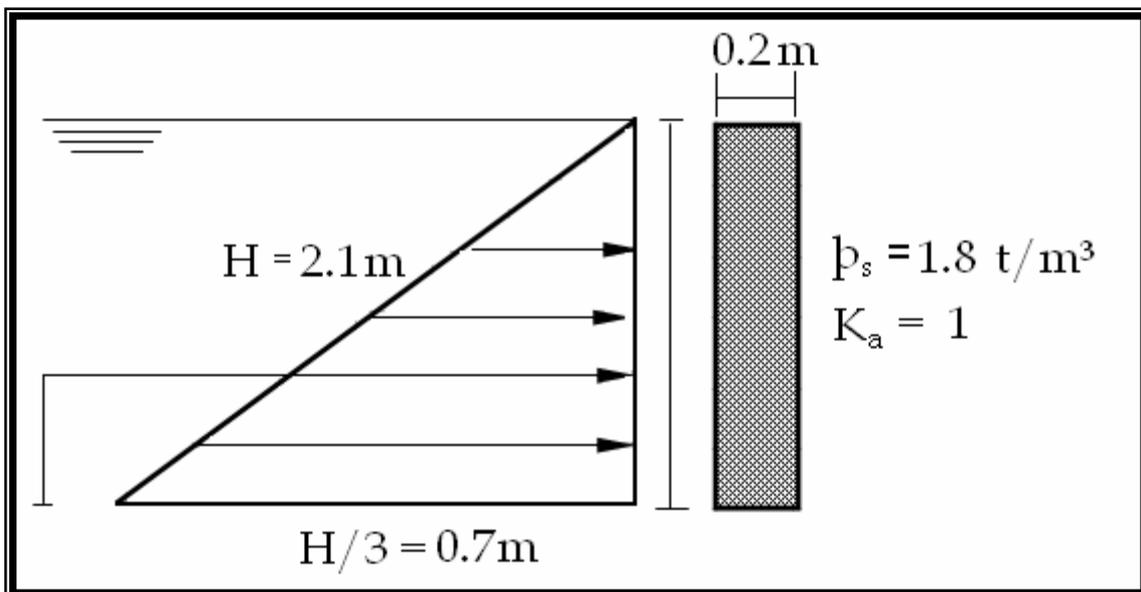


Figura 30. Diseño del muro (Cara exterior) Tanque de Almacenamiento.

$$E_s = 1/2 * K_a * p * H^2$$

$$E_s = 3.97 \text{ t/m de muro}$$

$$M_{EXT} = E_s * H/3$$

$$M_{EXT} = 2.778 \text{ t * m}$$

$$M_{ult.} = M_{EXT} * 1.8$$

$$M_{ult.} = 5.001 \text{ t} * \text{m}$$

$$M_{ult.} = 500.1 \text{ t} * \text{cm}$$

$$K = \text{Multimo} / (b * d^2)$$

$$K = 0.01953 \text{ t/cm}^2$$

Cuantía $p=0.0055$

$$A_s = p * b * d$$

$$A_s = 8.8 \text{ cm}^2/\text{m de muro}$$

Área de la Varilla=1.27 No. 4
No. De varillas= $A_s / \text{Área de varilla}$
No. De varillas=6.00 Varillas / m

Espaciamiento entre varillas=0.17 m
Separación Asumida=0.2 m

1 No. 4 C / 0.20 m

DISEÑO MURO (Cara interior)

Para el diseño de la cara exterior del muro se analiza al caso crítico en el cual se encuentra el tanque lleno, sin tener en cuenta el empuje del suelo en la cara exterior

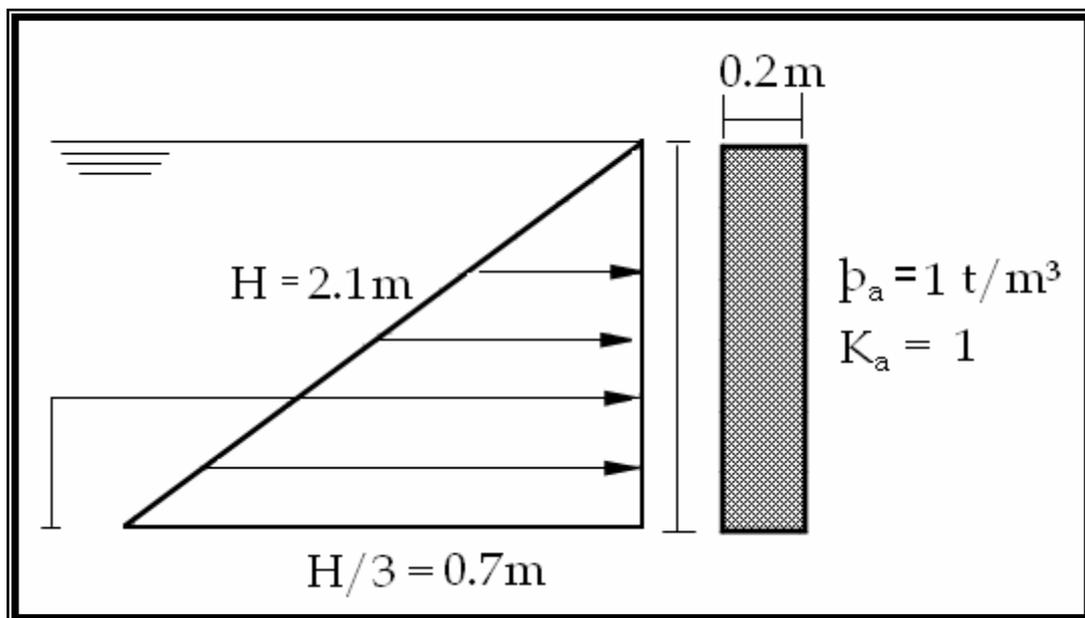


Figura 31. Diseño del muro (Cara Interior) Tanque de Almacenamiento

$$Ea = 1/2 * Ka * \rho * H^2$$

Ea=2.20 t/m de muro

$$M_{EXT} = E_S * H/3$$

M_{EXT}=1.54 t * m

$$M_{ult.} = M_{EXT} * 1.8$$

M_{ult.} =2.773 t * m
M_{ult.} =277.3 t * cm

$$K = M_{ult.} / (b * d^2)$$

K=0.01083 t/cm²

Cuantía $\rho = 0.00333$
 $A_S = \rho * b * d$
A_S=5.333 cm²/m de muro

Area de la Varilla=1.27 No. 4

No. De varillas= A_S / Area de varilla
No. De varillas=4.00 Varillas / m

Espaciamiento entre varillas=0.25 m
Separación Asumida=0.20 m

1 No. 4 C / 0.20 m

$$A_S = \rho * b * d$$

A_S=3.2 cm²/m de muro

Área de la Varilla=0.71 No. 3
No. De varillas= A_S / Área de varilla
No. De varillas=4.00 Varillas / m

Espaciamiento entre varillas=0.25 m
Separación Asumida=0.2 m

1 No. 3 C / 0.20 m

PLACA DE CUBIERTA (Salida).

Se harán tapas móviles de **2.8 m * 2.8m * 0.1m** para facilitar la limpieza.
El modelo estructural se calcula como una viga simplemente apoyada:

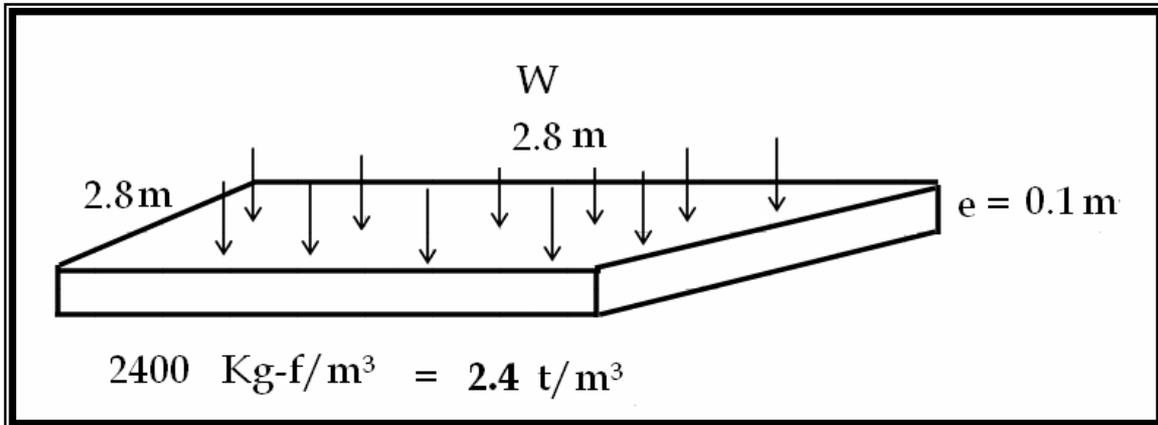


Figura 32. Diseño de la Placa de la Cubierta – Tanque de almacenamiento

Carga muerta (W_m):

$$W_m = 0.672 \text{ t/m}$$

$$W_v = 0.25 \text{ t/m}$$

Carga de diseño (W_d):

$$W_d = 1.4 * W_m + 1.7 * W_v$$

$$W_d = 1.366 \text{ t/m}$$

$$M_{\text{ultimo}} = W_d * L^2 / 8$$

$$M_{\text{ultimo}} = 1.400 \text{ t} * \text{m}$$

$$M_{\text{ultimo}} = 140.0 \text{ t} * \text{cm}$$

$$K = M_{\text{ultimo}} / (b * d^2)$$

$$K = 0.0097 \text{ t/cm}^2$$

$$\rho = 0.00333$$

$$A_s = \rho * b * d$$

$$A_s = 4 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Área de la Varilla = 0.71 No. 3

No. De varillas = $A_s / \text{Área de varilla}$

No. De varillas = 5.00 Varillas / m

Espaciamiento entre varillas = 0.20 m

Separación Asumida = 0.20 m

1 No. 3 C / 0.20m

PLACA DE FONDO.

Será una placa de concreto reforzado de 0.20 m. de espesor. Para su análisis se ha considerado apoyada en los muros verticales y cargados Uniformemente por el efecto del esfuerzo normal producido por el suelo de soporte, la situación crítica de mayores esfuerzos, se presenta cuando el tanque está vacío

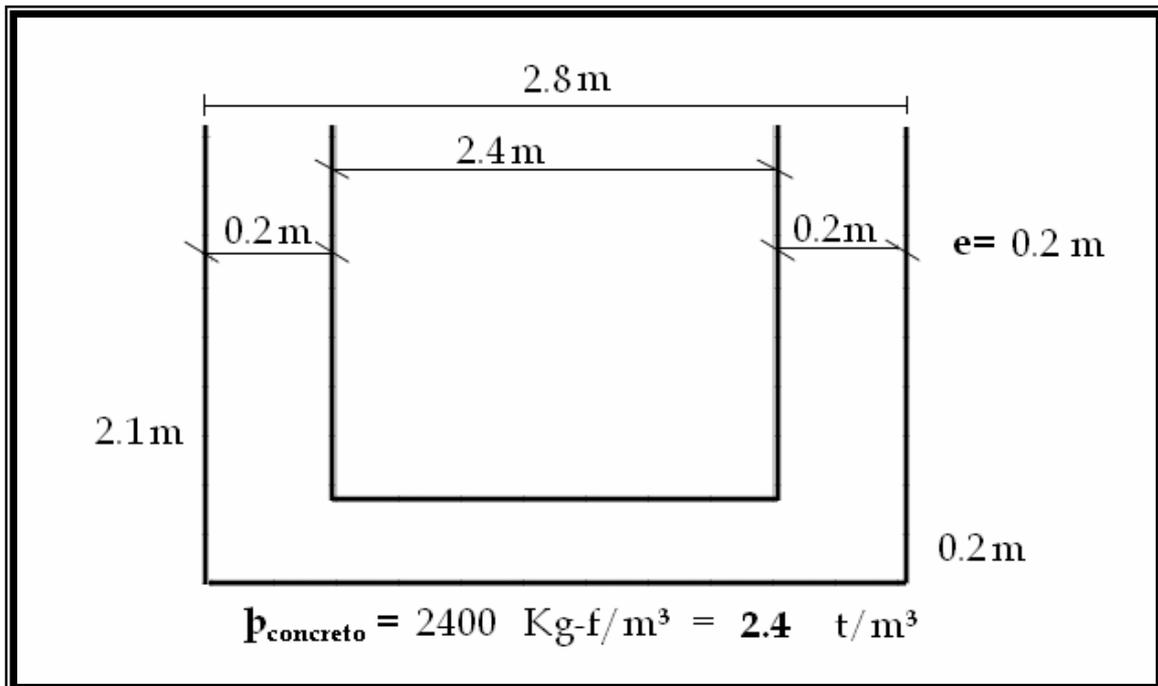


Figura 33. Diseño de la Placa de Fondo – Tanque de almacenamiento

Cargas actuantes

1. Peso propio de los muros= $(11.2 \cdot 0.2 \cdot 2.1) \cdot 2.4 = 11.29 \text{ t}$
2. Peso propio placa de fondo= $(2.8 \cdot 2.8 \cdot 0.2) \cdot 2.4 = 3.763 \text{ t}$
3. Peso propio placa de cubierta= $(2.8 \cdot 2.8 \cdot 0.1) \cdot 2.4 = 1.882 \text{ t}$

$$W_{\text{total}} = 16.93 \text{ t}$$

Tomando un (1) metro de franja unitaria, se tiene:

$$Y_n = W_{\text{total}} / \text{Area}$$

$$Y_n = 2.16 \text{ t/m}^2$$

$$W_{\text{ult.}} = Y_n \cdot 3,5$$

$$W_{\text{ult.}} = 7.56 \text{ t/m}$$

$$M_{\text{ult.Ext}} = W_{\text{ult.}} \cdot L^2 / 8$$

$$M_{\text{ult.Ext}} = 11.58 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{ult.Ext}} = 1157.63 \text{ t} \cdot \text{cm}$$

$$K = M_{ult.} / (b \cdot d^2)$$
$$K = 0.0188 \text{ t/cm}^2$$

$$f'_c = 210 \text{ Kg-f / cm}^2$$

$f'_y = 4200 \text{ Kg-f / cm}^2$, se busca la cuantía :

$$\rho = 0.0053$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$
$$A_s = 20.35 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Área de la Varilla=2.85 No. 6

No. De varillas= $A_s / \text{Área de varilla}$

No. De varillas=7.00 Varillas / m

Espaciamiento entre varillas=0.14 m

Separación Asumida=0.20 m

1 No. 6 C / 0.15 m

El refuerzo colocado para retracción del fraguado y temperatura se calcula teniendo en cuenta la cuantía mínima, esto es **0.002**

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$
$$A_s = 7.68 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Área de la Varilla=1.27 No. 4

No. De varillas = $A_s / \text{Área de varilla}$

No. De varillas =6.00 Varillas / m

Espaciamiento entre varillas=0.17 m

Separación Asumida=0.15 m

1 No. 4 C / 0.15 m

RESUMEN

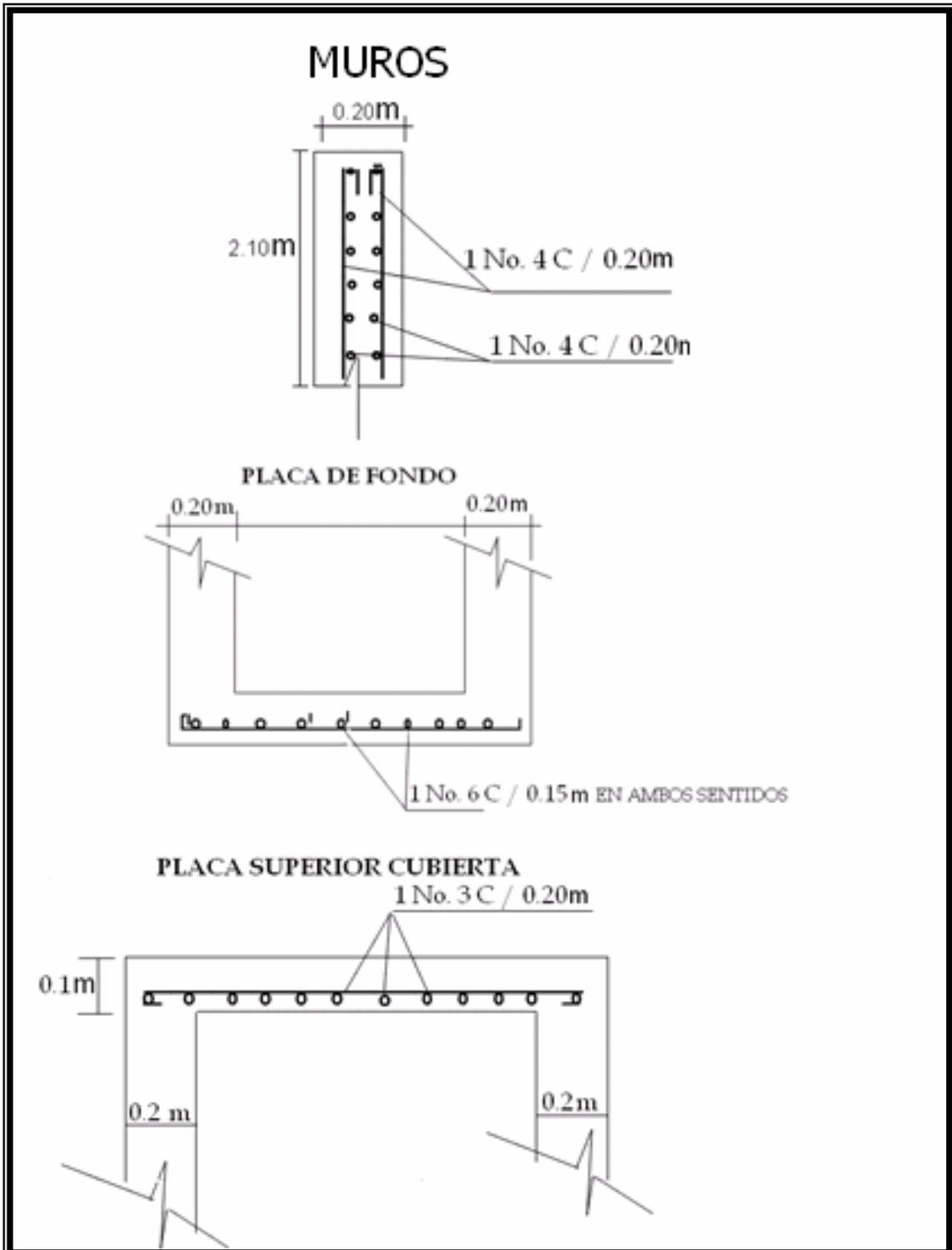


Figura 34. Aceros de los muros, placa de fondo y Cubierta – Tanque de almacenamiento

6. CANTIDADES DE OBRA

6.1 BOCATOMA

Concreto simple 3000 PSI

Concreto aleta izquierda

$$(1.67*0.15*1.37) + (0.4*0.2*2.32) = 0.53 \text{ m}^3$$

Concreto aleta Derecha

$$(1.67*0.15*1.37) + (0.4*0.2*2.32) = 0.53 \text{ m}^3$$

Muro frontal

$$(0.45*1.00*2.40) = 1.08 \text{ m}^3$$

Base

$$(2.32*0.2*2.40) = 1.12 \text{ m}^3$$

$$\text{Viga trasera Concreto 3000 PSI : } (0.3*0.20*2.40) = 0.144 \text{ m}^3$$

$$\text{Viga inferior Concreto 3000 PSI : } (0.4*0.4*2.40) = 0.384 \text{ m}^3$$

Recámara

$$\text{Concreto 3000 PSI muros: } (1.10+0.08/2) * 3 * 0.08 = 0.1416 \text{ m}^3$$

$$\text{Concreto 3000 PSI Tapa: } (0.50+0.2)^2 * 0.05 = 0.03 \text{ m}^3$$

$$\text{Concreto 3000 PSI Base: } (0.5+0.2)^2 * 0.08 = 0.04 \text{ m}^3$$

$$\text{TOTAL CONCRETO 3000 PSI} = 4.00 \text{ m}^3$$

$$\text{Concreto Ciclópeo 2500 PSI Rampa discipadora} \\ (0.25*2.40) = 0.6 \text{ m}^3$$

$$\text{TOTAL CONCRETO CICLÓPEO} = 0.6 \text{ m}^3$$

6.2 DESARENADOR

Concreto simple 3000 PSI

Concreto muros:

$$((3*2) + (2.10*2)) * 1.5 * 0.15 = 2.3 \text{ m}^3$$

Concreto pantallas :

$$((0.75*0.08*2.1*2)) = 0.3 \text{ m}^3$$

Concreto tapas sup:

$$((2.4*0.2*3.3)) = 1.6 \text{ m}^3$$

Concreto base:

$$((0.3*3.3*0.2)) = 0.2 \text{ m}^3$$

Concreto Caja 1:

$$((0.58+0.48+0.48) * 0.4 * (0.7*0.7*2)) * 0.08 = 0.1 \text{ m}^3$$

Concreto Caja 2:

$$((0.7+0.23+0.48) * 0.7 * (0.9*0.9*2)) * 0.08 = 0.2 \text{ m}^3$$

TOTAL CONCRETO 3000 PSI = 2.39 m³

Concreto limpieza

$$3.3*2.1*0.05 = 0.4 \text{ m}^3$$

6.3 TANQUE DE ALMACENAMIENTO

Concreto simple 3000 PSI

Concreto muros:

$$((2.6*2) + (2.6*2)) * 1.8 * 0.2 = 3.8 \text{ m}^3$$

Concreto tapas sup:

$$((2.8*2.8*0.1)) = 0.8 \text{ m}^3$$

Concreto base:

$$((2.8*2.8*0.2)) = 1.6 \text{ m}^3$$

Concreto Caja 1:

$$((0.4+0.4+0.4) * 0.8 + (0.5*0.5*2)) * 0.1 = 0.15 \text{ m}^3$$

Concreto Caja 2:

$$((0.4+0.4+0.4) * 0.8 + (0.5*0.5*2)) * 0.1 = 0.15 \text{ m}^3$$

Concreto Caja 3:

$$((0.4+0.4+0.4) * 0.6 + (0.5*0.5*2)) * 0.1 = 0.13 \text{ m}^3$$

TOTAL CONCRETO 3000 PSI = 6.6 m³

Concreto limpieza = 2.4*2.4*0.1 = 0.3 m³

7. ASPECTO FINANCIERO

7.1 PRESUPUESTO

ITEM	DESCRIPCIÓN	UND	CANT	V/UNIT	V/TOTAL
1	EXCAVACIONES Y RELLENOS				
1.1	Excavación en suelo suelto para brechas	m ³	213.1248	\$ 11.483	2447312.00
1.2	Excavación en conglomerado para brechas	m ³	60.8928	\$ 14.525	\$ 884.468
1.3	Excavación sobre roca para brechas	m ³	33.5	\$ 23.286	\$ 780.081
1.4	Relleno con material de excavación	m ³	295	\$ 10.775	\$ 3.178.625
	TOTAL CAPITULO				\$ 7.290.486
2	BOCATOMA				
2.1	Manejo de aguas	Glo	1	\$ 198.252	\$ 198.252
2.2	Excavación en roca bajo agua	m ³	7.00	\$ 25.818	\$ 180.726
2.3	Concreto simple 3000 psi, producción y retiro de formaleta, vaciado, desencofrado y todo lo necesario para la correcta ejecución de la obra	m ³	4.00	\$ 359.154	\$ 1.436.472
2.4	Concreto ciclópeo 2500 psi para rampa discipadora y enrocado	m ³	0.60	\$ 229.086	\$ 137.452
2.5	Suministro, corte, figurado y amarrado de hierro 1/2" (ACERO de 60.000)	Kg.	195.00	\$ 2.500	\$ 487.500
2.6	Suministro, corte, figurado y amarrado de hierro 3/8" (ACERO de 60.000)	Kg.	142.00	\$ 2.900	\$ 411.800
2.7	Rejilla metálica 30 x 50 Cm. marco en L 1x1x¼" barras Ø 1/2" A-37 cada 3 cm marco y contra marco	Un	1	\$ 149.224	\$ 149.224
2.8	Tubería PVCS Ø 2" para desagüe de la presa	m.	6	\$ 5.293	\$ 31.760
2.9	Tapón de limpieza PVC. Ø 2"	Un	1	\$ 2.458	\$ 2.458
2.10	Sum. e instalación válvula de cortina H.G Ø 2" sello elástico	Un	1	\$ 111.436	\$ 111.436
	TOTAL CAPITULO				\$ 3.147.080
3	ADUCCION				
3.1	Sum. Instalación Tubería PVC Ø 2" RDE-21	ml	12	\$ 12.957	\$ 155.484
3.2	Encofrado concreto 3000 PSI, incluye formaleta, vaciado y todo lo necesario para la correcta instalación	m ³	1.08	\$ 416.315	\$ 449.620
	TOTAL CAPITULO				\$ 605.104
4	DESARENADOR				
4.1	Concreto simple 3000 psi. Sum. Materiales, preparado, producción formaleta, vaciado, desencofrado, herramienta y equipo	m ³	2.39	\$ 359.154	\$ 858.378
4.2	Concreto simple de limpieza 1500 psi.	m ³	0.35	\$ 115.351	\$ 40.373
4.3	Suministro, corte, figurado y amarrado de hierro 1/2" (ACERO de 60.000)	Kg	259.00	\$ 2.900	\$ 751.100

4.4	Suministro, corte, figurado y amarrado de hierro 3/8" (ACERO 60.000)	Kg	104.00	\$ 2.500	\$ 260.000
4.5	Suministro e instalación válvula de bola en H.G Ø 2" (Lavado)	Un	1	\$ 103.337	\$ 103.337
4.6	Suministro e instalación tubería Ø 2" RDE 21	ml	12	\$ 5.293	\$ 63.520
4.7	Suministro e instalación válvula de cortina H.G Ø 2"	Un	3	\$ 111.436	\$ 334.308
	TOTAL CAPITULO				\$ 2.411.016
5	CONDUCCION				
5.1	Tubería PVC Ø 2" RDE21	ml	12.00	\$ 12.957	\$ 155.484
5.2	Encofrado concreto 3000 PSI, incluye formaleta, vaciado y todo lo necesario para la correcta instalación	m ³	1.08	\$ 416.315	\$ 449.620
	TOTAL CAPITULO				\$ 605.104
6	PLANTA DE TRATAMIENTO				
6.1	Suministro e instalación de planta de tratamiento compacta, hidráulica, modelo Minipack, capacidad 2 LPS	Un	1	\$ 58.185.600	\$ 58.185.600
	TOTAL CAPITULO				\$ 58.185.600
7	TANQUE DE ALMACENAMIENTO				
7.1	Suministro e instalación de concreto simple 3000 psi. Sum. Preparado y desencofrado para placa piso, muros y tapa	m ³	6.57	\$ 359.154	\$ 2.359.642
7.2	Concreto simple de limpieza 1500 psi.	m ³	0.29	\$ 115.351	\$ 33.452
7.3	Suministro, corte, figurado y amarrado de hierro 3/4" (ACERO de 60.000)	Kg	326.00	\$ 12.400	\$ 4.042.400
7.4	Suministro, corte, figurado y amarrado de hierro 1/2" (ACERO de 60.000)	Kg	831.00	\$ 2.900	\$ 2.409.900
7.5	Suministro, corte, figurado y amarrado de hierro 3/8" (ACERO DE 60.000)	Kg	23.00	\$ 2.500	\$ 57.500
7.6	Suministro e instalación válvula de cortina H.G Ø 2" (lavado)	Un	4	\$ 111.436	\$ 445.744
7.7	Suministro e instalación dispositivo de ventilación H.G Ø 2" dos codos	Un	2	\$ 41.232	\$ 82.464
7.8	Tubería PVC Ø 2" RDE 21 para paso directo	m	12	\$ 12.957	\$ 155.484
7.9	Tubería PVC sanitaria Ø 2" para desagüe	m	6	\$ 16.354	\$ 98.124
7.1	Codo 90° PVC Ø 2"	Un	5	\$ 9.812	\$ 49.062
7.11	Tee PVC Ø 2 "	Un	2	\$ 13.246	\$ 26.491
	TOTAL CAPITULO				\$ 9.760.263
8	RED DE DISTRIBUCION				
8.1	Tubería PVC Ø 2" RDE 21	m	615.00	\$ 12.957	\$ 7.968.555
8.2	Tubería PVC Ø 1/2" RDE 13.5	m	120	\$ 2.435	\$ 292.200
	TOTAL CAPITULO				\$ 8.260.755
9	VIADUCTOS				
9.1	Construcción de viaductos con cable acerado de 1/4", perros tipo pesado de 3/8", platina para abrazaderas de	m	22.00	\$ 91.812	\$ 2.019.864

	2" * 3/8", concreto de 3000 PSI para muerto, pintura en alumol.				
	TOTAL CAPITULO				\$ 2.019.864
10	GAVIONES PARA LA ESTABILIDAD DEL DESARENADOR				
10.1	Construcción de muro en gavión en malla triple torsión calibre No. 12	m ³	20	\$ 102.000	\$ 2.040.000
10.2	Excavación considerando todo factor	m ³	11.5	\$ 19.746	\$ 227.079
10.3	Concreto ciclópeo de 2.500 PSI	m ³	3	\$ 283.560	\$ 850.680
10.4	Relleno en recebo y compactación manual	m ³	11.5	\$ 36.157	\$ 415.806
	TOTAL CAPITULO				\$ 3.533.565
11	PAÑETE LISO EN MORTERO 1:3				
11.1	Pañete liso en mortero 1:3, impermeabilizado (Bocatoma, Desarenador, Tanque).	m ³	2.09	\$ 348.723	\$ 728.474
	TOTAL CAPITULO				\$ 728.474
	TOTAL COSTOS DIRECTOS				\$ 96.547.310
	COSTOS INDIRECTOS (AIU 25%)				\$ 24.136.828
	TRANSPORTE DE MATERIALES	Viaje	3	\$ 250.000	\$ 750.000
	TOTAL PROYECTO				\$ 121.434.138

7.2 ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS (APU's)

Los precios de que se utilización para la realización de los APU's se obtuvieron de las diferentes ferreterías y además de la pagina web del sisce (sistema de seguimiento y control de proceso de contrataciones de licencias publicas).

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA:		SANTA HELENA							
LOCALIZACION:		NEIVA - HUILA-							
PROYECTISTA		AYDA ISABEL SANCHEZ VIDARTE							
ITEM:		EXCAVACION EN MATERIAL COMUN							
UNIDAD:		M3					FECHA:	JUNIO 2010	
I- EQUIPO									
DESCRIPCION						TIPO	TARIF/DIA	REN.UN/DIA	VALOR UNIT.
HERRAMIENTA MENOR						GL			122.00
								SUB-TOTAL	122.00
II- MATERIALES EN OBRAS									
DESCRIPCION						UNIDAD	PREC-UNIT.	CANTIDAD	VALOR UNIT.
								SUB-TOTAL	0.00
III- TRANSPORTE									
DESCRIPCION				VOL-PESO CANT		DISTANCIA	M3 Ton/Km	TARIFA	VALOR UNIT.
								SUB-TOTAL	
IV- MANO DE OBRA									
DESCRIPCION					JORNAL	PRESTACIO.	JOR. TOTAL	REND/TO	VALOR UNIT.
1	Oficial				25.216.67	19.921.17	45.138	7.00	6.448.00
1	Ayudante				19.216.67	15.181.17	34.398	7.00	4.913.00
								SUB-TOTAL	11.361.00
								TOTAL COSTO DIRECTO	11.483.00

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA:		SANTA HELENA									
LOCALIZACION:		NEIVA - HUILA-									
PROYECTISTA		AYDA ISABEL SANCHEZ VIDARTE									
ITEM:		EXCAVACION EN CONGLOMERADO									
UNIDAD:		M3					FECHA:	JUNIO 2010			
I- EQUIPO											
DESCRIPCION						TIPO	TARIF/DIA	REN.UN/DIA	VALOR UNIT.		
HERRAMIENTA MENOR						GL			322.00		
									SUB-TOTAL	322.00	
II- MATERIALES EN OBRAS											
DESCRIPCION						UNIDAD	PREC-UNIT.	CANTIDAD	VALOR UNIT.		
									SUB-TOTAL	0.00	
III- TRANSPORTE											
DESCRIPCION						VOL-PESO CANT	DISTANCIA	M3 Ton/Km	TARIFA	VALOR UNIT.	
									SUB-TOTAL		
IV- MANO DE OBRA											
DESCRIPCION						JORNAL	PRESTACIO.	JOR. TOTAL	REND/TO	VALOR UNIT.	
1	Oficial					25.216.67	19.921.17	45.138	5.60	8.060.32	
1	Ayudante					19.216.67	15.181.17	34.398	5.60	6.142.47	
									SUB-TOTAL	14.203.00	
										TOTAL COSTO DIRECTO	14.525.00

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA:		SANTA HELENA							
LOCALIZACION:		NEIVA - HUILA-							
PROYECTISTA		AYDA ISABEL SANCHEZ VIDARTE							
ITEM:		EXCAVACION EN ROCA							
UNIDAD:		M3					FECHA:	JUNIO 2010	
I- EQUIPO									
DESCRIPCION						TIPO	TARIF/DIA	REN.UN/DIA	VALOR UNIT.
HERRAMIENTA MENOR						GL			500.00
									SUB-TOTAL
									500.00
II- MATERIALES EN OBRAS									
DESCRIPCION						UNIDAD	PREC-UNIT.	CANTIDAD	VALOR UNIT.
									SUB-TOTAL
									0.00
III- TRANSPORTE									
DESCRIPCION				VOL-PESO CANT		DISTANCIA	M3 Ton/Km	TARIFA	VALOR UNIT.
									SUB-TOTAL
IV- MANO DE OBRA									
DESCRIPCION					JORNAL	PRESTACIO.	JOR. TOTAL	REND/TO	VALOR UNIT.
1	Oficial				25.216.67	19.921.17	45.138	5.00	9.027.00
2	Ayudante				38.433.34	30.362.34	68.796	5.00	13.759.00
									SUB-TOTAL
									22.786.00
TOTAL COSTO DIRECTO									23.286.00

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA:		SANTA HELENA								
LOCALIZACION:		NEIVA - HUILA-								
PROYECTISTA		AYDA ISABEL SANCHEZ VIDARTE								
ITEM:		EXCAVACION EN ROCA BAJO AGUA								
UNIDAD:		M3					FECHA:	JUNIO 2010		
I- EQUIPO										
DESCRIPCION						TIPO	TARIF/DIA	REN.UN/DIA	VALOR UNIT.	
HERRAMIENTA MENOR						GL			500.00	
									SUB-TOTAL	500.00
II- MATERIALES EN OBRAS										
DESCRIPCION						UNIDAD	PREC-UNIT.	CANTIDAD	VALOR UNIT.	
									SUB-TOTAL	0.00
III- TRANSPORTE										
DESCRIPCION				VOL-PESO CANT		DISTANCIA	M3 Ton/Km	TARIFA	VALOR UNIT.	
									SUB-TOTAL	
IV- MANO DE OBRA										
DESCRIPCION					JORNAL	PRESTACIO.	JOR. TOTAL	REND/TO	VALOR UNIT.	
1	Oficial				25.216.67	19.921.17	45.138	4.50	10.031.00	
2	Ayudante				38.433.34	30.362.34	68.796	4.50	15.287.00	
									SUB-TOTAL	25.318.00
TOTAL COSTO DIRECTO										25.818.00

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA:		SANTA HELENA							
LOCALIZACION:		NEIVA - HUILA-							
PROYECTISTA		AYDA ISABEL SANCHEZ VIDARTE							
ITEM:		CONCRETO SIMPLE DE 3000 PSI INCL FORMAleta							
UNIDAD:		M3	FECHA:		JUNIO 2010				
I- EQUIPO									
DESCRIPCION					TIPO	TARIF/DIA	REN.UN/DIA	VALOR UNIT.	
MEZCLADORA					1 BTO	60.000.00	0.20	12.000.00	
HERRAMIENTA MENOR					GL	500.00	1.00	500.00	
								SUB-TOTAL	
								12.500.00	
II- MATERIALES EN OBRAS									
DESCRIPCION					UNIDAD	PREC-UNIT.	CANTIDAD	VALOR UNIT.	
CEMENTO GRIS					KG	390.00	350.00	136.500.00	
ARENA LAVADA					M3	30.000.00	0.57	17.100.00	
GRAVILLA					M3	35.000.00	0.84	29.400.00	
AGUA					LT	10.00	210.00	2.100.00	
PUNTILLA PROMEDIO					Lb	1.500.00	7.75	11.625.00	
CERCO					MI	2.833.00	8.20	23.230.60	
TABLA BURRA (0,03*0,3*3M)					MI	3.000.00	1.03	3.090.00	
								SUB-TOTAL	
								223.045.00	
III- MANO DE OBRA									
DESCRIPCION					JORNAL	PRESTACIO.	JOR. TOTAL	REND/TO	VALOR UNIT.
1 Oficial					25.216.67	19.921.17	45.138	1.20	37.614.86
3 Ayudante					57.650.01	45.543.51	103.194	1.20	85.994.59
									SUB-TOTAL
									123.609.45
								TOTAL COSTO DIRECTO	359.154.00

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA:		SANTA HELENA							
LOCALIZACION:		NEIVA - HUILA-							
PROYECTISTA		AYDA ISABEL SANCHEZ VIDARTE							
ITEM:		CONCRETO CICLOPEO 2500 PSI, 60% PIEDRA MEDIA ZONGA, BASE							
UNIDAD:		M3					FECHA:	JUNIO 2010	
I- EQUIPO									
DESCRIPCION						TIPO	TARIF/DIA	REN.UN/DIA	VALOR UNIT.
HERRAMIENTA MENOR						GL			500.00
MEZCLADORA						1 BTO	60.000.00	0.20	12.000.00
									SUB-TOTAL
									12.500.00
II- MATERIALES EN OBRAS									
DESCRIPCION						UNIDAD	PREC-UNIT.	CANTIDAD	VALOR UNIT.
CONCRETO 2,500 PSI						M3	213.800.00	0.60	128.280.00
PIEDRA MEDIA ZONGA						M3	40.000.00	0.40	16.000.00
									SUB-TOTAL
									144.280.00
III- TRANSPORTE									
DESCRIPCION					VOL-PESO CANT	DISTANCIA	M3 Ton/Km	TARIFA	VALOR UNIT.
									SUB-TOTAL
IV- MANO DE OBRA									
DESCRIPCION					JORNAL	PRESTACIO.	JOR. TOTAL	REND/TO	VALOR UNIT.
1	Oficial				25.216.67	19.921.17	45.137.84	1.10	41.035.00
1	Ayudante				19.216.67	15.181.17	34.397.84	1.10	31.271.00
									SUB-TOTAL
									72.306.00
TOTAL COSTO DIRECTO									229.086.00

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA:		SANTA HELENA								
LOCALIZACION:		NEIVA - HUILA-								
PROYECTISTA		AYDA ISABEL SANCHEZ VIDARTE								
ITEM:		SUMINISTRO E INSTALACION DE REJILLA METALICA SEGÚN DISEÑO								
UNIDAD:		UND					FECHA:	JUNIO 2010		
I- EQUIPO										
DESCRIPCION					TIPO	TARIF/DIA	REN.UN/DIA	VALOR UNIT.		
HERRAMIENTA MENOR					GL			200.00		
								SUB-TOTAL	200.00	
II- MATERIALES EN OBRAS										
DESCRIPCION					UNIDAD	PREC-UNIT.	CANTIDAD	VALOR UNIT.		
REJILLA METALICA SEGÚN DISEÑO					UND	96.000.00	1.00	96.000.00		
								SUB-TOTAL	96.000.00	
III- TRANSPORTE										
DESCRIPCION				VOL-PESO CANT	DISTANCIA	M3 Ton/Km	TARIFA	VALOR UNIT.		
								SUB-TOTAL		
IV- MANO DE OBRA										
DESCRIPCION					JORNAL	PRESTACIO.	JOR. TOTAL	REND/TO	VALOR UNIT.	
1	Oficial				25.216.67	19.921.17	45.137.84	1.50	30.092.00	
1	Ayudante				19.216.67	15.181.17	34.397.84	1.50	22.932.00	
								SUB-TOTAL	53.024.00	
TOTAL COSTO DIRECTO									149.224.00	

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA:		SANTA HELENA								
LOCALIZACION:		NEIVA - HUILA-								
PROYECTISTA		AYDA ISABEL SANCHEZ VIDARTE								
ITEM:		SUMINISTRO E INST. TUBO UZ 2" RDE 41 INCL ACCESORIOS								
UNIDAD:		ML					FECHA:	JUNIO 2010		
I- EQUIPO										
DESCRIPCION						TIPO	TARIF/DIA	REN.UN/DIA	VALOR UNIT.	
HERRAMIENTA MENOR						GL			136.00	
									SUB-TOTAL	136.00
II- MATERIALES EN OBRAS										
DESCRIPCION						UNIDAD	PREC-UNIT.	CANTIDAD	VALOR UNIT.	
Tubo PVC UZ 2" RDE 41						ML	4.299.30	1.00	4.299.30	
LUBRICANTE						GL	42.99	1.00	42.99	
									SUB-TOTAL	4.342.29
III- TRANSPORTE										
DESCRIPCION						VOL-PESO CANT	DISTANCIA	M3 Ton/Km	TARIFA	VALOR UNIT.
										300
									SUB-TOTAL	300
IV- MANO DE OBRA										
DESCRIPCION						JORNAL	PRESTACIO.	JOR. TOTAL	REND/TO	VALOR UNIT.
1	Oficial					25.216.67	19.921.17	45.137.84	140.00	323.00
2	Ayudante					38.433.34	30.362.34	68.795.68	140.00	492.00
									SUB-TOTAL	815.00
TOTAL COSTO DIRECTO										5.293.29

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA:	SANTA HELENA								
LOCALIZACION:	NEIVA - HUILA-								
PROYECTISTA	AYDA ISABEL SANCHEZ VIDARTE								
ITEM:	SUMINISTRO E INSTALACION VÁLVULA DE CORTINA HG DE Ø 2" SELLO DE BRONCE, INCL ACCESORIOS								
UNIDAD:	UND					FECHA:	JUNIO 2010		
I- EQUIPO									
DESCRIPCION					TIPO	TARIF/DIA	REN.UN/DIA	VALOR UNIT.	
HERRAMIENTA MENOR					GL			77.00	
								SUB-TOTAL	
								77.00	
II- MATERIALES EN OBRAS									
DESCRIPCION					UNIDAD	PREC-UNIT.	CANTIDAD	VALOR UNIT.	
VÁLVULA DE CORTINA SELLO DE BRONCE DE 2"					UND	88.000.00	1.00	88.000.00	
SOLDADURA PVC					GL	1.760.00	1.00	1.760.00	
ADAPTADORES MACHOS 2"					UND	8.900.00	2.00	17.800.00	
								SUB-TOTAL	
								107.560.00	
III- TRANSPORTE									
DESCRIPCION					VOL-PESO CANT	DISTANCIA	M3 Ton/Km	TARIFA	VALOR UNIT.
									SUB-TOTAL
III - MANO DE OBRA									
DESCRIPCION					JORNAL	PRESTACIO.	JOR. TOTAL	REND/TO	VALOR UNIT.
1	Oficial				25.216.67	19.921.17	45.137.84	30.00	1.505.00
2	Ayudante				38.433.34	30.362.34	68.795.68	30.00	2.294.00
									SUB-TOTAL
									3.799.00
								TOTAL COSTO DIRECTO	111.436.00

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA:		SANTA HELENA							
LOCALIZACION:		NEIVA - HUILA-							
PROYECTISTA		AYDA ISABEL SANCHEZ VIDARTE							
ITEM:		SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIA PVC P 2" RDE 21							
UNIDAD:		ML					FECHA:	JUNIO 2010	
I- EQUIPO									
DESCRIPCION						TIPO	TARIF/DIA	REN.UN/DIA	VALOR UNIT.
HERRAMIENTA MENOR						GL			117.00
								SUB-TOTAL	117.00
II- MATERIALES EN OBRAS									
DESCRIPCION						UNIDAD	PREC-UNIT.	CANTIDAD	VALOR UNIT.
Tubo PVC P Ø 2" RDE 21						ML	11.376.34	1.00	11.376.34
SOLDADURA PVC						GL	228.00	1.00	228.00
UNION PRESION Ø 2"						UNIDAD	2.851.91	0.17	475.32
								SUB-TOTAL	12.079.66
III- TRANSPORTE									
DESCRIPCION					VOL-PESO CANT	DISTANCIA	M3 Ton/Km	TARIFA	VALOR UNIT.
								SUB-TOTAL	
IV- MANO DE OBRA									
DESCRIPCION					JORNAL	PRESTACIO.	JOR. TOTAL	REND/TO	VALOR UNIT.
1	Oficial				25.216.67	19.921.17	45.137.84	150.00	301.00
2	Ayudante				38.433.34	30.362.34	68.795.68	150.00	459.00
								SUB-TOTAL	760.00
								TOTAL COSTO DIRECTO	12.957.00

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA:		SANTA HELENA							
LOCALIZACION:		NEIVA - HUILA-							
PROYECTISTA		AYDA ISABEL SANCHEZ VIDARTE							
ITEM:		CONSTRUCCION VIADUCTOS CABLE ACERADO 1/4" PERROS 3/8" T.P. PLATINA PARA BRAZADERAS 2* 3/8", CONCRETO 3000 PSI PARA MUERTO, PINTURA ALUMOL.							
UNIDAD:		ML				FECHA:	JUNIO 2010		
I- EQUIPO									
DESCRIPCION					TIPO	TARIF/DIA	REN.UN/DIA	VALOR UNIT.	
HERRAMIENTA MENOR					GL			502.00	
							SUB-TOTAL	502.00	
II- MATERIALES EN OBRAS									
DESCRIPCION					UNIDAD	PREC-UNIT.	CANTIDAD	VALOR UNIT.	
CONCRETO DE 3000 PSI					M3	253.824.00	0.05	12.691.20	
CABLE ACERADO 1/4"					ML	1.800.00	2.00	3.600.00	
ACERO DE REFUERZO 60,0000 Ø 1/2"					KG	2.037.00	0.40	815.00	
PERROS DE 3/8" T.P.					UN	7.500.00	2.00	15.000.00	
FORMALETA					GLB	2.538.24	0.50	1.269.12	
PINTURA ALUMOL					GL	85.000.00	0.08	6.800.00	
PLATINA PARA ABRAZADERAS 2 * 3/8"					M	12.000.00	0.60	7.200.00	
TORNILLO ACERO 1/2" CON TUERCA Y ARANDELA					UND	1.300.00	2.00	2.600.00	
SOLDADURA 1/8					KG	8.500.00	0.50	4.250.00	
							SUB-TOTAL	54.226.00	
IV- MANO DE OBRA									
DESCRIPCION					JORNAL	PRESTACIO.	JOR. TOTAL	REND/TO	VALOR UNIT.
1	Oficial				25.216.67	19.921.17	45.137.84	4.00	11.285.00
3	Ayudante				57.650.01	45.543.51	103.193.52	4.00	25.799.00
							SUB-TOTAL		37.084.00
TOTAL COSTO DIRECTO								91.812.00	

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA:		SANTA HELENA							
LOCALIZACION:		NEIVA - HUILA-							
PROYECTISTA		AYDA ISABEL SANCHEZ VIDARTE							
ITEM:		CONSTRUCCIÓN DE MUROS EN GAVIÓN MALLA CALIBRE 12							
UNIDAD:		M3			FECHA:		JUNIO 2010		
I- EQUIPO									
DESCRIPCION					TIPO	TARIF/DIA	REN.UN/DIA	VALOR UNIT.	
HERRAMIENTA MENOR					GL			462.00	
							SUB-TOTAL	462.00	
II- MATERIALES EN OBRAS									
DESCRIPCION					UNIDAD	PREC-UNIT.	CANTIDAD	VALOR UNIT.	
PIEDRA PARA GAVIONES					M3	40.000.00	1.00	40.000.00	
ALAMBRE GALVANIZADO No. 12					KG	2.500.00	1.00	2.500.00	
MALLA PARA GAVIONES CAL 12					UND	50.000.00	0.50	25.000.00	
FORMALETA EN MADERA					GL	7.500.00	1.50	11.250.00	
							SUB-TOTAL	78.750.00	
III- MANO DE OBRA									
DESCRIPCION					JORNAL	PRESTACIO.	JOR. TOTAL	REND/TO	VALOR UNIT.
1		Oficial			25.216.67	19.921.17	45.137.84	5.00	9.028.00
2		Ayudante			38.433.34	30.362.34	68.795.68	5.00	13.760.00
							SUB-TOTAL	22.788.00	
							TOTAL COSTO DIRECTO	102.000.00	

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA:		SANTA HELENA									
LOCALIZACION:		NEIVA - HUILA-									
PROYECTISTA		AYDA ISABEL SANCHEZ VIDARTE									
ITEM:		EXCAVACION CONSIDERANDO TODO FACTOR									
UNIDAD:		M3					FECHA:	JUNIO 2010			
I- EQUIPO											
DESCRIPCION						TIPO	TARIF/DIA	REN.UN/DIA	VALOR UNIT.		
HERRAMIENTA MENOR						GL			347.00		
									SUB-TOTAL	347.00	
II- MANO DE OBRA											
DESCRIPCION					JORNAL	PRESTACIO.	JOR. TOTAL	REND/TO	VALOR UNIT.		
1	Oficial				25.216.67	19.921.17	45.138	4.10	11.009.22		
1	Ayudante				19.216.67	15.181.17	34.398	4.10	8.389.71		
									SUB-TOTAL	19.399.00	
										TOTAL COSTO DIRECTO	19.746.00

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA:	SANTA HELENA										
LOCALIZACION:	NEIVA - HUILA-										
PROYECTISTA	AYDA ISABEL SANCHEZ VIDARTE										
ITEM:	CONCRETO CICLOPEO 2500 PSI, 60% PIEDRA MEDIA ZONGA, ELEVACIÓN										
UNIDAD:	M3						FECHA:	JUNIO 2010			
I- EQUIPO											
DESCRIPCION						TIPO	TARIF/DIA	REN.UN/DIA	VALOR UNIT.		
HERRAMIENTA MENOR						GL			500.00		
MEZCLADORA						1 BTO	60.000.00	0.20	12.000.00		
									SUB-TOTAL	12.500.00	
II- MATERIALES EN OBRAS											
DESCRIPCION						UNIDAD	PREC-UNIT.	CANTIDAD	VALOR UNIT.		
CONCRETO 2,500 PSI						M3	213.800.00	0.60	128.280.00		
PIEDRA MEDIA ZONGA						M3	40.000.00	0.40	16.000.00		
CERCO 0,05*0,1*3 m						ML	2.833	8.20	23.230.60		
TABLA BURRA AMARILLO 0,2 * 3 m						ML	4.167	2.50	10.417.50		
PUNTILLA 2"						LB	1.500	2.20	3.300.00		
									SUB-TOTAL	181.229.00	
IV- MANO DE OBRA											
DESCRIPCION						JORNAL	PRESTACIO.	JOR. TOTAL	REND/TO	VALOR UNIT.	
1						Oficial	25.216.67	19.921.17	45.137.84	2.80	16.121.00
6						Ayudante	115.300.02	91.087.02	206.387.04	2.80	73.710.00
										SUB-TOTAL	89.831.00
									TOTAL COSTO DIRECTO	283.560.00	

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA:		SANTA HELENA							
LOCALIZACION:		NEIVA - HUILA-							
PROYECTISTA		AYDA ISABEL SANCHEZ VIDARTE							
ITEM:		RELLENO EN RECEBO Y COMPACTACION MANUAL							
UNIDAD:		M3					FECHA:	JUNIO 2010	
I- EQUIPO									
DESCRIPCION					TIPO	TARIF/DIA	REN.UN/DIA	VALOR UNIT.	
HERRAMIENTA MENOR					GL			1.649.00	
								SUB-TOTAL	1.649.00
II- MATERIALES EN OBRAS									
DESCRIPCION					UNIDAD	PREC-UNIT.	CANTIDAD	VALOR UNIT.	
RECEBO IP < 3%					M3	25.000.00	1.00	25.000.00	
AGUA					LT	10.00	74.25	743	
								SUB-TOTAL	25.743.00
III- MANO DE OBRA									
DESCRIPCION					JORNAL	PRESTACIO.	JOR. TOTAL	REND/TO	VALOR UNIT.
1 Oficial					25.216.67	19.921.17	45.138	13.00	3.472
2 Ayudante					38.433.34	30.362.34	68.796	13.00	5.292
								SUB-TOTAL	8.765.00
TOTAL COSTO DIRECTO									36.157.00

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA:		SANTA HELENA							
LOCALIZACION:		NEIVA - HUILA-							

8. CONCLUSIONES

- El diseño del sistema de acueducto rural para la vereda Santa Helena del municipio de Neiva, fue diseñado según las normas del RAS 2000 y criterios utilizados por la oficina de la Dirección de Asistencia Técnica Agropecuaria y del Medio Ambiente.
- Este Diseño es una excelente manera de mejorar la calidad de vida y brindar un mejor desarrollo económico a la vereda.
- La capacidad del tanque se halló utilizando la ecuación: $1/3 \text{ QMD}$ dando como resultado un tanque con una capacidad de $\approx 10 \text{ m}^3/\text{Día}$.
- En la fase de la construcción del acueducto, se deben seguir los diseños presentados en la memoria técnica, cálculos hidráulicos y planos.

ANEXOS

ANEXOS

ANEXOS 1: MANTENIMIENTO DE LAS OBRAS

BOCATOMA

- La labor más importante debe ser la limpiar manualmente mínimo una vez al mes en épocas de verano y diariamente en épocas de invierno.
- Retirar los materiales depositados en las rejillas como hojas, troncos y todos los cuerpos extraños.
- Retirar la rejilla metálica y extraer los materiales depositados en el canal Recolector de la bocatoma.

DESARENADOR

- Esta estructura se limpia abriendo la compuerta de salida de lodos para permitir el drenado del material retenido en la tolva hacia el río,
- Luego de abierta la compuerta se recomienda agitar el agua del desarenador , facilitando así la salida de todos los sedimentos al observar que el agua sale limpia se cierra nuevamente la compuerta
- Es importante realizar mantenimiento preventivo y periódico a la compuerta de lavado como cambio de accesorios dañados o deteriorados y lubricación de los mismos.
- La labor de limpieza del desarenador se recomienda realizarla en época de verano cada quince días y en invierno mínimo cada ocho días.

OTRAS OBRAS HIDRAULICAS

- Las demás obras hidráulicas como sifones, viaductos, etc. Debe recibir un mantenimiento constante para que puedan cumplir la función para la cual fueron diseñadas y construidas, para ello es necesario retirar toda clase de basuras y obstáculos que impidan el recorrido del agua, generalmente desbordamientos y posibles daños de esta.

ANEXO 2. MANTENIMIENTO CORRECTIVO Y PREVENTIVO

En el nivel bajo de complejidad, las labores de mantenimiento serán preferiblemente correctivas.

Control de sedimentos

Para los niveles bajo y medio de complejidad, debe mantenerse control sobre la disposición de los sedimentos retenidos por el desarenador. Los sedimentos deben retornar al río o a la fuente aguas abajo de las estructuras de captación. En caso de que esto no sea factible los sedimentos deben depositarse en zonas adecuadas previamente.

Todas las estructuras que formen parte de la obra de aducción o conducción deben tener programas de mantenimiento correctivo y preventivo, de acuerdo con los siguientes requisitos:

- En el nivel bajo de complejidad, las labores de mantenimiento serán básicamente de tipo correctivo.

Suspensión del servicio por mantenimiento programado

En caso de que sea necesario suspender el servicio de la aducción por labores de mantenimiento programado, ésta debe limitarse a los siguientes períodos:

- Para el nivel bajo de complejidad. la suspensión del servicio tendrá una duración máxima de 48 horas.

Lavado y limpieza de las estructuras de la obra de captación

Canales: Para el nivel bajo de complejidad se recomienda lavado y limpieza anual

Rejillas: El mantenimiento de las rejillas debe cumplir el siguiente requisito:

- Para el nivel bajo de complejidad se recomienda un mantenimiento estructural y estético de la una vez cada año.

Desarenadores: En el caso de los desarenadores debe hacerse mantenimiento estructural y mecánico de todos los elementos que lo conforman, como difusores de flujo, uniformizadores de flujo, compuertas, válvulas, vertederos, etc., teniendo en cuenta los siguientes requisitos:

- Para el nivel bajo de complejidad se recomienda un mantenimiento al menos una vez al año.

Además, dependiendo del nivel de complejidad del sistema debe tenerse en cuenta los siguientes aspectos:

- Para los niveles bajo y medio de complejidad no deben localizarse válvulas de corte a lo largo de la línea, sino al inicio y al final de la conducción con diámetros nominales iguales al diámetro nominal de la tubería utilizada.

Registro de mantenimientos

Siempre que se hagan labores de mantenimiento en las aducciones o conducciones, deben seguirse los siguientes requisitos:

- Para los niveles bajo y medio de complejidad se recomienda anotar la fecha, el daño ocurrido, la causa del daño, los repuestos utilizados y el procedimiento de reparación.

Disponibilidad de repuestos

En el caso de que se requieran repuestos para las labores de mantenimiento de las estructuras y/o accesorios que conforman las aducciones o conducciones, deben tenerse en cuenta los siguientes requisitos:

- Para el nivel bajo de complejidad, la consecución y localización in situ de los repuestos debe hacerse en una semana como máximo.

Limpieza de canales

En caso de que la captación incluya un canal, deben hacerse limpiezas de mantenimiento teniendo en cuenta los siguientes requisitos:

- Para el nivel bajo de complejidad, el canal de aducción debe limpiarse cuando la capacidad hidráulica máxima de éste se reduzca 20%, o una vez al año.

ANEXO 3. RED DE DISTRIBUCIÓN (TABLA 14)

ACUEDUCTO SANTA HELENA

RED DE DISTRIBUCIÓN

$q = (L/s \cdot Viv.) =$ C.M.H / Viv = 0.0583 L/s * Vivienda

LONG. TOTAL
REAL=

107.84 m

NIVEL ESTÁTICO = 1164.18 m

Tramo		Abscisa		COTA TERRENO		Lon. Real m.	Presión Estática	Presión Total	Dia.Nom. Pulg.	RDE	Dia.Ext. Pulg.	Clase Tubería	Espes. Pulg.
Inic.	Fin.	Inicial	Final	Inicial	Final								
T	A	K0+000.00	K0+009.85	1164.18	1164.12	9.85	46.36	46.36	0.75	21	1.05	PVC	0.05
A	B	K0+009.85	K0+011.40	1164.12	1164.19	1.55	46.29	46.29	0.50	13.5	0.84	PVC	0.06
B	C	K0+011.40	K0+005.83	1164.19	1162.18	5.92	48.30	48.30	0.50	13.5	0.84	PVC	0.06
C	D	K0+005.83	K0+008.06	1162.18	1162.43	2.24	48.05	48.05	0.50	13.5	0.84	PVC	0.06
D	E	K0+008.06	K0+005.39	1162.43	1162.25	2.68	48.23	48.23	0.50	13.5	0.84	PVC	0.06
E	F	K0+005.39	K0+010.77	1162.25	1164.18	5.72	46.30	46.30	0.50	13.5	0.84	PVC	0.06
F	G	K0+010.77	K0+044.91	1164.18	1163.15	34.16	47.33	47.33	0.50	13.5	0.84	PVC	0.06
G	H	K0+044.91	K0+008.25	1163.15	1165.11	36.71	45.37	45.37	0.50	13.5	0.84	PVC	0.06
H	I	K0+008.25	K0+017.26	1165.11	1165.28	9.01	45.20	45.20	0.50	13.5	0.84	PVC	0.06

CONTINUACIÓN DE LA TABLA 14. RED DE DISTRIBUCIÓN

Presión estática 46.30 m NIVEL ESTÁTICO = 1165.68 m

Dia.Int. Pulg.	Caudal Lts/seg	Veloc. Mts/seg	PERDIDAS (m)		COTA ALT. TOTAL		COTA PIEZOMETRICA		Presión	Punto
			Unitaria	Total	Inicial	Final	Inicial	Final	Dinámica	
0.95	0.83	1.925	0.1466	1.44	1165.68	1164.24	1165.68	1164.05	47.80	A
0.72	0.77	3.152	0.5083	0.79	1164.24	1163.45	1164.05	1162.94	47.08	B
0.72	0.71	2.913	0.4393	2.60	1163.45	1160.85	1162.94	1160.41	50.90	C
0.72	0.65	2.674	0.3749	0.84	1160.85	1160.01	1160.41	1159.64	48.89	D
0.72	0.59	2.435	0.3152	0.84	1160.01	1159.16	1159.64	1158.86	49.07	E
0.72	0.53	2.196	0.2603	1.49	1159.16	1157.67	1158.86	1157.43	47.79	F
0.72	0.48	1.957	0.2103	7.18	1157.67	1150.49	1157.43	1150.30	54.51	G
0.72	0.42	1.718	0.1652	6.06	1150.49	1144.43	1150.30	1144.28	51.43	H
0.72	0.36	1.479	0.1252	1.13	1144.43	1143.30	1144.28	1143.19	46.33	I

ANEXO 4. CARTA DE ACUATECNICA, PRESUPUESTO Y PLANO EN PLANTA DE LA MINIPACK



ACUATECNICA LTDA.

AL COMITÉ DE ASISTENCIA TÉCNICA



Bogotá, D.C. Octubre 26 de 2010

CT-192-10

Señores
DIRECCION DE ASISTENCIA TECNICA AGROPECUARIA Y DEL MEDIO AMBIENTE
Att. Ing. Ayda Isabel Sánchez
Mail esayda25@hotmail.com
Neiva, Huila

Ref. Planta de tratamiento de agua Acueducto Veredal de Santa Helena, Corregimiento Rio Ceibas, Huila

Apreciados Señores:

De acuerdo a los datos recibidos, les estamos anexando proyecto y presupuesto para el suministro y puesta en operación de PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA para hasta 2,0 lps, para el acueducto de la referencia que trabajará con aguas superficiales (quebrada Santa Helena, que llegan a gravedad.)

Nos hemos basado en los datos recibidos sobre caudales, características del agua cruda según análisis recibido y que se trata de aguas superficiales de baja turbidez y color y sin hierro por lo cual se ha optado por el modelo MINIPACK-2 que es una unidad muy completa eficiente fácil de transportar y de operar y adecuada a sus necesidades.

NOTA: TRATAR DE UBICAR LA PLANTA Y EL TANQUE DE ALMACENAMIENTO EN UN LUGAR DE FACIL ACCESO VEHICULAR PARA GARANTIZAR TANTO EL TRANSPORTE DE LA PLANTA COMO SU POSTERIOR CONTROL DE OPERACION

Nuestra compañía viene cubriendo el ramo de tratamiento de aguas en Colombia desde el año del 1963, o sea que nuestra experiencia en el país es de 45 años, empleando siempre la tecnología más avanzada y adecuada a nuestro medio. Es así como en este tiempo hemos desarrollado tan diferentes sistemas de tratamiento como necesidades se han presentado en municipios grandes, medianos y pequeños, hospitales, clínicas, campamentos petroleros, condominios recreacionales, unidades habitacionales, plantaciones agrícolas, instalaciones avícolas y ganaderas, ingenios azucareros y todo tipo de industrias.

Somos miembros de número de la American Water Works Ass. (A.W.W.A.), de la Asociación Interamericana de Ingeniería Sanitaria y Ambiental (AIDIS), de la Asociación Colombiana de Ingeniería Sanitaria y Ambiental (ACODAL), del National Swimming Pool Institute, etc. y cumplimos con todas las normas de estas entidades y por supuesto con las establecidas en Colombia por Salud Pública tanto para aguas de consumo humano como para los vertimientos de aguas residuales, etc.

La planta ofertada es construida exclusivamente por ACUATECNICA LTDA. bajo licencia para Colombia, debidamente registrada en el MINDESARROLLO con CERTIFICADO DE CALIDAD SIC. No. C.I.4200-6601 y se encuentra operando en muchos sitios veredales en el país. La E.A.A.B atiende varios sistemas veredales en la zona de Usme con estas Plantas, lo mismo la Gobernación de Santander pues son muy apreciadas debido a su operación hidráulica, simplicidad de manejo, bajo mantenimiento, ausencia de partes mecánicas, pero en especial por su alta eficiencia y también gracias al servicio permanente de asistencia técnica, mantenimiento y repuestos que ofrece la Cía.

ACUATECNICA LTDA
Fernando Faccini R.
Gerente

DESCRIPCION Y COTIZACION

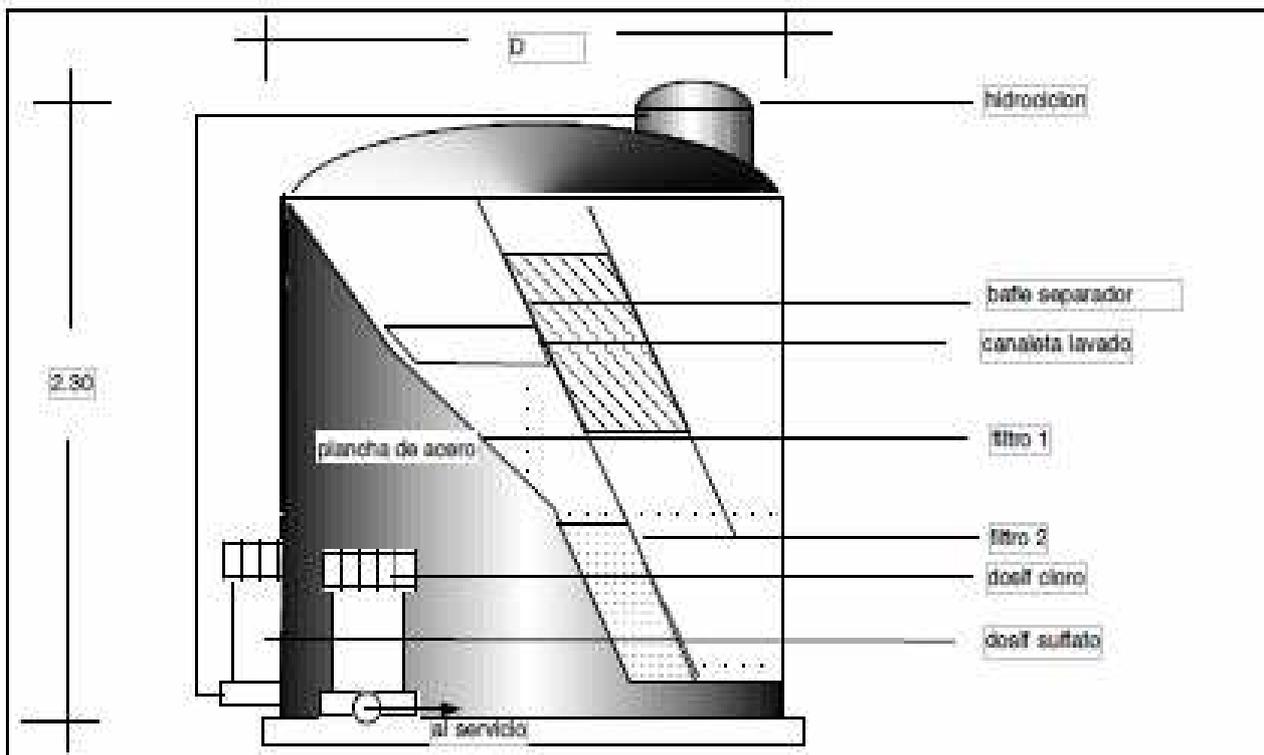
PLANTA COMPACTA HIDRAULICA "MINIPACK"-2 PARA HASTA 2,0 L. P. S.

Constado: item. Cant.	Descripción
1.1 1	CONTENEDOR , de la unidad total construido en acero calificado norma ASTM A-283 calibre 1/4, de 2,30 Mts de altura, CIRCULAR, para trabajar a presión conteniendo:
1.2 1	MEZCLADOR , En Línea vortex, para iniciar contacto del coagulante con el agua, ubicado en la base del dosador.
1.3 1	SEPARADOR , de sólidos disueltos del tipo Hidrocicl—de alta eficiencia.
1.4 1	FLOCULADOR , compuesto por cámara interna conoide, de flujo decreciente, con su pantalla deflectora.
1.5 1	SEDIMENTADOR , construido en compartimiento interno en acero, con baffle de separación, y módulo de sedimentación en bloque en material plástico tipo Colmena.
1.6 2	FILTROS A PRESION , sumergidos en compartimiento interno, bajo el sedimentador, construidos para operación, vertical descendente. Llevarán sus falsos fondos provistos de boquillas (hidroesferas microranura) balanceadas hidráulicamente para producir en el retrolavado un efecto defrote de partículas, construidos en material inerte a la corrosión, hechos en ABS o Kinar de alto impacto, llevarán su trampad de desfogue de aire, lechos filtrantes, conducto interno para su retrolavado, flauta rociadora de entrada juego de válvulas de operación e inversión de flujo tipo esfera con giro de 90°.
1.7 2	DOSIFICADORES , serán del tipo Poot-feeder cerrados para dosificar en línea sulfato de aluminio en cristal e hipoclorito de Calcio en pastilla.
1.9 1	CONTROLES que comprenden el suministro de las válvulas de tipo waffle con giro de 90° de apertura rápida, con sus conexiones y accesorios, para control de entrada de agua cruda, salida de agua tratada, desfogue de lodos del floculador y del sedimentador. Manómetro indicador de pérdida de presión y aforador de agua tratada tipo flujómetro en línea
1.10 1	ACABADOS , Limpieza general de superficies, con rasqueta, desoxidantes y desengrasantes químicos, pintura general de superficies con cromato de zinc y epóxico para las partes internas y esmalte de presentación blanco para las externas.

LIMITES: Nuestro trabajo comprende entregar la Planta totalmente lista para su funcionamiento, en brida de entrada de agua cruda y brida de salida de agua tratada y desagües cero metros de distancia de la Planta.

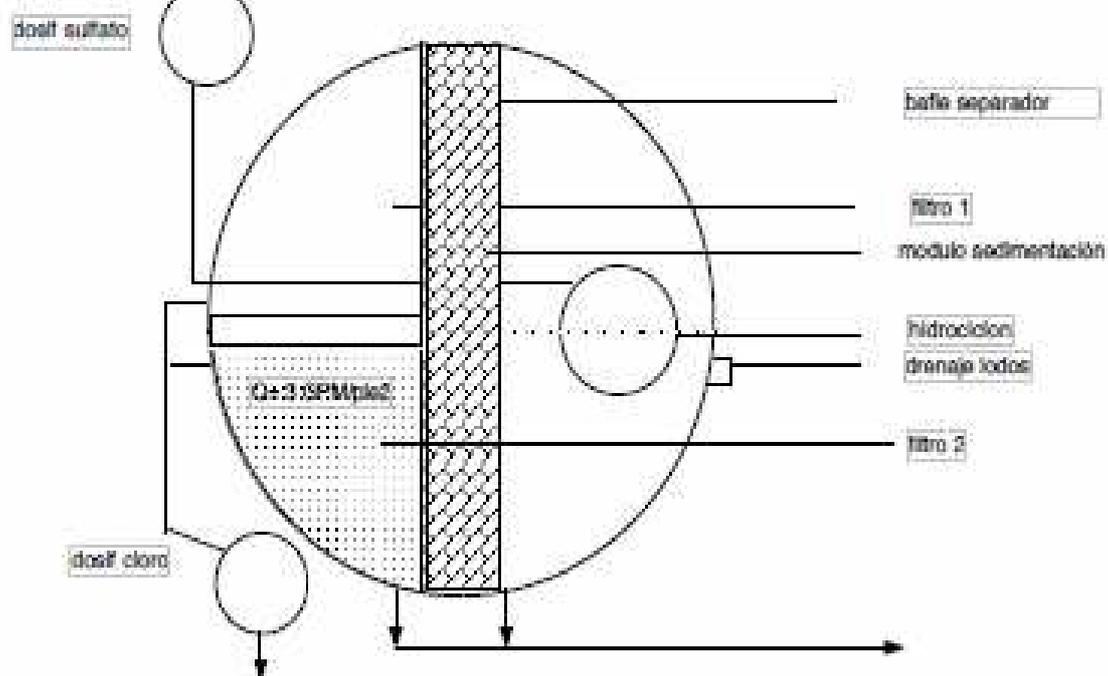
VALOR TOTAL PLANTA DESCRITA

\$ 53'561.000 + IVA



agua cruda

VISTA LATERAL



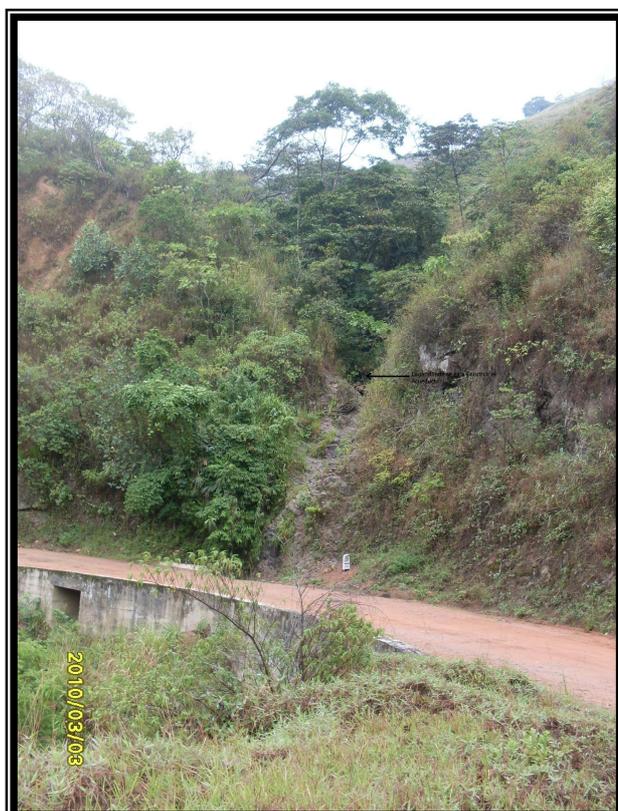
peso unidad para despacho 1250 kls

PROYECTO: PLANTAS MINIPACK VP		TÍTULO: Planta diagrama flujo			
 ACUATECNICA LTDA. INGENIERIA AMBIENTAL Y SANITARIA	Fecha:	Escala:	Ind:	Archivos:	Elaborado:
	Diseño:	Verificó:	Aprobó:	Revisó:	

ANEXO 5. FOTOS



Lugar donde se va a construir la bocatoma



BIBLIOGRAFIA

- Elementos de Diseño para Acueducto y Alcantarillados, Ricardo Alfredo López Cualla.
- Ana Otilia Cuervo Arevalo, Líder comunitario, Campo laboral zona rural. Encontrado el día Marzo 15 de 2010
- <http://feederico.com/que-es-un-acueducto/> encontrado el día 14 de febrero de 2010
- <http://es.wikipedia.org/wiki/Acueducto> encontrado el día 10 de Mayo de 2010
- <http://documentos.arg.com.mx/cgi-bin/search.cgi?query=acueducto> encontrado el día 6 de Julio de 2010.
- Enciclopedia Libre Universal, publicada en español bajo la licencia Creative Commons de "http://es.wikipedia.org/wiki/Acueducto. Encontrado el 1 de Agosto de 2010
- Ing. Adolfo GUITELMAN, Ing. Luis E. PÉREZ FARRÁS, Ing. Sandra M. PÉREZ, Acueductos a presión, 2005
- Resolución No.1096 del 17 de Noviembre de 2.000 que adopta el reglamento Técnico de Agua Potable y Saneamiento Básico – RAS (Titular B y C).
- <http://www.hydrocloro.com/Site/Productos/Ahorros/DificultadesEvitadas.html>

PLANOS