

Nota de aceptación

Aprobado

Alfonso S
_____ Firma jurado

PS
_____ Firma jurado

Neiva, 25 de Enero 2011

Agradecemos el apoyo recibido por nuestras familias que estuvieron incondicionalmente brindando bienestar, seguridad y motivación, así como el de las personas que estuvieron en el proceso de realización del proyecto guiando de una forma amable, sincera y honesta.

**ESTUDIOS Y DISEÑO DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO PARA LA VEREDA
ARMENIA, MUNICIPIO DE COLOMBIA-HUILA.**

**WILLIAM BARRERO VEGA
EDGAR LEONARDO CAMERO**

**UNIVERSIDAD SURCOLOMBIANA.
FACULTAD DE INGENIERIA.
INGENIERÍA AGRÍCOLA
NEIVA, HUILA.**

2011

**ESTUDIOS Y DISEÑO DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO PARA LA VEREDA
ARMENIA, MUNICIPIO DE COLOMBIA-HUILA.**

**WILLIAM BARRERO VEGA
EDGAR LEONARDO CAMERO**

**TRABAJO DE GRADO PARA OPTAR EL TITULO
DE INGENIERO AGRICOLA**

**Director
JAIME IZQUIERDO BAUTISTA
INGENIERO AGRÍCOLA**

**UNIVERSIDAD SURCOLOMBIANA.
FACULTAD DE INGENIERIA.
INGENIERÍA AGRÍCOLA
NEIVA, HUILA.**

2011

Contenido

INTRODUCCION.....	1
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	2
OBJETIVOS.....	3
ANTECEDENTES	5
1. MARCO TEORICO	6
1.1 SISTEMAS DE ACUEDUCTOS	6
1.1.1 BOCATOMA	6
1.1.1.2 Aducción Bocatoma Desarenador.....	7
1.1.2 Desarenador	7
1.1.3 Conducción	8
1.1.4 Tanque de Almacenamiento.....	8
1.1.5 Sistema de la red de distribución.....	8
2. METODOLOGÍA.....	9
2.1 UBICACIÓN DEL HUILA EN COLOMBIA.....	9
2.2 UBICACIÓN DE LA VEREDA LA ARMENIA EN EL MUNICIPIO DE COLOMBIA	10
2.3 CARACTERÍSTICAS DE LA LOCALIDAD	11
2.3.1 Ubicación	11
2.3.2 Climatología	11
2.3.3 Geografía.....	11
2.3.3 Hidrografía	11
2.3.4 Uso de Suelo	12
2.3.5 Acceso a la localidad.....	12
2.3.6 Aspectos urbanísticos	12
2.3.7 Aspectos demográficos	12
2.3.8 Recursos de la Comunidad	12

2.3.9 Energía Eléctrica.....	13
2.3.10 Educación	13
2.3.11 Condiciones Sanitarias.....	13
2.3.12 Acueducto.....	13
2.3.13 Calidad de aguas	13
2.4 TRABAJO DE CAMPO.....	13
2.5 TRABAJO DE OFICINA	13
2.6 DISEÑO.....	14
3.0 DISEÑO DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO VEREDA ARMENIA, MUNICIPIO DE COLOMBIA.....	15
3.1 NIVEL DE COMPLEJIDAD	15
3.2 CALCULO DE LA POBLACION	15
3.3 DOTACIONES	16
3.3.1 DOTACIÓN NETA.....	16
3.3.2 DOTACIÓN BRUTA	17
3.4 PERIODO DE DISEÑO	17
3.5 DEMANDA.....	17
3.5.1 CAUDAL MEDIO DIARIO (Qmd):	17
3.5.2 CAUDAL MAXIMO DIARIO (QMD):.....	17
3.5.3 CAUDAL MAXIMO HORARIO:.....	18
3.6 DISEÑO DE LA CAPTACION	18
3.7 Diseño de la Presa	18
3.7.1 Aforo de la Quebrada Las playas.....	19
3.7.2 Altura de la lámina de agua.....	19
3.7.3 Contracciones Laterales.....	20
3.8 DISEÑO DEL CANAL DEL CANAL DE ADUCCIÓN.....	20
3.9 Calculo de la rejilla.....	21
3.10 NIVELES EN EL CANAL DE ADUCCIÓN.....	24

3.11 DISEÑO DE LA CAMARA DE RECOLECCION.....	26
3.12 CAMARA DERIVADORA.....	27
3.12.1 Cálculos de los muros de contención (Hmc)	28
3.12.2 Calculo del caudal de excesos	28
3.13 DISEÑO LINEA DE CONDUCCIÓN BOCATOMA - DESARENADOR	30
3.14 DESARENADOR	35
3.14.1 Velocidad de sedimentación ¹⁶ :	36
3.14.2 Tiempo en que tarda la partícula en llegar al fondo:.....	36
3.14.3 Periodo de retención hidráulico:.....	36
3.14.4 Volumen del tanque:.....	36
3.14.5 Área de la superficie del tanque:.....	36
3.14.6 Dimensiones del tanque:	36
3.14.7 Carga hidráulica superficial para el tanque:	37
3.14.8 Velocidad crítica:	37
3.14.9 Velocidad horizontal:	37
3.14.10 Dimensiones del desarenador:	37
3.14.11 Calculo de elementos del desarenador:	37
3.15 TANQUE DE ALMACENAMIENTO.....	39
3.16 REDES DE DISTRIBUCION.....	40
3.16.1 RESUMEN TUBERÍAS DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN.....	42
Tabla N°2 Resumen tubería longitud y caudales	42
3.16.2 CALIDAD DE AGUA.....	43
4. POTABILIZACIÓN.	44
5. DISEÑO ESTRUCTURAL	45
5.1 MURO FRONTAL	46
5.1.2. CAMARA DERIVADORA.....	48
6.1 MUROS LATERALES Y PRINCIPALES	50

6.2 MUROS (CARA INTERIOR).....	51
6.3 CALCULO DE LA PLACA DE FONDO.....	52
6.4 CALCULO DE LA TAPA DEL TANQUE.....	53
6.5 CAMARA DE AQUIETAMIENTO.....	54
7. CALCULO ESTRUCTURAL TANQUE DE ALMACENAMIENTO ARMENIA, COLOMBIA-PARA SISTEMA POR GRAVEDAD (64 M3).....	56
7.1 MUROS EXTERIORES (CARA EXTERNA).....	56
7.2 MUROS EXTERIORES (CARA INTERNA).....	57
7.3 DISEÑO DE LA TAPA DEL TANQUE.....	59
7.4 DISEÑO DE LA PLACA DE FONDO.....	60
8. PRESUPUESTO.....	63
9. CONCLUSIONES.....	73
BIBLIOGRAFIA.....	75
ANEXOS.....	76

LISTA DE FIGURAS

Figura N°1 Bocatoma de fondo.....	6
Figura N°2 Rejilla.....	6
Figura N°3 Desarenador.....	7
Figura N°4 Sección del cauce de la fuente.....	19
Figura N°5 Perfil del canal de aducción.....	24
Figura N°6 Corte de la cámara de recolección.....	27
Figura N°7 Conducción Bocatoma-Desarenador.....	30

LISTA DE TABLAS

Tabla N°1 Proyección de la población a 25 años.....	16
Tabla N°2 Resumen tubería longitud y caudales.....	42
Tabla N°3 Resumen de usuarios caudales y presiones disponibles.....	43

LISTA DE ANEXOS

ANEXO 1. AFORO DE LA QUEBRADA LAS PLAYAS.....	77
ANEXO 2. CALIDAD DEL AGUA.....	80
ANEXO 3. SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE.....	83
ANEXO 4. CUADRO HIDRÁULICO.....	84
ANEXO 5. PLANOS.....	95

INTRODUCCION

En las zonas rurales, el recurso hídrico y la eficiencia de su distribución debe ser tratado con detalle, ya que puede generar riesgos en temas de la salud y bienestar social, las poblaciones que se encuentran ubicadas en lugares poco accesibles padecen en mayor proporción falencias de este tipo. Es la Alcaldía Municipal la encargada de solucionar este tipo de problemas, por lo tanto debe conocer a fondo las necesidades de cada una de sus regiones, elaborar los estudios encaminados a dar solución técnica y buscar los recursos económicos necesarios con el propósito de llevar a cabo estos ambiciosos proyectos que buscan suplir las necesidades básicas, disminuir la migración de los campesinos a la ciudad y mejorar la economía familiar entre otros beneficios.

Con los presentes Estudios y Diseños, se pretende dar la cobertura del servicio de acueducto al 100% de las viviendas que componen la Vereda Armenia del municipio de Colombia, departamento del Huila; se presenta finalmente el diseño completo del sistema de Acueducto, el cual incluye el diseño de las estructuras de captación, desarenador, tanque de almacenamiento, el cálculo hidráulico de las redes de aducción y conducción, potabilización y el presupuesto. Para el diseño se siguió la metodología propuesta por el Reglamento Técnico de Agua Potable y Saneamiento Básico RAS-2000 y su Resoluciones modificatorias 1096/2000 y 2320/2009 del Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial.

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

En las zonas rurales del departamento del Huila, los acueductos y alcantarillados son sistemas imprescindibles para el desarrollo de la población y para evitar los altos índices de morbilidad causados por consumir el líquido sin ningún tipo de tratamiento, presentándose un problema de tipo social y ambiental.

En la actualidad los habitantes de la vereda Armenia, municipio de Colombia, no cuentan con un sistema de distribución del agua idóneo que cumpla con las características básicas que aseguren el suministro y calidad del líquido consumido diariamente; por su parte, los habitantes del sector construyen instalaciones alternativas, como la conducción del líquido a través de mangueras, guadua y canales artesanales o transportándola en forma manual; procedimientos en los que se utilizan las aguas lluvias, pozos y quebradas cercanas.

Esta situación se puede mitigar con la mejora del saneamiento público y la provisión de agua limpia. Se presenta esta propuesta con el fin de implementar el sistema de Acueducto Rural para mejorar el nivel de vida de los habitantes de la zona mediante un sistema económico y de fácil operación.

OBJETIVOS

GENERAL

Realizar los estudios y diseños de las diferentes estructuras hidráulicas necesarias para suplir de agua apta para el consumo humano a los habitantes de la vereda Armenia del municipio de Colombia.

ESPECÍFICOS

- Identificar la necesidad de agua que tiene la vereda Armenia del Municipio de Colombia.
- Diseñar las estructuras hidráulicas, de bajo costo y adaptándose a la topografía del terreno.
- Estimar costos totales de la obra teniendo en cuenta los precios actuales de materiales.

JUSTIFICACION

El municipio de Colombia Huila es caracterizado por su riqueza en fuentes hídricas, dentro de las cuales se encuentran: la Subcuenca del río Cabrera y las micro cuencas de los ríos Ambicá y Venado, así como diferentes quebradas y lagunas, las cuales son fuentes que pueden ser aprovechadas para el consumo humano.

En la vereda Armenia se ubican las afluentes del Río Ambicá las quebradas La Alegría, Las Playas y Mal Paso.

Dentro del Plan de Ordenamiento Territorial del municipio, se encuentra como estrategia de solución a sus problemas, el diseño y construcción de acueductos para disminuir los riesgos de enfermedades y brindar a los habitantes agua disponible en todo momento.

La problemática existente con el suministro de agua potable en algunas comunidades rurales del Departamento del Huila, hace que los pobladores de estas zonas busquen soluciones individuales al suministro de agua, aprovechando las aguas lluvias, pozos, quebradas cercanas y conduciéndola con manguera o de forma manual; prácticas inadecuadas e insuficientes que provocan dificultades en su desarrollo social y económico.

Este proyecto pretende solventar esta necesidad, y para esto realizaron los estudios y cálculos necesarios cumpliendo la normatividad colombiana para la construcción de un acueducto rural para la vereda Armenia del Municipio de Colombia (Huila), que beneficiará a 252 personas integradas en 42 familias, y así, solucionar el problema del suministro de agua apta para el consumo humano.

ANTECEDENTES

En la actualidad los habitantes de la vereda Armenia, municipio de Colombia, están buscando soluciones individuales al suministro de agua, con el aprovechamiento de las aguas lluvias, pozos, quebradas cercanas y conduciéndola con manguera o de forma manual; prácticas inadecuadas e insuficientes que provocan dificultades en su desarrollo social y económico

La solución planteada para este déficit es la construcción de un sistema de acueducto eficiente de bajos costos y fácil operación para la población actual beneficiada (42 familias).

El sistema proyectado incluye bocatoma de fondo, aducción, desarenador, conducción, sistema de potabilización, tanque de almacenamiento y red de distribución.

En las zonas rurales, del departamento del Huila los acueductos y alcantarillados son sistemas imprescindibles para el desarrollo de la población y para evitar los altos índices de morbilidad causados por consumir el líquido sin ningún tipo de tratamiento presentándose un problema de tipo social, ambiental debido a que no se están dando los tratamientos adecuados a las aguas para el consumo humano.

Estas enfermedades se pueden prevenir con la mejora del saneamiento público y la provisión de agua limpia. La construcción de acueductos ayuda a contener las enfermedades causadas por el agua no tratada.

Se presenta una propuesta con el fin de implementar los sistemas de Acueducto rural para mejorar el estilo de vida de los habitantes de la zona y además será un sistema económico y de fácil operación.

1. MARCO TEORICO

1.1 SISTEMAS DE ACUEDUCTOS

El sistema de acueducto está constituido por diversos subsistemas (bocatoma bombeos, Sistemas de Tratamiento, tanques de almacenamiento, aducciones y conducciones).

1.1.1 BOCATOMA

Una bocatoma, o captación, es una estructura hidráulica destinada a derivar desde unos cursos de agua, río, arroyo, o canal; o desde un lago, una parte del agua disponible en esta, para ser utilizada en un fin específico, como pueden ser abastecimiento de agua potable, riego, etc.

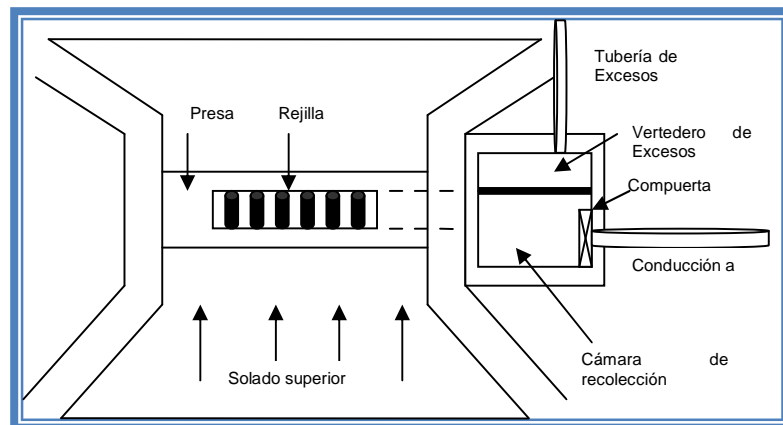


Figura N°1 Bocatoma de fondo – Planta (adaptado por López Cualla)¹.

El agua se capta a través de una rejilla colocada en la parte superior de una presa, que a su vez se dirige en sentido normal de la corriente. El ancho de la presa puede ser igual o menor que el ancho del río.

1.1.1.1 Rejilla:

Esta se coloca sobre el canal de aducción que se encuentra dentro de la presa. El ancho mínimo es 40cm y el largo mínimo es 70 cm.

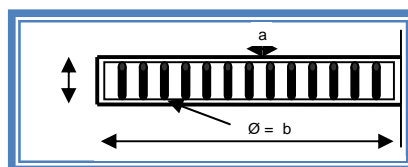


Figura N°2 Rejilla – Planta (adaptado por López Cualla)²

¹ Alfredo Ricardo López Cualla. Elementos de diseño para acueductos y alcantarillado. : Diseño de la bocatoma de fondo. Escuela Colombiana de de Ingeniería. Santa fé de Bogotá. : 1995. p82.

1.1.1.2 Aducción Bocatoma Desarenador

El canal de aducción conecta la bocatoma con el desarenador; tiene una transición de entrada, una curva horizontal y un tramo recto, paralelo a la corriente natural, hasta el desarenador. Es un canal de baja pendiente y régimen tranquilo que se diseña para recibir los caudales de aguas altas que pueden entrar por la toma. En la práctica es preferible que sea de corta longitud y en algunos casos, cuando las condiciones topográficas de la zona de captación lo permiten, se elimina el canal de aducción y el desarenador se incluye dentro de la estructura de la bocatoma.

1.1.2 Desarenador

El desarenador es una estructura hidráulica que tiene 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.

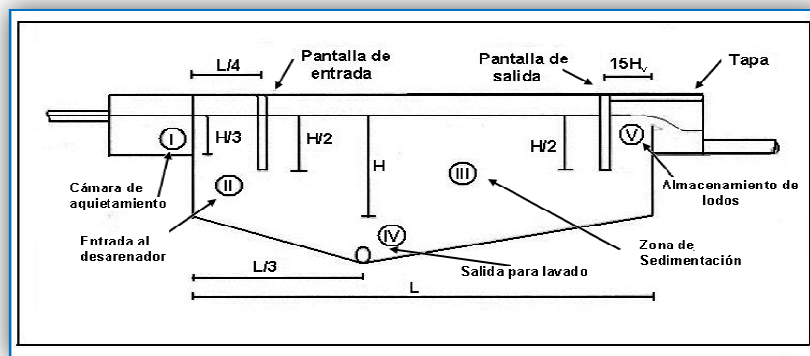


Figura N°3 Desarenador (adaptado por López Cualla)³.

1.1.2.1 Zona de entrada (I)

Cámara donde se disipa la energía del agua que llega con alguna velocidad de la captación. En esta zona se orientan las líneas de corriente mediante un dispositivo denominado pantalla deflectora, a fin de eliminar turbulencias en la zona de sedimentación, evitar chorros que puedan provocar movimientos rotacionales de la masa líquida y distribuir el afluente de la manera más uniforme posible en el área transversal.

1.1.2.2 Zona de sedimentación (II)

Sus características de régimen de flujo permiten la remoción de los sólidos del agua. La

² Alfredo Ricardo López Cualla. Elementos de diseño para acueductos y alcantarillado. : Diseño de la bocatoma de fondo. Escuela Colombiana de de Ingeniería. Santa fé de Bogotá. : 1995. p85.

³ Alfredo Ricardo López Cualla. Elementos de diseño para acueductos y alcantarillado. : Desarenador. Escuela Colombiana de de Ingeniería. Santa fé de Bogotá. : 1995. p154.

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.

1.1.2.3 Zona de lodos (IV)

Recibe y almacena los lodos sedimentados que se depositan en el fondo del desarenador. Entre el 60% y el 90% queda almacenado en el primer tercio de su longitud. 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.

1.1.2.4 Zona de salida (V)

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.

1.1.3 Conducción

Esta se considera una conducción a presión este tipo de conducción es más corta que a una conducción por escurrimiento libre, ya que no requiere seguir una línea de pendiente determinada. Al estudiar el trazado de la tubería, se debe tener en cuenta la posición de esta en relación con la línea piezométrica. De acuerdo con la topografía existente se obtendrán diferentes esquemas de trazados.

1.1.4 Tanque de Almacenamiento.

Es una estructura en concreto reforzado cuya función es compensar las variaciones del consumo, almacenando agua en las horas de bajo consumo y surtiendo en horas de máximo consumo. Se diseña con base en el consumo máximo diario (Q.M.D.), para nivel de complejidad BAJO, y el RAS 2000.

1.1.5 Sistema de la red de distribución

La red de distribución se define como el conjunto de tuberías cuya función es suministrar el agua potable a los consumidores de la localidad en condiciones de cantidad y calidad aceptables.

1.1.5.1 Golpe de Ariete.

Una columna de líquido moviéndose tiene inercia, que es proporcional a su peso y su velocidad.

2. METODOLOGÍA

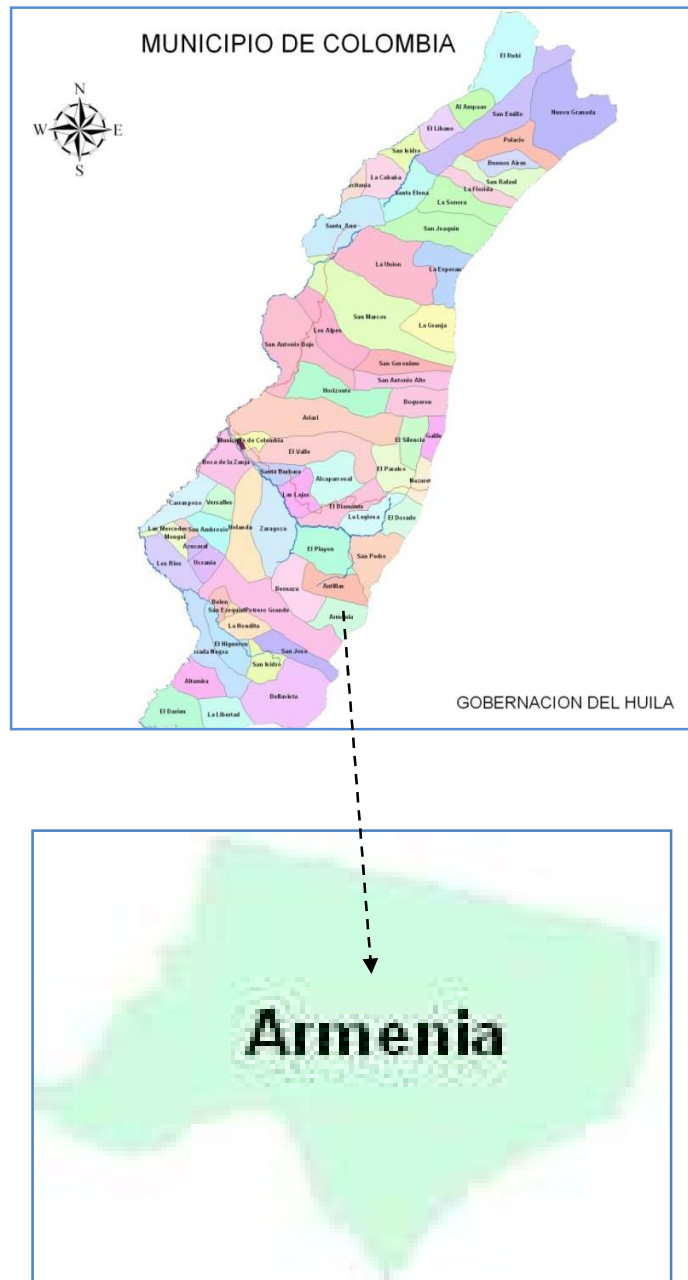
2.1 UBICACIÓN DEL HUILA EN COLOMBIA.

MAPA N°1 Localización del proyecto.



2.2 UBICACIÓN DE LA VEREDA LA ARMENIA EN EL MUNICIPIO DE COLOMBIA

Mapa N°2 Localización del proyecto dentro del municipio



2.3 CARACTERÍSTICAS DE LA LOCALIDAD

2.3.1 Ubicación

La cobertura geográfica del servicio de abastecimiento de agua potable está prevista para atender mediante el sistema de acueducto por gravedad La Vereda Armenia, la cual se encuentra ubicada aproximadamente a 30 kilómetros del perímetro urbano del Municipio de Colombia Huila en las coordenadas geográficas +3° 14' 45.64" de latitud y - 74° 45' 42.14" de longitud.

2.3.2 Climatología

La vereda Armenia, presenta las siguientes características. Altitud de 1550 m.s.n.m, la temperatura promedio es de 21°C, la Humedad relativa es de 53.9%, una precipitación promedio anual a los 1000 mm, y evaporación promedio anual de 2040 mm.

2.3.3 Geografía

Es una región predominantemente montañosa. Se encuentra ubicada en la Cordillera Oriental. Presenta terrenos arcillosos, quebrados, escarpados, suelos con altas pendientes, y con alto nivel de erosión. El Municipio de Colombia tiene suelos de características variadas, relacionadas con los diferentes materiales de origen, relieve, pendientes y variaciones de clima. Por su localización geográfica, y sus condiciones climáticas, estas tierras son consideradas áreas estratégicas para la conservación de agua flora y fauna por ser sistemas de páramo en su estado natural.

2.3.3 Hidrografía

Las características latitudinales, climáticas y topográficas del municipio hacen que sea una región productora de agua. La red hidrográfica del municipio está comprendida por la Subcuenca del río Cabrera, afluente del río Magdalena y las microcuencas de los ríos y cursos mayores de caudal permanente y abundante que finalmente desaguan en el río Cabrera.

La tierra árida de la cabecera municipal y a sus alrededores están bañadas por los ríos Cabrera y Ambicá, los cuales pertenecen al grupo de las corrientes superficiales mas caudalosas del departamento del Huila.

El río Ambicá nace en el páramo del Rucio, sitio conocido como el diviso, sobre la cordillera oriental. Alcanza una extensión 34.965 hectáreas, una longitud de 31.7 kilómetros y un caudal de 10 mts cúbicos por segundo en tiempo de verano. Su corto recorrido y altas pendientes que caracterizan su relieve, la convierten en una corriente de amplia torrencialidad; es alimentado por la quebrada las Lajas, la Legiosa, el Purgatorio,

San Roque y el río Blanco. El río Ambicá desemboca en el río Cabrera un kilómetro abajo del casco urbano del municipio de Colombia⁴.

2.3.4 Uso de Suelo

Con la explotación de cultivos perennales como: el frijol tradicional con 550 hectáreas sembradas y una producción de 385 toneladas; frijol tecnificado, con 40 hectáreas y 60 toneladas; el maíz tradicional, con 900 hectáreas y 1260 toneladas; hortalizas varias, con 25 hectáreas y 125 toneladas; y la arveja con 130 hectáreas sembradas con una producción de 595 toneladas, los cuales se producen semestralmente.

Otros cultivos semipermanentes de mayor relevancia para la localidad son el lulo, con 70 hectáreas sembradas y una producción de 350 toneladas; el plátano intercalado, con 440 hectáreas y 1.271 toneladas; el plátano con 55 hectáreas y 385 toneladas, el tomate de árbol con 9 hectáreas y 56 toneladas y la papaya, con 10 hectáreas y 140 toneladas

Permanentemente se cultiva café con 1400 hectáreas sembradas aproximadamente y una producción anual de 1.050 toneladas; cacao con 260 hectáreas y 1820 toneladas; y la caña de azúcar la que utilizan en la industria artesanal de la panela especialmente en los ejes zonales de Monguí y Santa Ana.⁵

2.3.5 Acceso a la localidad

Desde Neiva se llega por carretera pavimentada al municipio de Colombia, y de la cabecera municipal a la vereda se llega en carretera destapada que se encuentra en malas condiciones.

2.3.6 Aspectos urbanísticos

Las viviendas se encuentran dispersas a lo largo de la vía principal a lado y lado de la misma o muy cerca de ella, y están construidas en su gran mayoría de material resistente como ladrillo tolete y en bahareque.

2.3.7 Aspectos demográficos

La localidad a favorecer con este estudio cuenta actualmente con 42 viviendas con un promedio de 6 habitantes/vivienda, por lo cual se beneficiarán 252 personas, donde el 25% corresponde a la población infantil.

2.3.8 Recursos de la Comunidad

Esta zona rural es bastante pobre, sus actividades económicas son la agricultura, su sustento se deriva de la explotación de productos agrícolas, principalmente café y para este proyecto la comunidad aportará la mano de obra no calificada que sea necesaria en el diseño y posteriormente en la construcción.

⁴ Elver L. Solórzano C., Fanny Jiménez Gaitán, José Dumar Hernández L, Rodrigo Bolaños M, Ccolombia Huila Ciudad de los Cardos – Realidades y Sueños; Academia Huilense de Historia, Colombia Huila; 2006 - Pagina – p22.

⁵ Elver L. Solórzano C., Fanny Jiménez Gaitán, José Dumar Hernández L, Rodrigo Bolaños M, Ccolombia Huila Ciudad de los Cardos – Realidades y Sueños; Academia Huilense de Historia, Colombia Huila; 2006 - Pagina – p32.

2.3.9 Energía Eléctrica

Las viviendas existentes cuentan con el servicio de energía eléctrica, para su funcionamiento, lo cual aumenta el nivel social y calidad de vida.

2.3.10 Educación

La comunidad de esta Vereda cuenta con una escuela rural, con los cinco niveles básicos de primaria, ubicada en la parte central de la vereda, y el nivel de bachillerato lo realizan en la cabecera del Municipio de Colombia.

2.3.11 Condiciones Sanitarias

Por ser una zona rural dispersa no cuentan con un sistema de alcantarillado de aguas servidas, a causa de lo anterior disponen de unidades sanitarias individuales del cual carecen de unas condiciones sanitarias normales, y en algunos casos sus necesidades las realizan a campo abierto o mediante letrinas con tanque séptico.

2.3.12 Acueducto

Actualmente los habitantes de estas localidades cuentan con un sistema de acueducto individual, que proviene de pequeños arroyos o fuentes de escorrentía, donde utilizan mangueras de polietileno para conducir el agua a sus viviendas; los que carecen de este servicio, deben transportar su agua en forma manual.

2.3.13 Calidad de aguas

En el Anexo 2 Calidad de Agua, se exponen los resultados de los estudios de calidad de agua pertenecientes a la fuente hídrica Quebrada Las Playas en el punto donde se construirá la bocatmoa del presente diseño.

2.4 TRABAJO DE CAMPO

Se realizaron visitas de campo, para tomar datos e información sobre, la población, caudales de la fuente las Playas de la vereda Armenia específicamente en el sitio de ubicación de la bocatoma, muestras de calidad de agua y reconocimiento del terreno para posibles viaductos y encofrados.

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.

2.5 TRABAJO DE OFICINA

Se revisó los criterios de Ricardo Alfredo López Cualla titulado ELEMENTOS DE DISEÑO PARA ACUEDUCTOS Y ALACANTARILLADOS, se realizó un ajuste de los de los datos topográficos y se consideró como eje central la metodología del Reglamento Técnico de Agua Potable y Saneamiento Básico RAS Títulos B Y C.

2.6 DISEÑO

Basados en la información de campo se elaboraron los estudios preliminares del diseño teniendo en cuenta el RAS 2000 en los cuales se calcula población, dotación, y demanda con parámetros como población actual, proyección y consumo.

Se realizaron los cálculos hidráulicos y estructurales de la bocatoma, desarenador y tanque de almacenamiento teniendo en cuenta el RAS 2000, elaboración de planos y presupuesto.

3.0 DISEÑO DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO VEREDA ARMENIA, MUNICIPIO DE COLOMBIA

3.1 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).

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

3.2 CALCULO DE LA POBLACION

- Población Actual: 42 viviendas con un promedio de 6 hab. /vivienda.
- Población Futura: Para seleccionar el método utilizado para el cálculo de la proyección de la población se tuvo en cuenta el nivel de complejidad tal como lo muestra la Tabla B.2.1 del RAS, y se seleccionó el método de proyección geométrica, el cual es permitido para el nivel bajo de complejidad según el RAS.

$$Pf = Pa (1 + r\%)^n$$

$$Pf = \text{Población futura}$$

$$Pa = 42 \text{ viviendas}$$

$$r\% = 2\% \text{ según datos del censo DANE por El Dpto. del Huila}$$

$$n = \text{Periodo de diseño} = 25 \text{ años}$$

$$Pa = \text{No, viviendas} \times \text{No. Hab. /viv.}$$

$$Pa = 42 \times 6 = 252 \text{ habitantes.}$$

$$\text{Población futura: } pf = pa(1 + 0,02)^{25}$$

$$pf = 252(1 + 0,02)^{25}$$

$$pf = 413 \text{ habitantes.}$$

La siguiente tabla muestra la proyección de la población desde el año 2010 hasta el 2035.

Tabla N°1 Proyección de la población a 25 años.

AÑO	Población	Dneta	Dbruta	IANC	Qmd	QMD
	N° Habitantes	Lt/Hab/Día	Lt/Hab/Día	N° Hab	L/s	L/s
2010	252	90	120	0	0,35	0,455
2011	257,04	90	120	0	0,357	0,4641
2012	262,18	90	120	0	0,3641	0,4734
2013	267,42	90	120	0	0,3714	0,4828
2014	272,77	90	120	0	0,3789	0,4925
2015	278,23	90	120	0	0,3864	0,5024
2016	283,79	90	120	0	0,3942	0,5124
2017	289,47	90	120	0	0,4020	0,5227
2018	295,26	90	120	0	0,4101	0,5331
2019	301,16	90	120	0	0,4183	0,5438
2020	307,19	90	120	0	0,4266	0,5546
2021	313,33	90	120	0	0,4352	0,5657
2022	319,60	90	120	0	0,4439	0,5771
2023	325,99	90	120	0	0,4528	0,5886
2024	332,51	90	120	0	0,4618	0,6004
2025	339,16	90	120	0	0,4711	0,6124
2026	345,94	90	120	0	0,4805	0,6246
2027	352,86	90	120	0	0,4901	0,6371
2028	359,92	90	120	0	0,4999	0,6499
2029	367,12	90	120	0	0,5099	0,6628
2030	374,46	90	120	0	0,5201	0,6761
2031	381,95	90	120	0	0,5305	0,6896
2032	389,59	90	120	0	0,5411	0,7034
2033	397,38	90	120	0	0,5519	0,7175
2034	405,33	90	120	0	0,5630	0,7318
2035	413,43	90	120	0	0,5742	0,7465

3.3 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 se determina la dotación neta.

3.3.1 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.

De la Tabla B.2.2 del Reglamento Técnico de Agua Potable y Saneamiento Básico RAS 2000, para el NC BAJO y tomando la Resolución modificatoria del 27 de Noviembre del 2009, en la Tabla N°9 del Art. 1, se estima una Dotación Neta Máxima = 90 lts/Hab-día, sin incluir la corrección por la acción del clima (templado) y por el uso en otro tipo de actividades.

$$Dotacion\ minima = 90\ \frac{lt}{hab - dia}$$

3.3.2 DOTACIÓN BRUTA

La dotación bruta está afectada por las diferentes pérdidas que puedan afectar al sistema y que deben ser cuantificadas. Se consideran pérdidas en el sistema de Acueducto de un 25%, aplicando lo establecido en la Tabla B.2.4 del RAS 2000 y Resolución 2320 del 27 de Noviembre del 2009, Art. 1, lo que dará un valor de:

Pérdidas (% P) = 25%

$$Dotacion\ Bruta = \frac{Dotacion\ Neta}{1 - \frac{25}{100}} = 120\ \frac{Lt}{Hab - dia}$$

El sistema de acueducto se diseña con la dotación bruta establecida, teniendo en cuenta las pérdidas técnicas y por el mantenimiento del sistema de tratamiento de agua potable.

3.4 PERIODO DE DISEÑO

Para fijar el periodo de diseño de este sistema se tuvo en cuenta el nivel de complejidad (TABLA B.4.2) RAS-2000 y la capacidad de la obra para atender la demanda futura. Para el caso de las obras de captación.

El periodo de diseño asignado es de **25 años**. Debido a la baja inversión en la zona rural.

3.5 DEMANDA

3.5.1 CAUDAL MEDIO DIARIO (Qmd): corresponde al promedio de los consumos diarios en un año.

$$Qmd = \frac{pf \times Db}{86400} = \frac{413 \times 120}{86400}$$

$$Qmd = 0,574\ \frac{lt}{s}$$

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

$$Q.M.D = Q_{md} * K1 ; \quad K1 = 1.3 \text{ de tabla B.2.5. del RAS 2000}$$

$$Q.M.D = 0.574 * 1.30$$

$$QMD = 0,746 \text{ lt/s}$$

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

$$Q.M.H = Q.M.D * K2; \quad K2 = 1.6 \text{ que corresponde a una red menor de distribución de acuerdo a la tabla B.2.6. RAS 2000.}$$

$$QMH = 1.194 \text{ lt/s}$$

$$QMH/V = 0.028 \text{ lt/vivienda}$$

3.6 DISEÑO DE LA CAPTACION

La captación se realizara en la quebrada Las Playas, donde se ha considerado una bocatoma de fondo con rejilla sumergida como captación. El dique tiene un ancho de 2 mts, adicionalmente se construirán aletas de encausamiento, las cuales protegen al cauce natural y ayudan a que el agua entre a la rejilla. Se encuentra ubicada en el delta 001 (Abscisa K00+000 y cota 1973.16 m.s.n.m.), del levantamiento topográfico.

3.7 DISEÑO DE LA PRESA

La capacidad de captación se asume como 3 veces el caudal máximo diario (Q.M.D), debido a que en la cámara de recolección se puede evacuar 1 Q.M.D. y en el desarenador 1 Q.M.D, lo que garantiza un buen lavado en ambas cámaras y que el caudal disponible para la red esté asegurado.

Periodo de Diseño	=	25 años
Población futura	=	413 Habitantes.
Caudal de Diseño	=	$3 * 0,746 \text{ L/s} = 2.238 \text{ L/s}$

3.7.1 Aforo de la Quebrada Las Playas

Para hallar el caudal de la quebrada Las Playas se hizo un procedimiento por cuatro meses aforando una vez en la semana la quebrada con los métodos del flotador y volumétrico, dando como resultado los caudales mostrados. Para los detalles del aforo Ver ANEXO 1.

Caudales encontrados entre los meses Marzo – Junio del año 2010

Caudal mínimo = 2.5 L/s

Caudal medio = 7.58 L/s

Caudal máximo = 152 L/s

3.7.2 Altura de la lámina de agua

La altura de la lámina de agua sobre el vertedero para las condiciones de diseño y un ancho del dique B de 1 metro se calcula mediante la siguiente expresión (López Cualla).

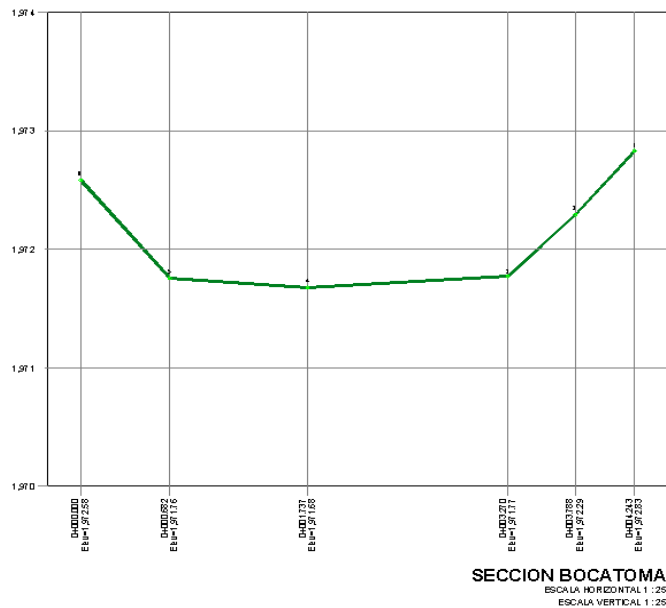


Figura N°4. Sección del cauce de la fuente.

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

$$H = \left(\frac{0,00223}{1,84 \times 1} \right)^{2/3}$$

$$H = 0,007\text{mts} = 0,72 \text{ cm}$$

3.7.3 Contracciones Laterales

Para tener en cuenta la existencia de las contracciones laterales, se hace corrección de la longitud de vertimiento.

$$L' = L - 0,2H$$

$$L' = 2 - 0,2 * 0,007$$

$$L = 1,99 \text{ mts}$$

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

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

$$V_r = \frac{0,00223}{1,99 \times 0,007}$$

$$V_r = 0,16 \text{ m/s}$$

Según el criterio de Alfredo López Cualla, V_r debe estar comprendida entre 0.3 m/s y 3 m/s para que sean aplicables las ecuaciones de alcance de chorro y así hallar el ancho del canal de aducción⁶ como $0,17 \text{ m/s} < 0,3 \text{ m/s}$ debido al pequeño caudal de diseño y caudal mínimo de la fuente, se adopta un $v_r = 0,3 \text{ m/s}$ para hallar las dimensiones del canal de aducción, de tal forma que sean aplicables las ecuaciones y logre conducir el caudal necesario en condiciones de caudal mínimo de fuente como en condiciones de caudal máximo en la fuente.

3.8 DISEÑO DEL CANAL DEL CANAL DE ADUCCIÓN.

X_s = Alcance Filo Superior

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

$$X_s = 0,36(0,3)^{2/3} + 0,60(0,009)^{4/7}$$

$$X_s = 0,20\text{m}$$

⁶ Alfredo Ricardo López Cualla. Elementos de diseño para acueductos y alcantarillado. : Diseño de la bocatoma de fondo. Escuela Colombiana de de Ingeniería. Santa fé de Bogotá. : 1995. p85.

Xi = Alcance Filo Inferior

$$Xi = 0,18Vr^{4/7} + 0,74H^{3/4}$$

$$Xi = 0,18(0,3)^{4/7} + 0,74(0,009)^{3/4}$$

$$Xi = 0,11m$$

B = Ancho del canal de Aduccion

$$B = Xs + 0,10mts$$

$$B = 0,20 + 0,10$$

$$B = 0,30 \approx 0,40m$$

3.9 CALCULO DE LA REJILLA

En la figura N°2 se muestran los parámetros requeridos para el diseño de la rejilla. El marco de la rejilla se construye de alas iguales de 1 ¼" x 1 ¼" x 3/16", 3 bisagras capsula para permitir abrirla.

a= Separación entre varillas (m) (Barrotes) = 0.01 m

b= Diámetro de la varilla (Ø = m) = 5/8" = 0.016m

Lr=Longitud de la rejilla (m)

K =Coeficiente contracción = 0.9

An= Área Neta de la Rejilla.

QD = Caudal de diseño (m³/seg)

vb = Velocidad a través de los Barrotes hasta 0.15 m/s RAS se asume 0,12 m³/s Segun Lopez Cualla)

$$An = \frac{QD}{0,9vb}$$

$$An = \frac{0,00223}{0,9 \times 0,12}$$

$$An = 0,021m$$

$$Lr = \frac{An(a + b)}{a \times B}$$

$$Lr = \frac{0,021 \times (0,01 + 0,016)}{0,01 \times 0,40}$$

$$Lr = 0,13m \approx 0,70m$$

Mínima longitud y mínimo ancho $B = 0.4 m$ ⁷

$$An = B \times Lr \frac{a}{a + b}$$

$$An = 0,40 \times 0,70 \frac{0,01}{0,01 + 0,016}$$

$$An = 0,1076 m^2$$

Calculando el número de espacios de la rejilla (N)

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

$$N = \frac{0,1076}{0,01 \times 0,40}$$

$$N = 26,92$$

⁷ Alfredo Ricardo López Cualla. Elementos de diseño para acueductos y alcantarillado. : Diseño de la bocatoma de fondo. Escuela Colombiana de de Ingeniería. Santa fé de Bogotá. : 1995. p83.

La rejilla estará conformada con 27 orificios, separados cada 10 mm entre sí.

Condiciones finales de diseño de la rejilla

$$An = a \times B \times N$$

$$An = 0,01 \times 0,40 \times 28$$

$$An = 0,112\text{m}^2$$

$$Vb = \frac{Qd}{0,9 \times An}$$

$$Vb = \frac{0,00223}{0,9 \times 0,108} = 0,022 \text{ m/s}$$

$Vb=0,022 \text{ m/s}$ si cumple según RAS

$$Lr = \frac{An(a + b)}{a \times B}$$

$$Lr = \frac{0,112 \times (0,01 + 0,016)}{0,01 \times 0,40}$$

$$Lr \sim 0.7\text{m}$$

3.10 NIVELES EN EL CANAL DE ADUCCIÓN.

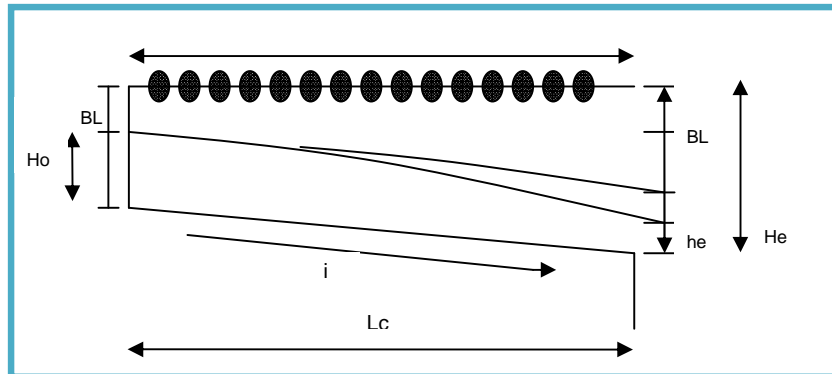


Figura N°5 Perfil del canal de aducción (López Cualla)⁸

La entrega a la cámara de recolección se hace en descarga libre, se debe cumplir que:

$$h_e = h_c$$

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

$$h_c = \left(\frac{0,00223^2}{9,81 \times 0,40^2} \right)^{1/3}$$

$$h_c = h_e = 0,015 \text{ m}$$

En 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 % ⁹(en el libro de López Cualla, se permite una pendiente entre 1% y 4% para el canal de aducción, en este caso como tenemos Vr por debajo de lo establecido se asume 3% por ser un valor alto)

⁸ Alfredo Ricardo López Cualla. Elementos de diseño para acueductos y alcantarillado. : Diseño de la bocatoma de fondo. Escuela Colombiana de de Ingeniería. Santa fé de Bogotá. : 1995. p88.

$g =$ aceleración de la gravedad (9.81 m/s^2)

para que la descarga se realice en descarga libre, se deja un borde libre de 15 centímetros, teniendo en cuenta crecientes.

$L_c =$ longitud del canal de aducción

Aguas Arriba

$$L_c = \text{Lrejilla} + \text{ESPESOR MURO}$$

$$L_c = 0,70 + 0,30$$

$$L_c = 1,00\text{m}$$

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

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

$$h_o = \left\{ 2 * (0.015)^2 + \left[0.015 - \frac{0.03 * 1.00}{3} \right]^2 \right\}^{1/2} - \frac{2}{3} * 0.03 * 1.00$$

$$h_o = 0,00134 \text{ m}$$

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

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

$$H_o = h_o + BL$$

$$H_o = 0,00134 + 0,15$$

$$H_o = 0,15 \text{ m}$$

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

⁹ Alfredo Ricardo López Cualla. Elementos de diseño para acueductos y alcantarillado. : Diseño de la bocatoma de fondo. Escuela Colombiana de de Ingeniería. Santa fé de Bogotá. : 1995. p82.

$$H_c = 0,015 + (0,0013 - 0,015) + 0,03 \times 1 + 0,15$$

$$H_c = 0,181 \text{ m}$$

La velocidad del agua al final del canal será:

$$V_e = \frac{Q_d}{B \times h_c}$$
$$V_e = \frac{0,00223}{0,40 \times 0,015}$$

$$V_e = 0,38 \text{ m/s}$$

$$0,3 \text{ m/s} < 0,38 \text{ m/s} < 3,0 \text{ m/s}$$

Velocidad recomendada¹⁰ para que sean aplicables las ecuaciones de alcance de chorro de agua.

3.11 DISEÑO DE LA CAMARA DE RECOLECCION

Ecuación del alcance de un chorro de agua:

Xs = Alcance Filo Superior

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

$$X_s = 0,36(0,38)^{2/3} + 0,60(0,015)^{4/7}$$

$$X_s = 0,24 \text{ m}$$

Xi = Alcance Filo Inferior

$$X_i = 0,18V_e^{4/7} + 0,74he^{3/4}$$

$$X_i = 0,18(0,38)^{4/7} + 0,74(0,015)^{3/4}$$

$$X_i = 0,13 \text{ m}$$

¹⁰ Alfredo Ricardo López Cualla. Elementos de diseño para acueductos y alcantarillado. : Diseño de la bocatoma de fondo. Escuela Colombiana de de Ingeniería. Santa fé de Bogotá. : 1995. p85.

L = Ancho del canal de Aduccion

$$L = X_s + 0,30\text{mts}$$

$L = 0,24 + 0,30 = 0.54\text{m}$ y se aproxima al valor mínimo recomendado¹¹ de 0.6m.

$L = 0,54 \text{ m} \approx 0,60\text{m}$

Se construirá una canaleta de recolección bajo la rejilla de captación, para el acceso y mantenimiento, se opta por una cámara de 0.60m * 0.60 m de lado.

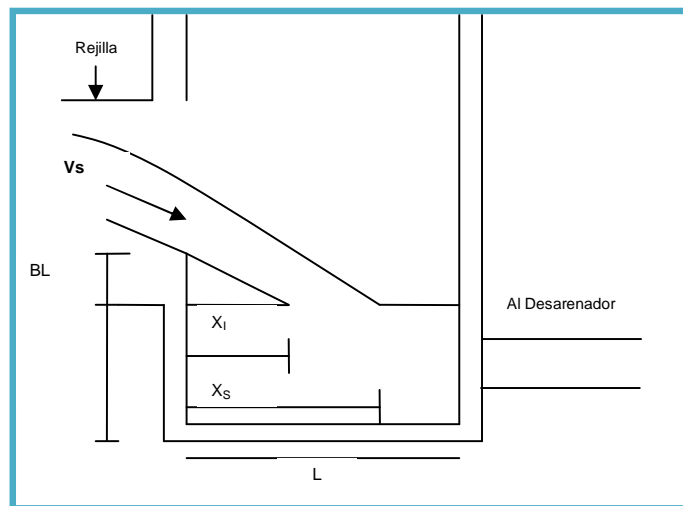


Figura N°6 Corte de la cámara de recolección (López Cualla)¹²

3.12 CAMARA DERIVADORA

Se debe tener en cuenta que aunque los cálculos hidráulicos son necesarios para establecer las condiciones de la cámara de recolección, es importante que las dimensiones de la cámara sean las mínimas necesarias para realizar un adecuado mantenimiento de esta, se supone una altura 60 cm y un borde libre de 20 cm.

Q diseño aducción = QMAX = 1,5 m³/s.

¹¹ Alfredo Ricardo López Cualla. Elementos de diseño para acueductos y alcantarillado. : Diseño de la bocatoma de fondo. Escuela Colombiana de de Ingeniería. Santa fé de Bogotá. : 1995. p88.

¹² Alfredo Ricardo López Cualla. Elementos de diseño para acueductos y alcantarillado. : Diseño de la bocatoma de fondo. Escuela Colombiana de de Ingeniería. Santa fé de Bogotá. : 1995. p89.

3.12.1 Cálculos de los muros de contención (Hmc)

Tomando el caudal máximo de la quebrada de 0.152m^3 agua en la garganta de la bocatoma es:

$$\text{Borde libre (bl)} = 0.46 \text{ m}$$

$$H_{mc} = \left(\frac{Q_{mx}}{1.84 * L} \right)^{2/3}$$

$$H_{mc} = \left(\frac{1.15 \text{ m}^2/\text{s}}{1.84 * 0.80 \text{ m}} \right)^{2/3} = 0.549 \text{ m}$$

Altura del muro = Hmc + bl

$$\text{Altura del muro} = 0.54 \text{ m} + 0.46 \text{ m} = 1\text{m}$$

Sobre el muro izquierdo aguas abajo 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 $0.80 \text{ m} \times 0.80 \text{ m}$.

3.12.2 Calculo del caudal de excesos

Dentro de las condiciones iniciales del diseño se ha supuesto un caudal medio del río de $0,00781 \text{ m}^3/\text{s}$ la altura de la lámina de agua en la garganta y el caudal de Excesos es:

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

H: altura sobre la lámina¹³

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

$$H = \left(\frac{0,00781}{1,84 \times 0.7} \right)^{2/3}$$

$H = 0,033 \text{ mts}$

¹³ Alfredo Ricardo López Cualla. Elementos de diseño para acueductos y alcantarillado. : Diseño de la bocatoma de fondo. Escuela Colombiana de de Ingeniería. Santa fé de Bogotá. : 1995. p90.

Cd: coeficiente de descarga

Qc: caudal captado

An: área neta de la rejilla m²

$$Q_c = C_d \times A_n \times \sqrt{2 \times g \times H}$$

$$Q_c = 0,3 \times 0,108 \times \sqrt{2 \times 9,81 \times 0,033}$$

$$Q_c = 0,026 \text{ m}^3/\text{s}$$

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

$$Q_{\text{excesos}} = 0,026 - 0,0032$$

$$Q_{\text{excesos}} = 0,0228 \text{ m}^3/\text{s}$$

Las condiciones en el vertedero de excesos serán:

Bcamara: ancho de la camara

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

$$H_{exc} = \left(\frac{0,0228}{1,84 \times 0,80} \right)^{2/3}$$

$$H_{exc} = 0,062 \text{ m}$$

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

$$V_{exc} = \frac{0,0228}{0,062 \times 0,8}$$

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

En donde: n= numero de manning.

S= Pendiente

Q= Caudal m^3/s

$$D = 1,548 \times \left(\frac{0,009 \times 0,00149}{0,18^{1/2}} \right)^{3/8}$$

$$D = 0,03179 \text{ m} = 1 \frac{1}{4} \text{ "}$$

Según este resultado, el diámetro comercial de la tubería podría ser de 1 1/4", para conducir el fluido necesario para la población, pero es necesario llevar al desarenador recomendadamente el doble de el caudal para evacuar si es necesario un caudal completo removiendo arenas, entonces, se opta por instalar una tubería que maneje mayor caudal que el calculado, para este caso, la tubería a instalar es de diámetro de 2 1/2" y después del desarenador que evacúa un caudal se seguirá manejando diámetros de 2" hasta el tanque.

Cálculo hidráulico Bocatoma – Desarenador

Para el cálculo hidráulico se tiene en cuenta el caudal inicial a conducir, la longitud y las pérdidas por fricción en la tubería, para el presente caso se tomaron los tramos 7-4, 4-1001, 1001-Desarenador.

Longitudes de los tramos

7-4 : 2.86 m

4-1001 : 9.84 m

1001-Desarenador : 6.43 m

Q = 2.238 m^3/s .

Para hallar las pérdidas por fricción para el tramo 7-4 debe calcular primero el Número de Reynolds y luego el factor f de Darcy-Weisbach.

$$Re = \frac{V * d}{\nu}$$

Tramo 7-4

V=0.7067 m/s, d=diámetro m,

ν =viscosidad cinemática 0.01 cm^2/s . para 20°C de temperatura.

$$Re = \frac{0.4907 * \left(2.5'' * \frac{2.54}{100}\right)}{\left(\frac{0.01}{10000}\right)} = 44874.1748$$

Factor f de Darcy-Weisbach obtenido con la ecuación de Moody:

Esta ecuación es aplicable¹⁵ debido a que la precisión es baja solamente cuando el número de Reynolds es superior a $3 * 10^5 = 300.000$

Ks rugosidad absoluta de la tubería = $1.5 * 10^{-6}$ m PVC.

D diámetro = 2.5"

Re = Número de Reynolds.

$$f = 0.0055 * \left(1 + \left(20000 * \frac{Ks}{d}\right) + \frac{10^6}{Re}\right)^{1/3}$$

$$f = 0.0055 * \left(1 + \left(20000 * \frac{1.5 * 10^{-6}}{\left(2.5'' * \frac{2.54}{100}\right)}\right) + \frac{10^6}{44874.1748}\right)^{1/3} = 0.0211$$

Pérdidas de presión en el tramo 7-4 son:

Longitud del tramo = 2.86 m

V = 0.7067 m/s,

f factor de fricción de darcy = 0.0211

g = aceleración de la gravedad 9.81 m/s².

$$hf = f * \frac{L}{d} * \frac{v^2}{2g}$$

$$hf = 0.0211 * \frac{2.86 \text{ m}}{\left(2.5'' * \frac{2.54}{100}\right)} * \frac{0.7067^2 \text{ m/s}}{2(9.81 \text{ m/s}^2)} = 0.0242 \text{ m}$$

La cota piezométrica de el punto inicial de este tramo es la cota del terreno 1973.16 msnm

La cota piezométrica final es igual a la inicial menos las pérdidas halladas para este tramo
 $1973.16 \text{ msnm} - 0.0242 \text{ m} = 1973.13 \text{ msnm}$

La presión disponible final en m.c.a. = Cota piezométrica final - Cota terreno final. =
 $1973.13 - 1971.68 = 1.45 \text{ mca}$

¹⁵ Juan G. Saldarriaga V. Hidráulica de Tubarías. : Ecuaciones empíricas. McGraw-Hill Interamericana, S.A. Santa fé de Bogotá. : 1998. P125.

Presión disponible estática final = cota terreno final – cota terreno inicial = 1971.68 msnm – 1973.16 msnm = 1.48 mca

Este mismo proceso se realizó acabo para los siguientes dos tramos (4-1001 y 1001 desarenador) y se detalla en el ANEXO N°4 Cuadro hidráulico.

Los resultados son los siguientes.

Para el Tramo 4-1001.

$$Re = 44874.1748$$

$$f = 0.0211$$

$$hf = 0.0832 \text{ m}$$

Presión Disponible al final del tramo = 3.05 mca

Presión estática al final del tramo = 3.16 mca

Para el Tramo 1001-Desarenador.

$$Re = 44874.1748$$

$$f = 0.0211$$

$$hf = 0.0543 \text{ m}$$

Presión Disponible al final del tramo = 3.56 mca

Presión estática al final del tramo = 3.72 mca.

Para el Tramo Desarenador - 1002 .

$$Re = 37395.1457$$

$$f = 0.0221$$

$$hf = 0.2313 \text{ m}$$

Presión Disponible al final del tramo = 2.09 mca

Presión estática al final del tramo = 2.32 mca.

Para el Tramo 1002 – 9 (PTAP) .

$$Re = 37395.1457$$

$$f = 0.0221$$

$$hf = 0.1569 \text{ m}$$

Presión Disponible al final del tramo = 3.34 mca

Presión estática al final del tramo = 3.73 mca.

Para el Tramo 9 (PTAP) - 103.

$Re = 37395.1457$

$f = 0.0221$

$hf = 0.2891$ m

Presión Disponible al final del tramo = 0.64 mca

Presión estática al final del tramo = 0.93 mca.

Para el Tramo 103 – 9A.

$Re = 37395.1457$

$f = 0.0221$

$hf = 0.0720$ m

Presión Disponible al final del tramo = 0.95 mca

Presión estática al final del tramo = 1.31 mca.

Para el Tramo 9ª - TANQUE.

$Re = 37395.1457$

$f = 0.0221$

$hf = 0.0720$ m

Presión Disponible al final del tramo = 0.90 mca

Presión estática al final del tramo = 2.42 mca.

Según estos datos, se muestran las caídas de presión estática y piezométrica para la aducción conducción.

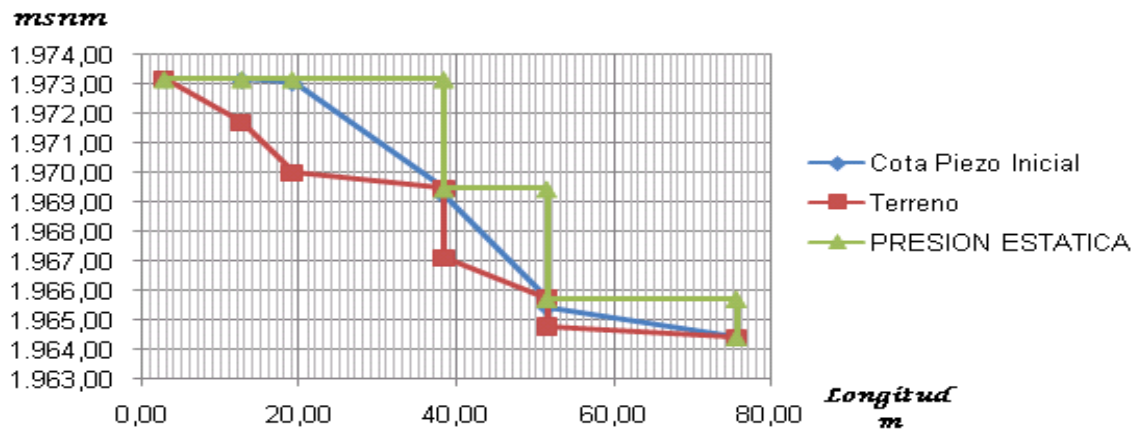


Gráfico N°1 Aducción y conducción, líneas de presión hidráulica msnm Vs Longitud.

3.14 DESARENADOR

Para el cálculo del desarenador tenemos.

DATOS DE ENTRADA:

- $Q = 0,746 \text{ L/s}$
- Partículas: Arenas muy finas: diámetro=0,05 mm = 0,005 cm
- Relación Longitud/ancho $L/B = 4:1$ (Según López Cualla)
- T° promedio del agua en 4 meses de monitoreo : 20° C
- Viscosidad cinemática para 20° C $\mu = 0,01007 \text{ cm}^2 / \text{sg}$ (tabla 9.2 libro Ricardo López Cualla¹⁶)
- Profundidad útil de sedimentación: $H = 1,5 \text{ m}$
- Porcentaje de remoción: 87,5%, es el máximo porcentaje de remoción utilizado por Hazen Williams y se utiliza en este caso debido a que la diferencia de caudales en época seca y húmeda es bastante grande, por lo consiguiente el valor de turbulencia va a variar significativamente entre periodos climáticos.¹⁷
- Grado del desarenador: $n=3$ (para deflectores buenos)¹⁸
- Número de Hazen: $\theta/t = v_s / v_o$ para $n=3$ y 87,5% de remoción =2,75 según la tabla N°9.3¹⁶

¹⁶ Alfredo Ricardo López Cualla. Elementos de diseño para acueductos y alcantarillado. : Desarenador. Escuela Colombiana de de Ingeniería. Santa fé de Bogotá. : 1995. p153.

¹⁷ Alfredo Ricardo López Cualla. Elementos de diseño para acueductos y alcantarillado. : Desarenador. Escuela Colombiana de de Ingeniería. Santa fé de Bogotá. : 1995. p160.

¹⁸ Alfredo Ricardo López Cualla. Elementos de diseño para acueductos y alcantarillado. : Desarenador. Escuela Colombiana de de Ingeniería. Santa fé de Bogotá. : 1995. p158.

- $K = 0,04$ para sedimentación de arenas
- $F = 0,03$ para sedimentación por acción de gravedad.
- Gravedad = 981 cm/sg^2
- Gravedad específica de la partícula arenas $\rho_s = 2,65 \text{ g/cm}^3$
- Peso específico del agua $\rho = 1.0 \text{ g/cm}^3$

El desarenador se diseña con el consumo máximo diario = C.M.D.

➤ $Q \text{ diseño} = \text{Q.M.D.} = 0.746 \text{ L/s}$

3.14.1 Velocidad de sedimentación¹⁶:

$$V_s = \frac{g (\rho_s - \rho)}{18 \mu} d^2 = \frac{981}{18} \times \frac{(2,65 - 1)}{0,01007} \times (0,005)^2 = 0,223 \text{ cm/s}$$

3.14.2 Tiempo en que tarda la partícula en llegar al fondo:

$$t = \frac{H}{V_s} = \frac{150 \text{ cm}}{0,223 \text{ cm/s}} = 671 \text{ s}$$

3.14.3 Periodo de retención hidráulico:

$$\theta = \frac{\theta}{t} \times t = 2,75 \times 671 = 1847,7 \text{ seg} = 30,79 \text{ minutos} = 0,51 \text{ horas}$$

$0.5 \text{ hr} < 0.51 \text{ hr} < 4 \text{ hr}$

3.14.4 Volumen del tanque:

$$V = \theta \times Q = 1847,7 \text{ seg} \times 0,00112 \text{ m}^3/\text{s} = 2,2 \text{ m}^3$$

3.14.5 Área de la superficie del tanque:

$$A_s = \frac{V}{H} = \frac{2,2 \text{ m}^3}{1,50 \text{ m}} = 1.46 \text{ m}^2$$

3.14.6 Dimensiones del tanque:

$$\frac{L}{B} = 4:1$$

$$\text{Ancho: } B = \sqrt{\frac{A_s}{4}} = \sqrt{\frac{1,46\text{m}^2}{4}} = 0,60\text{m} \approx 1\text{m}$$

$$\text{longitud: } L = 4 \times B = 4 \times 1 = 4\text{m}$$

3.14.7 Carga hidráulica superficial para el tanque:

$$q = \frac{Q}{A_s} = \frac{0,0022}{1,46\text{m}^2} = \frac{0,000746\text{m}^3}{\text{m}^2} \times 86400 = 64,63 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 - \text{día}}$$

3.14.8 Velocidad crítica:

$$V_c = 125(p - 1)^{1/2} \times d^{1/2}$$

$$V_c = 125(2,65 - 1)^{1/2} \times 0,005^{1/2} = 11,35 \text{ cm/s}$$

3.14.9 Velocidad horizontal:

$$V_h = Q. \text{ Diseño (m}^3/\text{s) / A. transversal}$$

$$V_h = \frac{Q}{A} = \frac{0,00746}{1,5 \times 0,94} \times 100 = 0,10 \text{ cm/s}$$

Relación entre velocidad de asentamiento y vertical = $0,11/0,10 \text{ cm/s} = 2,15 < 20$, lo cual cumple con el RAS numeral B.4.4.6.3.

3.14.10 Dimensiones del desarenador:

Longitud útil del desarenador= 4,0 m

Profundidad del desarenador= 1.50m

Ancho del desarenador= 1,0m

Borde libre= 0,2 m

3.14.11 Calculo de elementos del desarenador:

Vertedero de salida:

$$H_v = \left(\frac{Q}{1,84 \times B} \right)^{2/3} = \left(\frac{0,0022}{1,84 \times 1} \right)^{2/3} = 0,011 \text{ m}$$

$$V_v = \frac{Q}{BH_v} = \frac{0,0022}{0,011} = 0,2 \text{ m/s}$$

Profundidad de la pantalla de salida:

Profundidad: $H/2 = 1,50/2 = 0,75 \text{ m}$

Distancia de la pantalla al vertedero de salida: $H_v = 0,011 \text{ m}$ y se toma como distancia mínima 30 cm.

Profundidad de la pantalla de entrada:

Profundidad: $H/2 = 1,50/2 = 0,75 \text{ m}$

Distancia de la pantalla al vertedero de entrada: $L/4 = 4/4 = 1,0 \text{ m}$

Almacenamiento de lodos:

Profundidad máxima: $4/10 = 0,4 \text{ m}$

Distancia del punto de salida a cámara de quietamiento = $L/3 = 1,33 \text{ m}$

Distancia del punto de salida a vertedero salida = $2L/3 = 2,7 \text{ m}$

Pendiente transversal = $0,4/B = 40\%$

Pendiente longitudinal en $L/3 = 8\%$

Pendiente longitudinal en $2L/3 = 4\%$

Cantidad de arena, que se acumula durante 24 horas a razón de 3.000mg/l, que son las características mínimas de arena que presenta la fuente hídrica.

$$c = 3.000 \frac{mg}{l} \times 1.09 \frac{l}{s} \times 86400 \frac{s}{d} \times \frac{kg}{10^6 mg}$$

$$c = 282kg$$

Volumen de arena = $282000 \text{ g} / 2.64 \text{ gr/cm}^3 = 106818 \text{ cm}^3 = 0.106 \text{ m}^3$

Cámara de aquietamiento:

Profundidad = $h/3 = 0,50m$

Ancho = $b/3 = 0,34m$

Largo adoptado = 1 m

3.15 TANQUE DE ALMACENAMIENTO.

Es una estructura en concreto reforzado cuya función es compensar las variaciones del consumo, almacenando agua en las horas de bajo consumo y surtiendo en horas de máximo consumo.

Se diseña con base en el consumo máximo diario (Q.M.D.), para nivel de complejidad BAJO, y el RAS 2000; sin tener en cuenta la demanda contra incendios.

Caudal Máximo diario = $2.23 \text{ L/s} = 0,0022 \text{ m}^3/\text{s} \times 86400 = 190 \text{ m}^3/\text{día}$

El tanque de almacenamiento debe tener una capacidad de 1/3 del caudal máximo diario según el RAS numeral B.9.4.4 punto 2 para nivel bajo de complejidad.

No se considera el QMH propuesto por el RAS en su numeral B.9.4.3, debido a que es una población que no supera los 2500 habitantes se toma el QMD.

Volumen del tanque = $190 \text{ m}^3/\text{día} \times 0.33 = 63 \text{ m}^3$

Capacidad necesaria y proyectada de 63 m^3 .

Para un periodo horizonte de 25 años se requiere un volumen de almacenamiento de $63m^3$

$$H = \frac{vol}{3} + K = \frac{0.063}{3} + 2 = 2.021m$$

$$l^2 = \frac{63}{2.021} = 31.17m^2$$

$$l = \sqrt{31.17} = 5.6$$

Lado * Lado = 4,0 m

Profundidad útil = 2.2 m
 Borde libre = 0.20 m
 Altura total = 2.4 m
 Espesor de muros = 0.25 m

3.16 REDES DE DISTRIBUCION

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 Darcy-Weisbach.

Número de viviendas beneficiadas = 42 actuales

Caudal de diseño Q.M.H.=1.194 L/s

Caudal por vivienda = 1.194 / 42 = 0.028 LPS / Viv

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

En los cuadros hidráulicos ANEXO 4 CUADRO HIDRÁULICO se establecen todas las condiciones hidráulicas de las tuberías a utilizar y los accesorios respectivos como válvulas de control, encofrados, viaductos, cámaras de quiebre, diámetros, RDE, longitudes y demás elementos necesarios.

Muestra de cálculos hidráulicos tramo 17-18 del Ramal 1

Cotas terreno inicial 1.917,89 msnm y final 1.895,30 msnm.

Velocidad media del tramo = 0.56 m/s

Diámetro = 1"

Viscosidad cinemática para 20°C = 0.01 cm²/s, longitud del tramo = 39.25 m

Número de Reynolds

$Re = \frac{V \cdot d}{\nu}$ donde V=velocidad media m/s, d=diámetro m, ν =viscosidad cinemática m²/s.

$$Re = \frac{0.56 * \left(1" * \frac{2.54}{100}\right)}{\left(\frac{0.01}{10000}\right)} = 14245.7698$$

Factor f de Darcy-Weisbach obtenido con la ecuación de Moody:

$$f = 0.0055 * \left(1 + \left(20000 * \frac{Ks}{d} \right) + \frac{10^6}{Re} \right)^{1/3}$$

donde Ks es la rugosidad absoluta de la tubería = $1.5 * 10^{-6}$ m

d= diámetro en m y Re= Número de Reynolds.

f = 0.0283

Pérdidas de presión en el tramo descrito son:

$$hf = f * \frac{L}{d} * \frac{V^2}{2g}$$

L= longitud del tramo,

V= velocidad media m/s

f=factor de fricción de darcy

g = aceleración de la gravedad 9.81 m/s².

hf = 0.7015 m

La cota piezométrica del punto inicial de este tramo es igual a la cota piezométrica final del tramo anterior = 1.960,63 m debido a que no hay cámara de quiebre en la cual la cota piezométrica final sería la cota terreno final del punto anterior.

La cota piezométrica del punto final es = cota piezométrica inicial – hf = 1960.63m – 0.015m = 1959.93 msnm

La presión disponible final en m.c.a. = Cota terreno final – Cota piezométrica final.= 1917,89 msnm - 1895.30 msnm = 64.63 mca

Presión disponible final = 64.63 mca

Presión disponible estática final es = cota terreno final – cota terreno inicial de toda la red o cota de cámara de quiebre anterior.= 1985.30 msnm – 1963.29 msnm

Para este tramo = 67,99 mca.

Los cálculos de toda la red se realizaron en TABLA N° CALCULOS HIDRAULICOS DE LA RED PRINCIPAL adjunta ver ANEXO 4.

3.16.1 RESUMEN TUBERÍAS DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN.

Tabla N°2 Resumen tubería longitud y caudales

Bocatoma a tanque				RAMAL 2			
Diámetro pulg	Longitúd m	Q lps	V Prom m/s	Diámetro pulg	Longitúd m	Q lps	V Prom m/s
3	19,13	2,24	0,4907	1/2	850,14	0,018	0,1421
2 1/2	79,89	1,49	0,4711	3/4	502,45	0,071	0,2491
LÍNEA PRINCIPAL				RAMAL 3			
Diámetro pulg	Longitúd m	Q lps	V Prom m/s	Diámetro pulg	Longitúd m	Q lps	V Prom m/s
2	1382,6	0,746	0,3681	1	830,95	0,124	0,2447
1 1/2	616,83	0,231	0,2026	1/2	515,15	0,018	0,1421
1	208,42	0,089	0,1756	3/4	538,06	0,071	0,2491
1/2	771,45	0,018	0,1421	RAMAL 4			
3/4	609,91	0,071	0,2491	Diámetro pulg	Longitúd m	Q lps	V Prom m/s
RAMAL 1				1	709,12	0,107	0,2112
Diámetro pulg	Longitúd m	Q lps	V Prom m/s	1/2	724,51	0,018	0,1421
2	384,26	0,284	0,1401	3/4	188,05	0,053	0,1859
1 1/2	1440,43	0,266	0,2333	RAMAL 5			
1	807,72	0,089	0,1756	Diámetro pulg	Longitúd m	Q lps	V Prom m/s
1/2	1298,84	0,018	0,1421	1/2	598,21	0,036	0,2842
3/4	649,53	0,071	0,2491				

Según el RAS 2000 Título B6.4.3.3 La velocidad mínima permisible estará determinada por el menor valor que evite la sedimentación. En el presente caso el fluido ha sufrido 2 procesos de sedimentación y autolimpieza, y 2 procesos de filtración, desde la captación de fondo con rejilla (filtración), la cámara de recolección de la bocatoma que evacúa excesos con sedimentos, el desarenador, la planta de agua potable (filtración), por lo cual el fluido no contendrá material que cause sedimentación en la tubería, ya que las presiones se encuentran dentro de los rangos establecidos en las acometidas domiciliarias.

Tabla N°3 Resumen de usuarios caudales y presiones disponibles

Casa N°	Presión disp mca	Q disp m3/s			
1	100,817	0,018	22	54,3	0,071
2	51,11	0,089	23	67,26	0,053
3	76,1	0,071	24	27,43	0,018
4	101,86	0,018	25	72,84	0,018
5	99,71	0,018	26	103,32	0,018
6	50,27	0,018	27	93,03	0,089
7	70,84	0,107	28	69,5	0,089
8	71,17	0,018	29	34,57	0,089
9	88,02	0,018	30	60,27	0,018
10	35,52	0,018	31	38,79	0,018
11	68,79	0,018	32	70,58	0,018
12	69,55	0,018	33	81,55	0,018
13	34,37	0,018	34	74,47	0,018
14	40,44	0,053	35	63,37	0,018
15	90,7	0,053	36	60,45	0,018
16	35,79	0,373	37	95,3	0,018
17	18,06	0,107	38	35,89	0,036
18	62,68	0,018	39	72,6	0,018
19	37,06	0,018	40	47,61	0,053
20	96,12	0,018	41	85,64	0,036
21	73,24	0,018	42	39,8	0,018

3.16.2 CALIDAD DE AGUA

Se realizó el estudio físico-químico y microbiológico de la muestra (Anexo 2 Calidad de Agua) y se comparó con las Tabla B.2.1 del RAS donde se especifican los límites de cada uno de los valores permisibles y los posibles tratamientos donde se encontró que el Nivel de la Calidad de la Fuente es aceptable y por lo tanto no necesita tratamientos específicos, por lo cual según el RAS B.3.3.2.3, de debe realizar un tratamiento de desinfección básico utilizando un sistema de tratamiento estándar que asegure la potabilización del agua.

4. POTABILIZACIÓN.

Se realizaron las correspondientes pruebas de laboratorio de calidad de agua para el consumo humano ANEXO 2 y se enviaron a la empresa ACUATECNICA LTDA la cual cotizó el modelo MINIPACK – 2 de OMNIFILTRACION, esta planta procesa máximo 2 lps y es la más pequeña de su tipo las características de la planta se pueden observar en el ANEXO 3 especificaciones de la planta de tratamiento de agua.

Esta planta se dispondrá después del desarenador y antes del Tanque de Almacenamiento para conservar el agua en el tanque ya procesada.

El Principio de operación consta principalmente de 5 pasos.

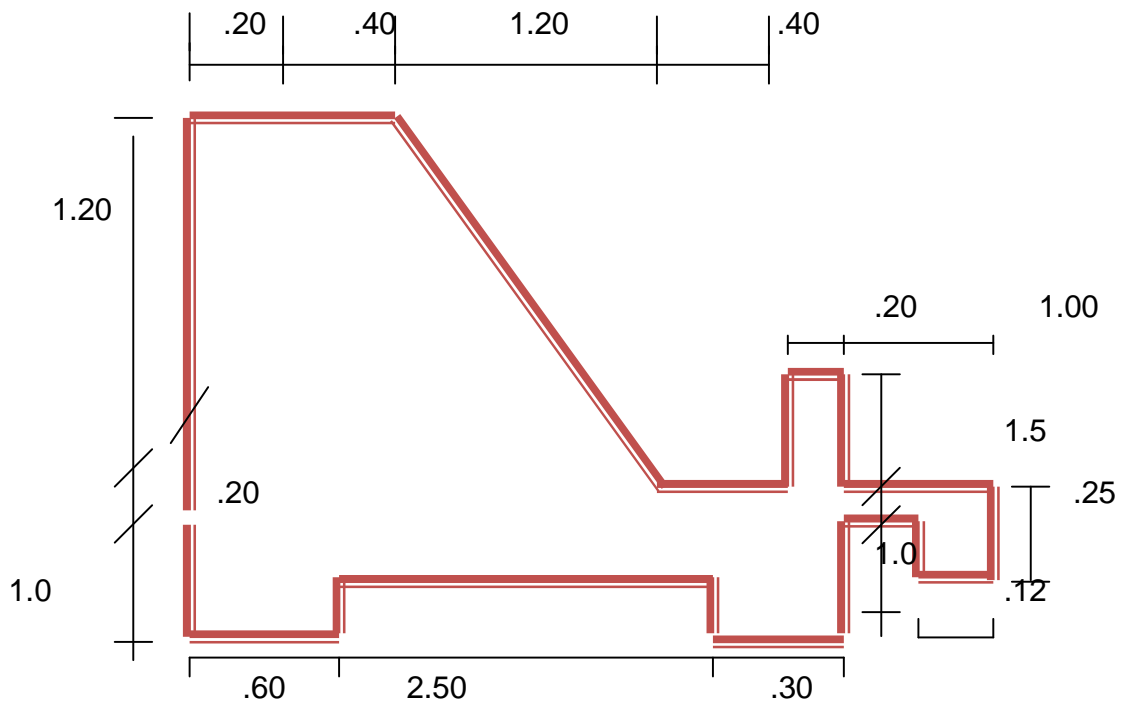
- 1- Llegada de agua cruda: El agua cruda llega al vórtice de entrada localizado aproximadamente a 2 metros sobre la base del sistema, mientras la válvula manual regula un caudal constante; éste vórtice se reciben los productos químicos sulfato A, cloro y eventualmente un corrector de Ph que son inmediatamente mezclados en línea.
- 2- Dosificación: A continuación del control de entrada se encuentran los ductos de alimentación de productos químicos (sulfato A y cloro) para lo cual se utiliza el sistemas de dosificación a presión tipo Pot feeder para trabajar en línea.

Una vez introducidos los reactivos, son mezclados completamente con el agua en la cámara del vórtice de entrada que son parte integral de la unidad. Los productos químicos normalmente usados son: sulfato de aluminio para efectuar la floculación por adsorción e hipoclorito para desinfección.

- 3- Floculación: Se efectúa en la primera cámara en un compartimento cónico, donde el flujo ascendente crea un efecto de microturbulencia perfectamente calculado y provisto de sus orificios difusores. Se cuenta en esta cámara con drene de lodos y vertedero rectangular a la cámara de sedimentación.
- 4- Sedimentación: Se efectúa en la segunda cámara, en la cual está especialmente dispuesto un módulo de sedimentación de alta tasa de flujo laminar ascendente y construido o esencialmente por un módulo multitubular inclinado, colocado a 60 grados.
El agua es aquí clarificada mediante un vertedero a la unidad de filtración.
- 5- El agua clarificada llega a la unidad de filtración en forma vertical descendente y es filtrada a presión (opcionalmente puede usarse una electroomba) la cual a la vez envía al tanque de almacenamiento bajo. La unidad está compuesta por falso fondo con hidroesteras de microranura que eliminan la necesidad de gravas de soporte a la vez que ayudan a turbular y producir un choque de partículas en el retrolavado lo que lo hace muy eficiente. Los lechos son arenas síliceas de gradación y selección especial que pueden combinarse con antracita. El flujo de agua filtrada pasa al tanque de almacenamiento dispuesto por el cliente para su distribución a los puntos de servicio.

5. DISEÑO ESTRUCTURAL

DISEÑO ESTRUCTURAL DE BOCATOMA



DATOS

Ancho de la bocatoma = 2.00 mts.

Resistencia del concreto = 3000 PSI

Densidad del suelo = 2.00 ton/M3.

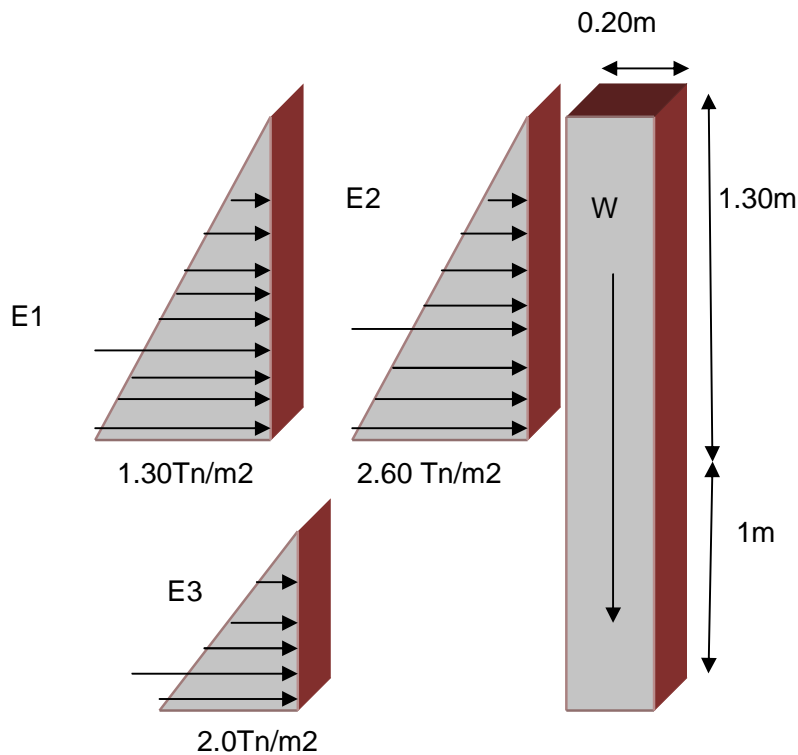
Densidad del agua = 1.00 Ton/M3.

Densidad del concreto = 2.40 Ton/M3.

Altura adicional de los muros de crecidas = 0.30 mts.

5.1 MURO FRONTAL

Para este caso se desprecia el peso de la presa, para obtener la situación más crítica que pueda estar sometida la estructura; adicionalmente se elevó al actuar el empuje del agua tres veces para representar el impacto del agua; actuando los dos al mismo tiempo.



$$MA = \left\{ \left(\frac{2.6 \times 1.30}{2} \right) \left(\frac{1 + 1.30}{3} \right) + 3 \left(\frac{1.30 \times 1.30}{2} \right) \left(\frac{1 + 1.30}{3} \right) + \left(\frac{1 \times 2}{2} \right) \left(\frac{1 \times 1}{3} \right) \right\} - \left(\frac{0.20 \times 2.30 \times 2.40 \times 1 \times 0.20}{2} \right)$$

$$\underline{MA = 2.4 + 3 \times 3.63 + 0.33 - 0.27}$$

$$6.22 \text{ ton} - \text{m} = 621 \text{ ton} - \text{cm}$$

Momento último de diseño = $M_u = MA \times 1.80$

$M_u = 621.6 \times 1.80 = 1119.00 \text{ Ton} - \text{cm}$ donde:

$$M_u = \phi A_s \cdot F_y \cdot (d - a/2) = 0.9$$

$$M_u = \frac{(A_s \cdot F_Y)}{0.85} \cdot f_c \cdot b$$

$$M_u = K \times b d^2$$

$$b = \text{Ancho de la franja} = 100 \text{ cm.}$$

$$d = \text{Altura efectiva del muro} = 21 \text{ cm.}$$

$$\text{Para } F_y = 4200 \text{ K/cm}^2 \quad F'_c = 210 \text{ K/cm}^2$$

$$K = M_u / b d^2 = 0.025 \text{ Ton} - \text{cm} \quad \rho = 0.0075$$

$$A_s = \rho b d = 0.0075 \times 100 \times 21 = 15.75$$

$$A_s = 15.75 \text{ cm}^2 = 1 \text{ No. 4 cada } 0.15 \text{ m (6 barras No 4) Doble parrilla}$$

$$MB = \left\{ \left(\frac{2.53 \times 2.53}{2} \times 1 \right) \left(\frac{2.53}{3} \right)^3 - \left(\frac{2.4 \times 0.3 \times 2.53 \times 1 \times 0.30}{2} \right) \right\}$$

$$MB = 6.08 - 0.173$$

$$MB = 5.91 \text{ ton} - \text{m} = 591 \text{ ton} - \text{cm}$$

$$M_u = MB \times 1.80 \quad M_u = 591.1 \times 1.80 = 1063.98 \text{ Ton} - \text{cm.}$$

$$M_u = \phi A_s F_y (d - a/2) \quad \phi = 0.9.$$

$$a = \frac{A_s \cdot F_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b}$$

$$A_s = 14.70 \text{ cm}^2$$

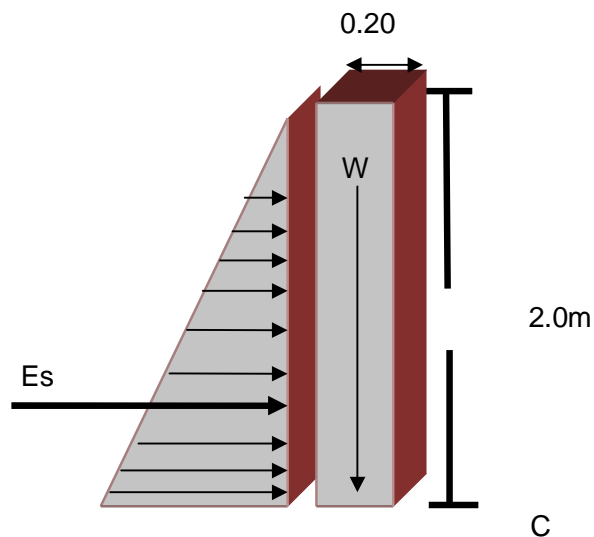
$$\rho = 0.0070$$

1 No. 4 cada 11.25 cm. c.a.c. (6 barras No 4) Doble parrilla

1 No. 4 cada 12 cm. c.a.c. Doble parrilla.

5.1.2. CAMARA DERIVADORA

Se diseña para el estado más crítico el empuje del suelo o relleno.



$$M_c = \{ 2.00 \times 2.00 \left(\frac{2.00}{2} \times \frac{2.00}{3} \times 1.00 \right) - 2.00 \times 0.20 \times 2.40 \times \frac{0.20}{2} \}$$

$$M_c = 2.667 - 0.096 = 2.5707 \text{ Ton} \cdot \text{m}.$$

$$M_c = 2.57 \text{ Ton} \cdot \text{m} = M_c = 257.07 \text{ Ton} \cdot \text{cm}.$$

$$M_u = M_c \times 1.80 = M_u = 257.07 \times 1.80 = 1807.5 \text{ Ton} \cdot \text{cm}.$$

$$M_u = 1807.5 \text{ Ton} \cdot \text{cm}.$$

$$\rho_{\text{mín}} = 14 / F_y = 0.0053$$

$$A_s = \rho \times b \times d = A_s = 0.0053 \times 16 \times 100 = 8.48 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 8.48 \text{ cm}^2. \text{ 1 No. 4 cada 15 cm. c.a.c. (6 barras No 4)}$$

HIERRO POR RETRACCION Y FRAGUADO

Se utiliza varillas en refuerzo de 1/2" entonces $\rho = 0.0033$

Para muros de espesor 20 cm.

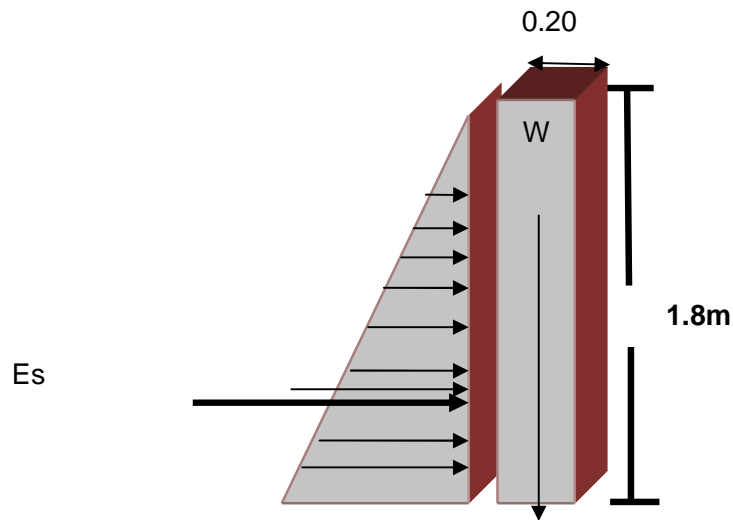
$$A_s = \rho \times b \times h = 0.0033 \times 100 \times 16 = 5.28 \text{ cm}^2$$

$A_s = 5.26 \text{ cm}^2$ - 1 varilla 1/2" cada 15 cm. c.a.c. (6 barras No 4)

6. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL DESARENADOR

6.1 MUROS LATERALES Y PRINCIPALES

CASO CRITICO CUANDO EL TANQUE ESTA VACIO POR ENCONTRARSE ENTERRADO.



Para $F_y = 4.200 \text{ PSI}$ $F'_c = 3000 \text{ PSI}$

$$F_s = \frac{\gamma}{2} h^2 = 1.80 \cdot 1.80^2 / 2 = 2.92 \text{ Ton / ml}$$

$$M_a = 2.92 \cdot 0.60 = 1.75 \text{ ton-m}$$

$$M_u = 1.80 \cdot 1.75 = 3.15 \text{ ton-m}$$

$$K = M_u / b \cdot d^2 = 315 / 100 \cdot 16^2 = 0.0123$$

$$\rho = 0.0035; \quad A_s = \rho \cdot b \cdot d = A_s = 5.60 \text{ Cm}^2$$

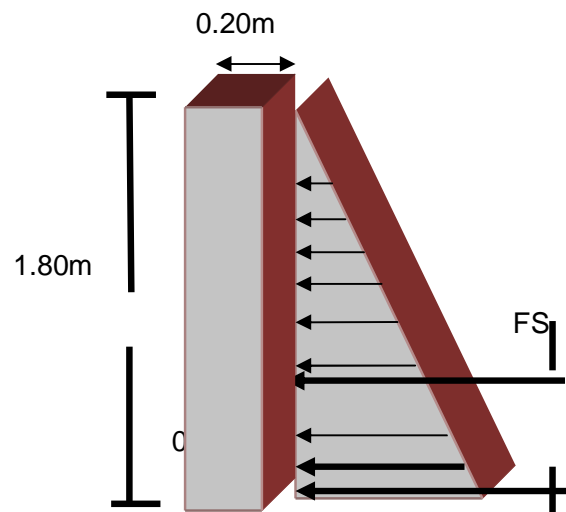
Colocamos 1 # 4, C. 20

Refuerzo de retracción y fraguado: con cuantía mínima de 0.002

$$A_s = 0.002 \cdot 100 \cdot 20$$

$A_s = 4 \text{ Cm}^2$; Colocamos 1 barra # 3, C. 20

6.2 MUROS (CARA INTERIOR)



Caso crítico cuando el tanque está lleno, el empuje se produce por la cara interior.

$$F_y = 4200 \text{ K/cm}^2 \quad F'_c = 210 \text{ K/cm}^2$$

$$F_s = \frac{\rho \cdot h^2}{2} = 1.00 \cdot 1.80^2 / 2 = 1.62 \text{ ton / ml}$$

$$M_a = 1.62 \cdot 0.60 = 0.97 \text{ ton-m}$$

$$M_u = 1.80 \cdot 0.97 = 1.75 \text{ ton-m}$$

$$K = M_u / b \cdot d^2 = 175 / 100 \cdot 16^2 = 0.007$$

$$\rho = 0.0033; \quad A_s = \rho \cdot b \cdot d = A_s = 6.60 \text{ Cm}^2$$

Colocamos 1 # 4, C. 20

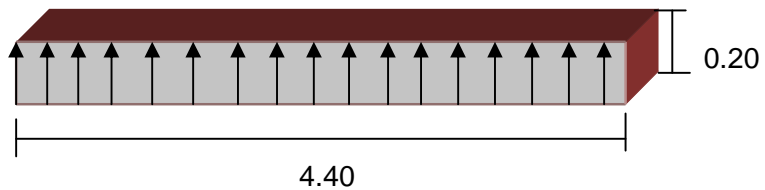
Refuerzo de retracción y fraguado: con cuantía mínima de 0.002

$$A_s = 0.002 \cdot 100 \cdot 4$$

$A_s = 4 \text{ Cm}^2$; Colocamos 1 barra # 3, C. 20

6.3 CALCULO DE LA PLACA DE FONDO

Consideramos el caso más crítico cuando el desarenador está lleno; adicionalmente como no se tiene estudio de suelos para determinar la capacidad portante, se desprecia la resistencia que tenga el suelo.



ANALISIS DE CARGAS.

$$\text{MUROS: } 10.80 * 0.20 * 1.80 * 2.40 = 9.33 \text{ ton}$$

$$\text{TAPA : } 4.40 * 1.40 * 0.10 * 2.40 = 1.14 \text{ ton}$$

$$\text{AGUA : } 1.70 * 3.0 * 1.0 * 1.0 = 5.10 \text{ ton}$$

$$\text{PESO PROPIO: } 4.40 * 1.40 * 0.20 * 2.40 = 2.28 \text{ ton}$$

$$\text{CARGAS MUERTAS} = 17.85 \text{ ton}$$

$$\text{CARGAS VIVAS} = 4.40 * 1.40 * 0.25 = \text{C.V} = 1.19 \text{ ton}$$

$$\text{CARGA ULTIMA MAYORADA} = 1.4 * 17.85 + 1.7 * 1.19$$

$$W_u = 27.01 \text{ ton.}$$

$$W_u / M^2 = 5.68 \text{ Ton} / M^2$$

Tomando una franja de 1 m de ancho

$$W_u = 5.68 \text{ ton} / \text{ml}$$

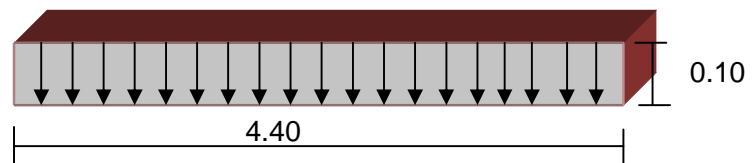
$$M_u = W_u * L^2 / 8 = M_u = 8.21 \text{ ton} - \text{m}$$

$$K = 0.032; \rho = 0.0095; A_s = 15.20 \text{ Cm}^2$$

Colocamos 1 barra # 5 C.20;

Acero de retracción y fraguado $A_s = 4.0 \text{ Cm}^2$; 1 # 3 C.18

6.4 CALCULO DE LA TAPA DEL TANQUE.



ANALISIS DE CARGAS.

$$\text{PESO PROPIO: } 4.40 * 1.40 * 0.10 * 2.40 = 1.14 \text{ ton}$$

$$\text{C. M.} = 1.14 \text{ ton}$$

$$\text{C. V.} = 3.4 * 1.4 * 0.25 \text{ ton} = 1.19 \text{ ton}$$

$$\text{CARGA ULTIMA MAYORADA} \quad W_u = 3.62 \text{ ton}$$

$$W_u / \text{m}^2 = 0.76 \text{ ton} / \text{m}^2$$

En una franja de 1 m de ancho

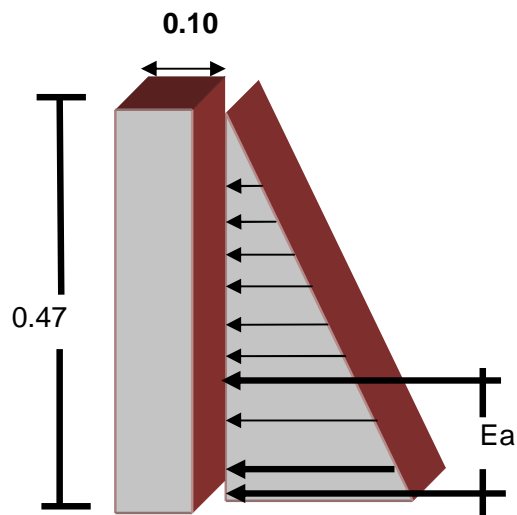
$$W_u = 0.76 \text{ ton} / \text{ml}$$

$$M_u = 1.10 \text{ ton-m} \quad ; \quad K = 0.022 \quad ; \quad \text{Cuantía: } 0.0065 \quad ;$$

$$A_s = 4.55 \text{ Cm}^2$$

Colocamos 1 barra # 3 C. 20; en Ambas direcciones.

6.5 CAMARA DE AQUIETAMIENTO



MUROS

$$Ea = \gamma \cdot h^2 / 2 = 1.0 \cdot 0.47^2 / 2 = 0.11 \text{ ton}$$

$$Ma = 0.11 \cdot 0.16 = 0.02 \text{ ton-m}$$

$$Mu = 1.80 \cdot 0.02 = 0.04 \text{ ton-m}$$

$$K = 4 / 100 \cdot 7^2 = 0.00082 \quad ; \quad \text{Cuantía} = 0.0033 \quad ; \quad As = 2.31 \text{ Cm}^2$$

1 barra # 3 C. 30; en ambas direcciones

PLACA DE FONDO

$$\text{Peso muros} = 1.84 \cdot 0.48 \cdot 0.10 \cdot 2.4 = 0.21 \text{ ton}$$

$$\text{Tapa} = 0.60 \cdot 0.40 \cdot 0.10 \cdot 2.4 = 0.06 \text{ ton}$$

$$\text{Agua} = 0.60 \cdot 0.35 \cdot 0.50 \cdot 1.0 = 0.11 \text{ ton}$$

$$\text{Peso propio} = 0.60 \cdot 0.40 \cdot 0.10 \cdot 2.40 = 0.06 \text{ ton}$$

$$\text{Carga muerta} = 0.44 \text{ ton}$$

$$\text{Cargas vivas} = 0.60 \cdot 0.40 \cdot 0.25 = 0.06 \text{ ton}$$

Carga ultima mayorada = 0.72 ton

$W_u = 0.72 \text{ ton}$

$W_u / M^2 = 0.72 / 0.24 = 3.0 \text{ ton /m}^2$

Tomando 1 franja de 1 m

$W_u = 3.0 \text{ ton /ml}$

$M_u = W_u * L^2 / 8 = 3.0 * 0.60^2 / 8 = 0.14 \text{ ton-m}$

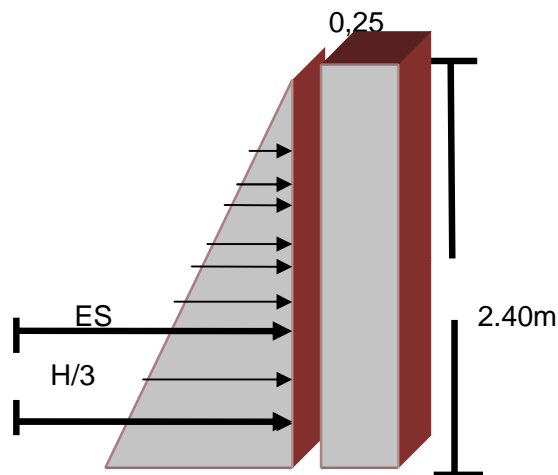
$K = 0.0028$; Cuantía = 0.0033; $A_s = 2.31 \text{ Cm}^2$

1 barra # 3, C.30; en ambas direcciones.

7. CALCULO ESTRUCTURAL TANQUE DE ALMACENAMIENTO ARMENIA, COLOMBIA-PARA SISTEMA POR GRAVEDAD (64 m³)

7.1 MUROS EXTERIORES (CARA EXTERNA)

Para esta cara la condición más crítica se presenta cuando el tanque está vacío y la altura del suelo es igual a la del muro.



$$\gamma \text{ Suelo} = 1.8 \text{ ton / m}$$

$K=1$ del lado de la seguridad para cualquier tipo de suelo Considerando el empuje del suelo en estado de reposo, se tiene la siguiente expresión:

$$F_y = 4200 \text{ K/cm}^2 \quad F'_c = 210 \text{ K/cm}^2$$

$$E_s = \frac{k \times \varphi \times H^2}{2}$$

$$E_s = \frac{1 \times 1,8 \times 2,4^2}{2}$$

$$E_s = 5,18 \text{ (ton) / m}$$

$$M_{ext} = E_s \times \frac{H}{3}$$

$$M_{ext} = 5,18 \times \frac{2,40}{3}$$

$$M_{ext} = 4,14 \text{ ton - m}$$

$$M_u = M_{ext} \times 1,5$$

$$M_u = 4,14 \times 1,5$$

$$M_u = 7.45 \text{ ton} - \text{m}$$

$$k = \frac{M_u}{bd^2} = \frac{745}{100 \times 21^2} = 0,017 \text{ ton/cm}^2$$

Para este valor de K corresponde un valor de $\rho = 0.0053$

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

$$A_s = \rho \times b \times d$$

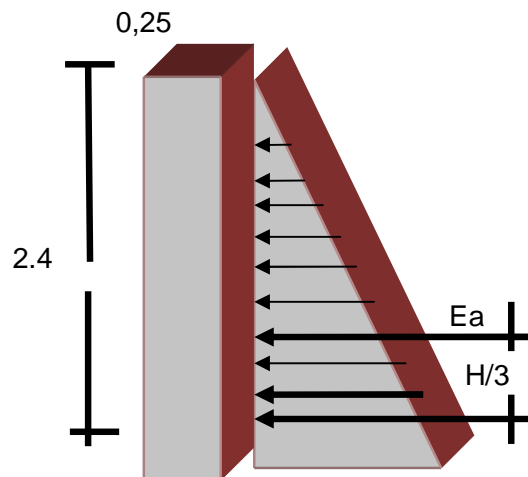
$$A_s = 0,0053 \times 100 \times 21$$

$$A_s = 11.13 \text{ cm}^2$$

Equivalen a 1 barra N° 4 cada 0.20 m

7.2 MUROS EXTERIORES (CARA INTERNA)

En esta cara la condición crítica se presenta cuando el tanque está lleno y no cuenta con empuje de suelo en la cara exterior.



$$Ea = \frac{\varphi \times H^2}{2}$$

$$Ea = \frac{1 \times 2,40^2}{2}$$

$$Ea = 2.88 \text{ tn} - \text{ml}$$

$$M_{ext} = E_a \times \frac{H}{3}$$

$$M_{ext} = 2.88 \times \frac{2,50}{3}$$

$$\mathbf{M_{ext} = 2,40 \text{ ton} - \text{m}}$$

$$M_u = M_{ext} \times \text{factor}; \quad \text{factor: } 1,8$$

$$M_u = 2,40 \times 1,8$$

$$\mathbf{M_u = 4,32 \text{ ton} - \text{m}}$$

$$k = \frac{M_u}{bd^2} = \frac{432}{100 \times 21^2} = 0,0098 \text{ ton/cm}^2$$

Para este valor de K corresponde un valor de ρ menor que el ρ mínimo

Tomar ρ mínimo = 0.0033

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

$$A_s = \rho \times b \times d$$

$$A_s = 0,0033 \times 100 \times 21$$

$$A_s = 6,93 \text{ cm}^2$$

Equivalen a 1 barra N° 4 cada 0.20 m; $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$. (Cara interior)

El refuerzo por contracción y temperatura para las dos caras será:

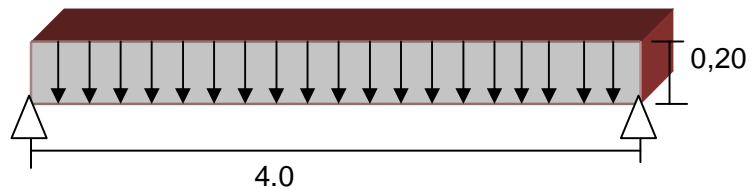
$$A_s = 0.0020 \times b \times d$$

$$A_s = 0.0020 \times 100 \times 21$$

$$A_s = 4.20 \text{ cm}^2$$

Equivalen a 1 barra N°5 cada 0.20 m; $f_y = 2400 \text{ Kg/cm}^2$ (ambas caras)

7.3 DISEÑO DE LA TAPA DEL TANQUE.



Es una losa maciza simplemente apoyada en sus extremos, con un espesor mínimo de 25 cm.

Se diseña como una viga de 1 m de ancho.

ANALISIS DE CARGAS

$$e_{Min} = \frac{L}{22}; L = 4.5 \text{ m}$$

$$e_{Min} = \frac{4.5}{22} = 0.20 \text{ m}$$

Peso específico del concreto = 2400 kg/m^3

$$2400 \text{ kg/m}^3 \times 0,20 \times 1 = 480 \text{ kg/m}$$

Carga muerta = 600 kg/m

Total carga viva: 200 kg/m^2 asumido

Para una franja de 1 m CV = $200 \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{ m}$

CV = 200 kg/m

Carga de diseño = carga viva * 1.7 + carga muerta * 1.4

$$C M u = 480 \text{ kg/m} \times 1.40 = 672 \text{ kg/m}$$

$$C V u = 200 \text{ kg/m} \times 1.70 = 340 \text{ kg/m}$$

$$C t u = \frac{672 \text{ kg/m} + 340 \text{ kg/m}}{1} = 1012 \text{ kg/m}$$

Para una franja de 1 m, la carga sería de:

$$C_{tu} = 1012 \text{ kg/m}$$

Refuerzo necesario en el centro de la luz

$$M_u = \frac{wl^2}{8} = \frac{1012 * 4,0^2}{8} = 2024 \text{ kg - m}$$

$$M_u = 2024 \text{ kg - m} = 202 \text{ ton - cm}$$

b = ancho de la franja de diseño = 1m = 100cm

$$\text{peralte} = \text{espesor} - 4 = 20 - 4 = 16 \text{ cm}$$

$$K = \frac{M_{\max}}{bd^2} = \frac{202}{100 \times 16^2} = 0,0078 \text{ ton/cm}^2$$

Para este valor de K corresponde un valor de ρ menor que el ρ mínimo

Tomar ρ mínimo = 0.0033

$$A_s = \rho \times b \times d$$

$$A_s = 0,0033 \times 100 \times 16$$

$$A_s = 5,28 \text{ cm}^2$$

1# 4, C.25. (Refuerzo longitudinal)

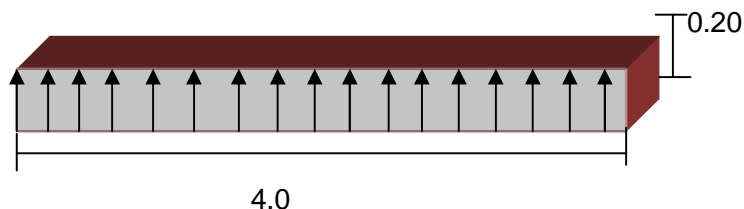
Acero de retracción y temperatura

$$A_s = 0.002 * 100 * 16$$

$$A_s = 3.2 \text{ cm}^2$$

1# 3, C.30 (Refuerzo transversal).

7.4 DISEÑO DE LA PLACA DE FONDO



La placa de piso, se considera una losa maciza de 20 cm de espesor se diseña para un ancho de franja de 1m

Tanque lleno

Se evalúa el efecto cuando el tanque se encuentra lleno, considerando el peso propio y el peso del agua.

ANALISIS DE CARGAS

$$\text{Muros} : (2,4\text{m} * 0,25\text{m} * 4,25\text{m} * 4 * 2400 \text{ kg/m}^3 = 24480 \text{ kg}$$

$$\text{Tapa} : (4,5\text{m} * 4,5\text{m} * 0,20\text{m}) * 2.400\text{kg/m}^3 = 9720 \text{ kg}$$

$$\text{Agua} : 4 * 4 * 2,4 * 1000 = 34200 \text{ kg}$$

$$\text{Peso propio placa: } (4,50\text{m} * 4,50\text{m} * 0,30\text{m}) * 2.400\text{kg/m}^3 = 14580 \text{ kg}$$

CARGAS MUERTAS = 82900 kg.

$$\text{Carga por el área de la placa} = 89610 \text{ kg} / (4\text{m} * 4\text{m}) = 5601 \text{ kg/m}^2$$

Se diseña para una franja típica de 1m;

La carga actúa simultáneamente en las dos direcciones, la carga muerta por metro lineal será.

$$C_m = (\text{carga muerta}/2) * \text{ML}$$

$$C_m = (5601 \text{ kg/m}^2 / 2) * 1\text{m}$$

$$C_m = 2800 \text{ kg/m}$$

$$C_d = 1,4 * C_m$$

$$C_d = 1,4 * 2800$$

$$C_d = 3920 \text{ kg/m}$$

La placa se considera empotrada

Momento máximo en el centro de la luz

Momento de diseño (Mu)

$$M_u (+) = (C_d * L^2) / 24$$

$$M_u = 3920 * 5^2 / 24 = 1045,44 \text{ kg/m}$$

$$M_u = 4084 \text{ ton-cm}$$

$$K = \frac{Mu}{bd^2} = \frac{408}{100 \times 26^2} = 0,0060 \text{ ton/cm}^2$$

Parta este valor de K corresponde un valor de ρ menor que el ρ mínimo

Tomar ρ mínimo = 0.0033

$$As = \rho \times b \times d$$

$$As = 0,0033 \times 100 \times 26$$

$$As = 8.58 \text{ cm}^2$$

1# 4, C.25. (En los dos sentidos)

La placa se considera empotrada

Momentos máximos en los extremos.

Momento de diseño (Mu)

$$Mu (-) = (Cd \cdot L^2)/12$$

$$Mu = 3920 \cdot 5^2/12 = 8166,66 \text{ kg/m}$$

$$Mu = 816,6 \text{ ton-cm}$$

$$K = \frac{Mu}{bd^2} = \frac{816,6}{100 \times 26^2} = 0,0120 \text{ ton/cm}^2$$

Parta este valor de K corresponde un valor de ρ menor que el ρ mínimo

Tomar ρ mínimo = 0.0033

$$As = \rho \times b \times d$$

$$As = 0,0033 \times 100 \times 26$$

$$As = 8.58 \text{ cm}^2$$

1# 4, C.25. (En los dos sentidos)

8. PRESUPUESTO

Para el análisis de presupuesto se han tenido en cuenta los precios vigentes de enero 2010.

Items	Descripción	Und	Can.	V/Unitario	V/Parcial
1.0	BOCATOMA				
1,1	Localización y replanteo	Gbl	1,0	\$ 225.992	\$ 225.992
1,2	Manejo de aguas, desvío y retorno del cauce.	Gbl	1,0	\$ 267.432	\$ 267.432
1,3	Concreto reforzado de 3.000 psi, a todo costo, materiales, mano de obra, producción, formaleta, vaciado, desencofrado, curado, etc.	M ³	6,5	\$ 464.069	\$ 3.016.449
1,4	Concreto ciclopeo 2500 PSI a todo costo para la presa y enrocado. Incluye: Producción, materiales, mano de obra, curado, equipo, herramientas y todo lo relacionado para la correcta ejecución de la obra.	M ³ .	3,4	324.962,0	1.104.871,0
1,5	Concreto de 2.000 psi, para solado a todo costo, incluye: formaleta, vaciado, materiales, mano de obra, curado, desencofrada, equipo, herramientas y todo lo relacionado para la correcta ejecución de la obra.	M ³	1,0	\$ 342.025	\$ 342.025
1,6	Pañetes Impermeabilizado, para la cajilla de derivación, a todo con materiales y mano de obra.	M ²	11,0	\$ 23.061	\$ 253.671
1,7	Hierro de refuerzo, suministro, corte, figurado y amarre, de 60000 psi:				
1,8	A-37 y PDR 60 De acuerdo a los planos	Kgs	830,0	\$ 3.910	\$ 3.245.300
1,9	Suministro e instalación de los accesorios necesarios en la bocatoma y cajilla derivadora:				
1,10	Rejilla de captación de 0,7x0,40 mts, con varillas de 5/8" lisas, separadas cada centímetro y enmarcadas en ángulo de 1 1 / 4" x 3/16", con anclajes de soporte empotrados y bisagras.	Und	1,0	\$ 293.431	\$ 293.431
1,11	Tubería PVC de 3" UM . RDE 21 de 6mts	Tubo	1,0	\$ 67.002	\$ 67.002
1,12	Unión de reparación de 3" con campana	Und	1,0	29.729,0	\$ 29.729
1,13	Tubería PVC S de 6" L . 6mts para exesos y lavado	Tubo	1,0	\$ 167.202	\$ 167.202
1,14	suministro e instalacion Válvula HF de 3" , sello elastico	Und	1,0	\$ 410.899	\$ 410.899
1,15	Suministro e Instalación de Válvula Compuerta Sello Bronce de 6"	Und	1,0	1.441.619,0	\$ 1.441.619
1,16	Excavaciones a todo factor, incluye, equipos, herramienta, mano de obra,	M ³	9,0	\$ 23.524	\$ 211.128
	TOTAL CAPITULO				\$ 11.076.749
2.0	ADUCCION (BOCATOMA - DESARENADOR)				
2,1	Excavaciones a mano a todo factor, incluye, equipos, herramienta, mano de obra,	M ³ .	8,0	\$ 23.524	\$ 188.192

2,2	Tapado y apisonado de brechas a todo factor. Incluye: Material seleccionado de la misma excavación, equipos, herramientas, mano de obra.	M ³ .	8,0	\$ 8.559	\$ 68.472
2,3	Suministro de tubería de PVC de 3" RDE 26 UM	Tubo	5,0	\$ 65.112	\$ 325.560
2,4	Instalación de tubería PVC 3" UM. Incluye: localización, replanteo, arreglo del fondo de la zanja, bajada y empalme del tubo, limpiador y lubricante, instalación de accesorios y demás elementos para la correcta ejecución de obra.	MI.	30,0	\$ 1.652	\$ 49.560
TOTAL CAPITULO					\$ 631.784
3,0	DESARENADOR				
3,1	Localización y replanteo	Gbl	1,0	\$ 225.992	\$ 225.992
3,2	Concreto reforzado de 3.000 psi, a todo costo, materiales, mano de obra, producción, formaleta, vaciado, desencofrado, curado, etc.	M ³ .	6,9	\$ 464.069	\$ 3.202.076
3,3	Concreto de 2.000 psi, para solado a todo costo, incluye: formaleta, vaciado, materiales, mano de obra, curado, desencofrada, equipo, herramientas y todo lo relacionado para la correcta ejecución de la obra.	M ³ .	0,7	\$ 342.025	\$ 246.258
3,4	Pañetes a todo costo con materiales, mano de obra, esmaltado e impermeabilizado.	M ²	33,0	\$ 23.061	\$ 761.013
3,5	Hierro de refuerzo, suministro, corte, figurado y amarre, de 60000 psi:				
3,6	A-37 y PDR 60 De acuerdo a los planos	Kgs.	995,0	\$ 3.910	\$ 3.890.450
3,7	Suministro e instalación de los accesorios necesarios en el desarenador, así :				
3,8	Valvula compuerta lateral para lavado en HF de 4", cortina, sello de bronce, incluye; columna, de maniobra, rueda de manejo, vástago de bronce de 1" de diametro y 3,5 m de altura, anclajes en el concreto, incluye la instalación.	Und.	1,0	\$ 2.200.000	\$ 2.200.000
3,9	Tubería PVC S de 4" L . 6mts lavado	Tub	4,0	\$ 78.954	\$ 315.816
3,10	Tubería PVC de 2 1/2" UM . RDE 21 de 6mts	Tub	2,0	\$ 54.680	\$ 109.360
3,11	Union pvc de reparación de 2 1/2"	Und	2,0	\$ 17.893	\$ 35.786
3,12	Codo de 2 1/2"x 90°	Und	2,0	\$ 23.000	\$ 46.000
3,13	Válvula de bola de 2 1/2" TP	Und	2,0	\$ 235.736	\$ 471.472
3,14	Candados de 3 "	Und	2,0	15.630	31.260
3,15	Cadena de 3/8" en acero de 1,50m	Und	1,0	23.172	23.172
3,16	Accesorios adicionales para conexiones internas, niples, pasa muros, etc.	Gbl	1,0	\$ 120.000	\$ 120.000
3,17	Excavaciones a mano a todo factor, incluye, equipos, herramienta, mano de obra,	M ³ .	25,0	\$ 23.524	\$ 588.100
TOTAL CAPITULO					\$ 12.266.755
4,0	CONDUCCION (DESARENADOR - TANQUE)				

4,1	Excavaciones a todo factor, incluye, equipos, herramienta, mano de obra,	M ³ .	24,0	\$ 23.524	\$ 564.576
4,2	Tapado y apisonado de brechas a todo factor. Incluye: Material seleccionado de la misma excavación, equipos, herramientas, mano de obra.	M ³ .	19,7	\$ 8.559	\$ 168.535
4,3	Suministro de tubería PVC				
4,4	Tubo de 2 1/2" en PVC RDE 26 U.M. 6mts	Tubo	14,0	\$ 45.102	\$ 631.428
4,5	Suministro de accesorios PVC				
4,6	Unión de reparación de 2 1/2"	Und.	2,0	\$ 17.893	\$ 35.786
4,7	Encofrado a todo costo en concreto simple de 3000 PSI, sección de 0.30 x 0.30 m., para proteger tuberías en pasos de zanjonés y demás, para diámetro de 3" según los planos. Incluye: materiales, mano de obra, formaleta, vaciado y todo lo relacionado para la correcta ejecución de la obra.	MI.	4,0	\$ 52.906	\$ 211.624
4,8	construcción de viaductos para tubería de 2 1/2". Incluye: cables pernos muertos, columnas en concreto reforzado de 300 PSI a todo costo con hierro de 3/8" cada 15 cm pendolas, pinturas en alumbrado, instalación de tubería, demás elementos necesarios, y todo lo necesario para la correcta ejecución de la obra	MI	20,0	\$ 70.002	\$ 1.400.040
4,9	Instalación de tubería PVC 2 1/2" UM. Incluye: localización, replanteo, arreglo del fondo de la zanja, bajada y empalme del tubo, limpiador y lubricante, instalación de accesorios y demás elementos para la correcta ejecución de obra.	MI	84,0	\$ 1.316	\$ 110.544
4,10	Suministro e instalación de accesorios PVC y demás para enmallas y conexiones de tuberías y accesorios (codos, bujes, tees, reducciones, etc)	Gbl	1,0	\$ 150.000	\$ 150.000
	TOTAL CAPITULO OBRA CIVIL				\$ 3.272.533
5	TANQUE DE ALMACENAMIENTO				
5,1	Localización y replanteo	Gbl	1,0	\$ 209.993	\$ 209.993
5,2	Excavaciones a mano a todo factor, incluye, equipos, herramienta, mano de obra,	M3	21,0	\$ 23.524	\$ 494.004
5,3	Construcción de Tanque de Almacenamiento a todo costo en concreto reforzado de 3000 PSI. Incluye: Producción, formaleta, vaciado, materiales, mano de obra, curado, desencofrado, equipo, herramientas y todo lo relacionado para la correcta ejecución de la obra.	M3	20,0	\$ 464.069	\$ 9.281.380
5,4	Suministro e instalación de concreto 2000 PSI a todo costo para solado. Incluye materiales, producción y todo lo necesario para la correcta ejecución de la obra.	M3	2,0	\$ 342.025	\$ 684.050

5,5	Suministro y aplicación de pañetes impermeabilizados, a todo costo, para paredes internas. Incluye suministro de materiales, producción, aplicación, mano de obra, herramientas y todo lo relacionado para la correcta ejecución de la obra, incluye cajillas	M2	40,0	\$ 23.061	\$ 922.440
5,6	Suministro y aplicación de concreto de pañetes normal, a todo costo, para paredes externas. Incluye suministro de materiales, producción, aplicación, mano de obra, mano de obra, herramientas y todo lo relacionado para la correcta ejecución de la obra, incluye cajillas	M2	70,0	\$ 19.000	\$ 1.330.000
5,7	Hierro de refuerzo, suministro, corte, figurado y amarre, de 60000 psi:				
5,8	Suministro, corte, figurado y amarre de hierro PRD - 60	KG	3.590,0	\$ 3.900	\$ 14.001.000
5,9	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIAS Y ACCESORIOSACCESORIOS				
5,9,1	Válvula de bola de 2 1/2"	Und.	3,0	\$ 236.000	\$ 708.000
5,9,2	VÁLVULA COMPUERTA SELLO BRONCE DE 4"	Und.	1,0	\$ 706.156	\$ 706.156
5,9,3	Tubería PVC S de 4" para lavao	Tubo	5,0	\$ 75.729	\$ 378.645
5,9,4	Tubería PVC de 2 1/2" UM . RDE 26 de 6mts	Tubo	4,0	\$ 45.000	\$ 180.000
5,9,5	Tee PVC de 2 1/2"	Und.	3,0	\$ 30.000	\$ 90.000
5,9,6	Suministro e Instalación de puntos de ventilación en HG 3"	Und.	3,0	\$ 88.340	\$ 265.020
5,9,7	Candados de 3 "	Und	3,0	15.630	46.890
5,9,8	Cadena de 3/8" en acero de 1,50m	Und	3,0	23.172	69.516
5,9,9	Suministro deTapa de inspección en HF	Und	2,0	\$ 181.569	\$ 363.138
5,9,10	Suministro Cruceta para manejo de válvulas, con cuadrante	Und.	1,0	\$ 350.000	\$ 350.000
	TOTAL CAPITULO				\$ 30.080.232
6,0	RED DE DISTRIBUCION				
6,1	Excavaciones a mano a todo factor, incluye, equipos, herramienta, mano de obra,	M ³ .	3.845,5	\$ 24.799	\$ 95.365.050
6,2	Tapado y apisonado de brechas a todo factor. Incluye: Material seleccionado de la misma excavación, equipos, herramientas, mano de obra.	M ³ .	3.845,5	\$ 8.559	\$ 32.913.806
6,3	Suministro de tubería PVC				
6,3,1	Tubo PVC de 2 1/2" RDE 21 UM	Tubo	13,0	\$ 49.401	\$ 642.213
6,3,2	Tubo PVC de 2" RDE 21UM	Tubo	256,0	\$ 32.695	\$ 8.369.920
6,3,3	Tubo PVC de11/2" RDE 21 EL	Tubo	343,0	\$ 29.643	\$ 10.167.549
6,3,4	Tubo PVC de 1" RDE 21 EL	Tubo	427,0	\$ 12.575	\$ 5.369.525
6,3,5	Tubo PVC de 3/4" RDE 21 EL	Tubo	415,0	\$ 8.596	\$ 3.567.340
6,3,6	Tubo PVC de 1/2" RDE 13,5 EL	Tubo	835,0	\$ 6.777	\$ 5.658.795
6,4	Suministro de accesorios PVC				
6,4,1	Uniones de PVC presión de:				
6,4,1	1 1/2"	Und	348,0	\$ 1.350	\$ 469.800
6,4,2	1"	Und	432,0	\$ 538	\$ 232.416

6,4,3	3/4"	Und	420,0	\$ 329	\$ 138.180
6,4,4	1/2"	Und	840,0	\$ 200	\$ 168.000
6,4,5	Buje soldado PVC de:				
6,4,6	Buje soldado PVC 2" x 1 1/2"	Und	3,0	\$ 2.800	\$ 8.400
6,4,7	Buje soldado PVC 2" x 1"	Und	1,0	\$ 2.700	\$ 2.700
6,4,8	Buje soldado PVC 1 1/2" x 1"	Und	4,0	\$ 1.700	\$ 6.800
6,4,9	Buje soldado PVC 1 1/2" x 1/2"	Und	3,0	\$ 1.600	\$ 4.800
6,4,10	Buje soldado PVC 1" x 3/4"	Und	5,0	\$ 550	\$ 2.750
6,4,11	Buje soldado PVC 1" x 1/2"	Und	13,0	\$ 550	\$ 7.150
6,4,12	Buje soldado PVC 3/4" x 1/2"	Und	16,0	\$ 300	\$ 4.800
6,4,13	Collar de derivacion PVC de:				
6,4,14	Collar de derivacion PVC 2" x 3/4"	Und	1,0	\$ 4.113	\$ 4.113
6,4,15	Collar de derivacion PVC 2" x 1/2"	Und	3,0	\$ 4.113	\$ 12.339
6,4,16	Tee PVC de:				
6,4,17	Tee PVC Campana 2 1/2"x2"x2"	Und	1,0	\$ 33.300	\$ 33.300
6,4,18	Tee PVC 2"	Und	1,0	\$ 20.848	\$ 20.848
6,4,19	Tee PVC 1 1/2"	Und	5,0	\$ 4.400	\$ 22.000
6,4,20	Tee PVC 1"	Und	10,0	\$ 1.282	\$ 12.820
6,4,21	Tee PVC 3/4"	Und	10,0	\$ 655	\$ 6.550
6,4,22	Tee PVC 1/2"	Und	5,0	\$ 400	\$ 2.000
6,5	Suministro de accesorios H.F. o H.G.				
6,5,1	Valvula de control de 2" HF sello elastico	Und.	2,0	\$ 290.736	\$ 581.472
6,5,2	Valvula de control de 1" de bola	Und.	3,0	\$ 38.405	\$ 115.215
6,5,3	Valvula de control de 3/4" de bola	Und.	1,0	\$ 23.259	\$ 23.259
6,5,4	Valvula de control de 1/2" de bola	Und.	1,0	\$ 16.216	\$ 16.216
6,5,5	Instalación de tubería de diferentes diametros con sus respectivos accesorios. Incluye: localización, replanteo, arreglo del fondo de la zanja, bajada y empalme del tubo, limpiador y lubricante, instalación de accesorios y demás elementos para la correcta ejecución de obra.				
6,5,6	2,1/2"	MI	78,0	\$ 1.400	\$ 109.200
6,5,7	2"	MI	1.536,0	\$ 1.100	\$ 1.689.600
6,5,8	1½"	MI	2.058,0	\$ 900	\$ 1.852.200
6,5,9	1"	MI	2.562,0	\$ 550	\$ 1.409.100
6,5,10	3/4"	MI	2.490,0	\$ 470	\$ 1.170.300
6,5,11	1/2"	MI	5.010,0	\$ 420	\$ 2.104.200
6,7	Suministro e instalacion de accesorios PVC y demas para enmalles y conexiones de tuberias y accesorios (codos, bujes, tees, reducciones, etc)	Gbl	1,0	\$ 300.000	\$ 300.000
6,8	Construcción de cajillas de 0.60 x 0.60 x 0,60 mts libres; concreto simple 3000 PSI, tapa en concreto reforzado en hierro de 3/8", separadas cada 0.15 mts. en ambos sentidos, candado, cadena, para protección de valvulas de control, con instalación de las válvulas y accesorios.	Und.	7,0	240.517,0	1.683.619,0

6,9	Cámaras de quiebre de presión Construcción de estructuras en Concreto Reforzado de 3000 PSI a todo costo con hierro de 1/2" cada 15 cm., con dos flotadores de tipo pesado igual al diámetro de la tubería de entrada, superboya. Incluye: suministro e instalación de accesorios, cadena, candado, válvula de entrada y demás elementos necesarios. Muros de espesor 0.15 m., base de 1.9 x 1.9 m. e= 0.15 m. y tapa móvil de e=0.10 m. Para diámetros de 2" - 1 1/4". De 1.20 x 1.20 x 1.20 m. libres. Incluye: desperdicio.	Und	9,0	\$ 2.259.205	20.332.845	\$
6,1	Cámaras de quiebre de presión Construcción de estructuras en Concreto Reforzado de 3000 PSI a todo costo con hierro de 3/8" cada 15 cm., con dos flotadores de tipo pesado igual al diámetro de la tubería de entrada, superboya. Incluye: suministro e instalación de accesorios, cadena, candado, válvula de entrada y demás elementos necesarios. Muros de espesor 0.15 m., base de 1.6 x 1.5 m. e= 0.15 m. y tapa móvil de e=0.10 m. Para diámetros de 3/4" - 1/2". De 0.80 x 0.90 x 1.00 m. libres. Incluye: desperdicio.	Und	19,0	\$ 1.251.184	23.772.496	\$
6,11	Encofrado a todo costo en concreto simple de 3000 PSI, sección de 0.30 x 0.30 m., para proteger tuberías en pasos de zanjonés y demás, para diámetro de 3" según los planos. Incluye: materiales, mano de obra, formaleta, vaciado y todo lo relacionado para la correcta ejecución de la obra.	MI.	80,0	\$ 52.906	\$ 4.232.480	
6,12	construcción de viaductos para tubería de 2 1/2". Incluye: cables pernos muertos, columnas en concreto reforzado de 300 PSI a todo costo con hierro de 3/8" cada 15 cm pendolas, pinturas en alumnol, instalación de tubería, demás elementos necesarios, y todo lo necesario para la correcta ejecución de la obra	MI	975,0	\$ 70.000	68.250.000	\$
	TOTAL CAPITULO				290.856.166	\$
7,0	DOMICILIARIAS					
7,1	Suministro tubería y accesorios					
7,2	Tubo de 1/2" PVC RDE 13,5 US	Tubo	84,0	\$ 8.273	\$ 694.932	
7,3	Unión de 1/2" PVC	Und.	89,0	\$ 500	\$ 44.500	
7,4	Adaptador macho de 1/2" PVC	Und.	42,0	\$ 1.200	\$ 50.400	
7,5	Adaptador hembra de 1/2" PVC	Und.	84,0	\$ 1.300	\$ 109.200	
7,6	Micromedidores de 1/2 tipo velocidad	Und.	42,0	\$ 70.000	\$ 2.940.000	
	Accesorios adicionales					
7,7	Válvula de corte de 1/2"	Und.	42,0	\$ 13.000	\$ 546.000	
7,7,1	Cajilla para andén en concreto	Und.	42,0	\$ 12.000	\$ 504.000	
7,7,2	Tapa para cajilla en Hierro Fundido	Und.	42,0	\$ 22.000	\$ 924.000	
7,7,3	Niple HG de 1/2" x 0.20 m., dos roscas.	Und.	42,0	\$ 4.400	\$ 184.800	
7,7,4	Niple HG de 1/2" x 0.60 m., dos roscas.	Und.	42,0	\$ 6.600	\$ 277.200	
7,7,5	Niple HG de 1/2" x 1.20 m., dos roscas.	Und.	42,0	\$ 12.100	\$ 508.200	
7,7,6	Codo HG de 1/2" x 90 grados.	Und.	84,0	\$ 2.400	\$ 201.600	

7,7,7	Unión HG de 1/2".	Und.	84,0	\$ 2.400	\$ 201.600
7,7,8	Llave terminal de 1/2"	Und.	42,0	\$ 14.000	\$ 588.000
7,9	Instalación de tubería PVC de 1/2" para domiciliaria, con mano de obra, herramienta, lubricante, limpiador soldadura, empalmes, accesorios, arreglo del lecho de la zanja.	ML.	504,0	\$ 420	\$ 211.680
7,10	Instalación de los accesorios de la domiciliaria: cajilla, válvula, medidor, tapa empotrada, arbolito terminal, accesorios, etc.	Und.	42,0	\$ 19.800	\$ 831.600
	TOTAL CAPITULO				\$ 8.817.712
8	PLANTA DE TRATAMIENTO				
8,1	Suministro e instalación de planta de tratamiento compacta, hidráulica, modelo Minipack, capacidad 2 LPS de acuerdo a descripción presentada en cotización de ACUATECNICA	Und	1,0	\$ 58.185.600	\$ 58.185.600
	TOTAL SUMINISTRO PLANTA DE TRATAMIENTO SEGÚN COTIZACION				\$ 58.185.600
8,2	OBRA CIVIL PLANTA DE TRATAMIENTO				
8,2,1	Localización y replanteo.	M²	28,0	\$ 1.554	\$ 43.512
8,3	CONCRETOS				
8,3,1	Incluye: Producción, vaciado, materiales, mano de obra, curado, equipo, herramientas y todo lo relacionado para la correcta ejecución de la obra.				
8,3,2	De 2000 PSI	M³	1,6	\$ 342.025	\$ 547.240
8,3,3	Incluye: Producción, formaleta, vaciado, materiales, mano de obra, curado, desencofrada, equipo, herramientas y todo lo relacionado para la correcta ejecución de la obra.				
8,3,4	De 3000 PSI.	M³	3,2	\$ 464.019	\$ 1.484.861
8,4	ACERO DE REFUERZO				
8,4,1	Suministro, corte, amarre, figurado, colocación y desperdicios de hierro de:				
8,4,2	De 1/2" A-60 cada 15cm en ambos sentidos	Kg	238,0	\$ 3.910	\$ 930.580
	SUBTOTAL PLANTA DE TRATAMIENTO				\$ 3.006.193
9	CONSTRUCCION CASETA PARA LABORATORIO Y BODEGA				
9,1	PRELIMINARES				
9,1,1	Localización y replanteo.	M2	20,0	\$ 1.554	\$ 31.080
9,2	EXCAVACIONES				
9,2,1	Excavación a todo factor.	M3	5,3	\$ 23.524	\$ 124.207
9,3	ESTRUCTURAS				
9,4,1	Viga de cimentación de 3000 PSI, sección 0.20 x 0.20 m., acero de refuerzo A-60 así: 4 hilos de 1/2" y flejes de 3/8", cada 0.15 m.	ML	17,0	\$ 99.313	\$ 1.688.321

9,4,2	Columnas de 3000 PSI, sección 0.20 x 0.20 m., acero de refuerzo A-60 así: 4 hilos de 1/2" y flejes de 3/8", cada 0.15 m.	ML	13,2	\$ 91.395	\$ 1.206.414
9,4,3	Viga de amarre de 3000 PSI, sección 0.20 x 0.20 m., acero de refuerzo A-60 así: 4 hilos de 1/2" y flejes de 3/8", cada 0.15 m.	ML	17,0	\$ 91.395	\$ 1.553.715
9,4,4	Viga cinta de 3000 PSI, sección 0.15 x 0.15 m., acero de refuerzo A-60 así: 4 hilos de 1/2" y flejes de 3/8", cada 0.20 m.	ML	5,0	\$ 24.609	\$ 123.045
9,4,5	Concreto ciclópeo de 40% en piedra de 0.20 x 0.30 m.	ML	17,0	\$ 20.262	\$ 344.454
10	MUROS Y PAÑETES				
10,1,1	Muro en bloque de arcilla No. 5	M2	35,2	\$ 24.000	\$ 844.800
10,1,2	Pañete liso 1:3	M2	70,4	\$ 13.000	\$ 915.200
10,1,3	Estuco pintura en vinilo tipo I en interior, sobre estuco a 3 manos	M2	35,2	\$ 9.000	\$ 316.800
10,1,4	Vinilo tipo I en exterior sobre pañete a 3 manos	M2	32,5	\$ 6.000	\$ 195.000
10,2	PISOS Y ENCHAPES				
10,2,1	Mortero de nivelación E = 0,03 m	M2	17,5	\$ 8.035	\$ 140.613
10,2,2	Piso en tableta tipo cerámica 0,40 x 0,40 m Tráfico 3	M2	17,5	\$ 28.000	\$ 490.000
10,2,3	Enchape en cerámica 0.20 x 0.30 para mesones y muro H=0.60 m.	M2	3,9	\$ 22.000	\$ 84.700
10,2,4	Suministro e instalación de lavaplatos en acero inoxidable de 0.40 x 0.60 m. incluye llave terminal tipo ganso cromada.	UND	1,0	\$ 100.000	\$ 100.000
10,3	CUBIERTA				
10,3,1	Suministro e instalación a todo costo teja termoacustic	M2	22,0	\$ 25.000	\$ 550.000
10,3,2	Correa perfil rectangular calibre 18 (8*4) cm. Sencilla anticorrosivo y Pintura.	ML	22,0	\$ 10.000	\$ 220.000
10,3,3	Placa para mesón con poyo E=0,07 m., Refuerzo 3/8" C/0.20 m.	M2	4,9	\$ 45.000	\$ 220.500
10,4	CARPINTERIA METALICA				
10,4,1	Suministro e instalación marco y puerta en lámina calibre 18 de 1.20 x 2.00 m. Incluye cerradura.	UND	1,0	\$ 260.000	\$ 260.000
10,4,2	Suministro e instalación ventana de varilla cuadrada de 1/2" de 2.00 x 1.30 m. y vidrios.	UND	1,0	\$ 315.000	\$ 315.000
10,4,3	Suministro e instalación de luceta en tubo cuadrado calibre 20, marco en lámina calibre 20 H=0,35 m.	ML	7,5	\$ 40.000	\$ 300.000
10,50	INSTALACIONES HIDRAULICAS				
10,5,1	Puntos de agua fría PVC de 1/2" incluye: Acometida del tanque a los puntos.	UND	1,0	\$ 40.000	\$ 40.000
10,5,2	Red Suministro PVC 1/2 RDE 13,5	ML	17,0	\$ 15.000	\$ 255.000
10,5,3	Suministro e instalación de tanque almacenamiento de 500 Litros.	UND	1,0	\$ 200.000	\$ 200.000
10,6	PUNTOS ELECTRICOS				
10,6,1	Punto eléctrico salida de luminarias y/o tomacorrientes. Incluye: acometida al tablero y sistema a tierra con varilla.	UN	8,0	\$ 24.000	\$ 192.000
10,6,2	Lámparas fluorescentes.	UN	3,0	\$ 40.000	\$ 120.000
10,6,3	Anden Mortero Afinado y Mineral E-0.05 m.	M2	9,5	\$ 15.000	\$ 142.500

10,6,4	Cerramiento en malla eslabonada calibre 10, de 2 X 2 y parales de 3" con marco en ángulo de 1 1/2" y 1/4" sobre muro en ladrillo prensado a la vista H= 0.8m. con estructura de soporte y confinamiento (vigüeta de 0.15 x 0.12 y columneta de 0.15 x 0.13 m.), ángulo superior de 1" x 1/8" , 3 hilos de alambre de púas y platinas.	ML	60,0	\$ 245.000	14.700.000	\$
	TOTAL CAPITULO					\$
						25.673.348
11	EQUIPOS DOSIFICACION, LABORATORIO.					
11,2	EQUIPOS DE DOSIFICACION					
11,1,2	Suministro de medidor multiparametrico portatil funciones de ph y conductividad, utilizable con y sin conexión electrica, que incluya electrodo, buffers de calibración y solución de KCl 3 M. accesorios y manual de operación.	UND	1,0	\$ 2.100.000	\$ 2.100.000	
11,1,3	Suministro de turbidímetro portatil, con fuente de luz en lámpara de tungsteno, rango de medición minimo de 0 a 1000 NTU que incluya sus patrones de calibración, accesorios, celdas portamuestras y manual de operación en español.	UND	1,0	\$ 3.200.000	\$ 3.200.000	
11,2	DOTACION DE INSTRUMENTOS Y MATERIALES					
11,2	Vaso de precipitados en plastico, de 250 ml.	UND	2	\$ 7.000	\$ 14.000	
11,2,1	Erlenmeyer en plastico graduado de 250 ml.	UND	2	\$ 8.000	\$ 16.000	
11,2,2	Embudo plástico mediano espigo largo	UND	2	\$ 5.000	\$ 10.000	
11,2,3	Pipeta graduada en plastico de 5 ml.	UND	2	\$ 6.000	\$ 12.000	
11,2,4	Pipeta graduada en plastico de 10 ml.	UND	2	\$ 7.000	\$ 14.000	
11,2,5	Probeta en plástico, graduada de 1000 ml.	UND	1	\$ 45.000	\$ 45.000	
11,2,6	Probeta en plástico, graduada de 100 ml.	UND	1	\$ 15.000	\$ 15.000	
11,2,7	Termómetro en vidrio de -10 a 50oC	UND	1	\$ 40.000	\$ 40.000	
11,2,8	Papel filtro, cuantitativo de 125 mm, caja x 100 unidades	UND	1	\$ 70.000	\$ 70.000	
11,3	SUMINISTRO DE REACTIVOS					
11,3,1	Kit de reactivos para análisis de control de calidad del agua, para prueba rapida de aluminio - método colorimétrico (185 test de 0,07 a 0,8 ppm)	UND	1,0	\$ 523.450	\$ 523.450	
11,3,2	Kit de reactivos para análisis de control de calidad del agua, para prueba rapida de hierro total - método colorimétrico (180 test de 0,1 a 50 ppm)	UND	1,0	\$ 666.900	\$ 666.900	
11,3,3	Kit de reactivos para análisis de control de calidad del agua, para prueba rapida de alcalinidad total - método volumétrico (170 test para ph entre 8,2 y 4,3)	UND	1,0	\$ 390.000	\$ 390.000	
11,3,4	Kit de reactivos para análisis de control de calidad del agua, para prueba rapida de dureza total - método volumétrico (300 test de 1 a 100 ppm)	UND	1,0	\$ 390.000	\$ 390.000	
11,3,5	Kit de reactivos para análisis de control de calidad del agua, para prueba rapida de cloro residual libre / ph - método colorimétrico (Cl2 200 test de 0,1 a 1,5 ppm / ph 200 test de 6,5 a 7,9)	UND	1,0	\$ 825.000	\$ 825.000	

11,3,6	Kit de reactivos para análisis de control de calidad del agua, comparador de color	UND	1,0	\$ 585.200	\$ 585.200
11,3,7	Repuesto reactivo 1 prueba para cloro libre x frasco 500 ml	UND	1,0	\$ 335.000	\$ 335.000
11,3,8	Repuesto reactivo 2 prueba para cloro libre x 2000 test	UND	1,0	\$ 335.000	\$ 335.000
11,3,9	Repuesto reactivo 4 solucion indicadora de ph x 1000 test	UND	1,0	\$ 280.000	\$ 280.000
11,3,10	Solución Potasio Cloruro 3 M frasco x 250 ml	UND	1,0	\$ 60.000	\$ 60.000
11,3,11	Solución Buffer pH 7 frasco x 500 ml	UND	1,0	\$ 60.000	\$ 60.000
11,3,12	Solución Buffer pH 4 frasco x 500 ml	UND	1,0	\$ 60.000	\$ 60.000
	TOTAL SUMINISTRO EQUIPOS Y LABORATORIO SEGÚN COTIZACION				\$ 10.046.550
	SUBTOTAL CAPITULOS				453.913.623
	A 12%	%	12		54.469.635
	I 7%	%	7		31.773.954
	U 6%	%	6		27.234.817
	SUBTOTAL PROYECTO				567.392.029
	INTERVENTORIA	%	7		39.717.442
	TOTAL PROYECTO				607.109.471

9. CONCLUSIONES

- Este diseño es la mejor alternativa para solucionar los problemas de abastecimiento de agua para el consumo humano en la vereda Armenia del municipio de Colombia ya que cuenta con datos reales y beneficiaría 42 familias.
- En la fase de la construcción del acueducto, se deben seguir los diseños presentados en la memoria técnica, cálculos hidráulicos y planos.
- Es de anotar y con especial énfasis que por las difíciles condiciones topográficas se requiere de un manejo técnico estricto de las válvulas, evitar las fugas en domiciliarias o en toda la conducción, realizar estricto control sobre la bocatoma, desarenador y tanque, evitando que se desocupe el sistema.
- El diseño cuenta con la instalación de 28 cámaras de quiebre que estabilizan la elevada presión hidráulica debido a la condición topográfica de la zona.
- En cada domiciliaria se debe instalar una válvula reguladora de presión y una de caudal, pues por las características topográficas es la manera más efectiva de uniformizar el sistema y entregar a cada uno de los usuarios condiciones homogéneas.
- El proyecto completo tiene un costo de 607'109.471.

10. RECOMENDACIONES

- Es de vital importancia organizar la población para lograr la participación comunitaria en la ejecución de las obras y constituir una vez instalado el sistema la junta administradora del acueducto con el fin de garantizar la eficiente administración y operación del mismo porque es indispensable para el correcto mantenimiento del acueducto.
- Se recomienda concientizar a la población de la vereda y zonas aledañas del cuidado que se le debe dar a la cuenca de la quebrada que va suministrar el agua necesaria para el acueducto, realizando campañas de reforestación, encerrando la zona de nacimiento y ejecutando todas las labores necesarias para su protección.

BIBLIOGRAFIA

- ☞ LÓPEZ CUALLA, Ricardo Alfredo. Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados. Editorial: Escuela Colombiana de Ingeniería. Febrero de 1995.
- ☞ CORCHO ROMERO, Fredy Hernán y DUQUE SERNA, José Ignacio. Acueductos: Teoría y Diseño.
- ☞ POVEDA GOMEZ, Abdón Alejandro. Servicios públicos domiciliarios: La calidad de vida: Un derecho fundamental de la persona. Edición 2..
- ☞ REGLAMENTO TÉCNICO DEL SECTOR DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BÁSICO, RAS 2.000, Títulos A, B y D. República de Colombia, Ministerio de Desarrollo económico. Dirección de agua potable y saneamiento básico. Santa Fé de Bogotá D.C. Noviembre de 2.002.
- ☞ REPUBLICA DE COLOMBIANA. Código Colombiano de Construcciones Sismorresistentes N.S.R. Santa Fé de Bogotá: s.e., 1.998.
- ☞ SANEAMIENTO RURAL. Eduardo Valencia y Estudiantes semestre B/97. Neiva: Universidad Surcolombiana, 1.997.
- ☞ VERGARA, Javier E. Diseño de pequeñas estructuras hidráulicas. Fusagasuga: s.e., 1.996.
- ☞ PAVCO. Catalogo de tuberías y accesorios presión Pavco. Santa Fé de Bogotá: s.e. 2005.
- ☞ HIDRAULICA DE TUBERÍAS. Juan G. Saldarriaga V. McGraw Hill Santa Fé de Bogotá: s.e. 1998.

ANEXOS

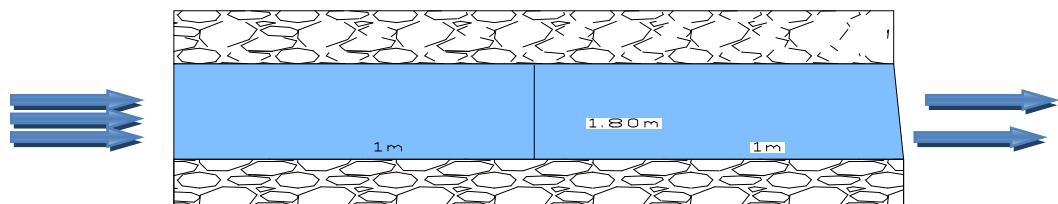
ANEXO 1. AFORO DE LA QUEBRADA LAS PLAYAS

Para hallar el caudal de la quebrada las playas se hizo un procedimiento por cuatro meses aforando una vez en la semana la quebrada dando como resultado los caudales mostrados.

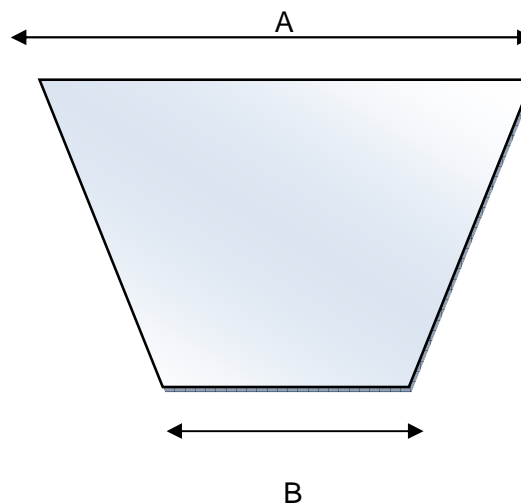
Aforo por el método del flotador:

QUEBRADA LAS PLAYAS ARMENIA COLOMBIA HUILA

Caudal máximo encontrado.



T1	T2	T3	T4	T5	T6	Distancia
1,6	1,6 seg	2 seg	1,2 seg	1,4 seg	1,8seg	2m



H se obtiene de un promedio de las alturas de agua a lo largo del canal en el sector elegido.

$$v = \frac{x}{t} = \frac{2m}{1,6 \text{ seg}} = 1,2 \text{ m/s}$$

$$A = \frac{(a + b)}{2} \times h$$

$$A = \frac{1 + 0,5}{2} \times 0,20 = 0,15 \text{ m}^2$$

$$Q = A \times V$$

$$Q = 0,15 \times 1,2 \times 850 = 152 \text{ l/s}$$

Aforo por el método volumétrico:

QUEBRADA LAS PLAYAS ARMENIA COLOMBIA HUILA

Caudal mínimo encontrado

Este método permite medir pequeños caudales de agua.

Dividiendo el volumen de agua recogido en recipiente por el tiempo en segundos que demora en llenarse, se obtiene el caudal en litros por segundos.

Procedimiento realizado.

T1	T2	T3	T4	T5	T6
5.3	5.4 seg	5.1seg	5.0 seg	5.3 seg	5.1seg

$$tiempo\ promedio = \frac{(5.3 + 6.2 + +6.1 + 6 + 5.3 + 5.1)}{6} = 8\ segundos$$

Volumen del balde=20 litros

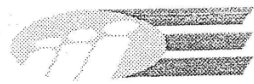
Tiempo promedio que demoro en llenarse= 5,2 segundos

$$caudal\ en\ l/s = \frac{20}{8} = 2.5\ l/s$$

Para hallar el **caudal promedio** se utilizaron las medidas de aforo realizadas semanalmente durante los 4 meses.

Caudal Promedio = 7.58 L/s

ANEXO 2. CALIDAD DEL AGUA.



EMPITALITO
EMPRESA DE SERVICIOS PÚBLICOS DE PITALITO E.S.P.
Compromiso con el medio ambiente

REPORTE DE ANÁLISIS FISIQUÍMICO Laboratorio de EMPITALITO E.S.P.

Fecha: 28 Junio 2010
Entidad: **ARMENIA MUNICIPIO DE COLOMBIA**
Fuente de Muestreo: **QUEBRADA LAS PLAYAS**
Punto de muestreo: Bocatoma del acueducto veredal. Hora: 6.00 AM
Persona que toma la muestra: **LEONARDO CAMERO ORTIZ**
Tipo de agua: Agua cruda. Temporada: tiempo seco con pocas lluvias.
Fecha De Análisis: **25 de Junio 2010** Hora: 11.30 AM

Parámetro	Valor Reportado	Valor Admisible Decreto 475/98	Estado: A: Apto N.A. No Apto
Olor y Sabor	Bueno	Aceptable	A
Color Verdadero (U.P.C)	6	Menor o igual a 15	A
Turbiedad (U.N.T)	0.8	Menor o igual a 5	A
Conductividad (Micromhos/cm.)	50	50 - 1000	A
Ph	6.7	6.5 - 9.0	A
Acidez Total (mg CaCO ₃ /L)	5	50	A
Alcalinidad Total (mg CaCO ₃ /L)	0	100	A
Dureza Total (mg CaCO ₃ /L)	3	160	A
Cloruros (mg Cl/L)	1	60	A
Fosfatos (mg PO ₄ ⁻³ /L)	0	0.2	A
Sulfatos (mg SO ₄ ⁻² /L)	2	250	A
Nitratos (mg NO ₃ /L)	0	10	A
Nitritos (mg NO ₂ /L)	0	0.1	A
Calcio (mg Ca/L)	1	60	A
Hierro (mg Fe/L)	0.25	0.3	A
Aluminio (mg Al/L)	0.2	0.2	A
Dureza Cálctica	2.5	---	A
Dureza Magnésica	0.5	---	A
Magnesio (mg Mg/L)	0.125	36	A
Temperatura C	20		

Observaciones:

Agua cruda que presenta color y turbiedad bajos debido a la temporada de verano suave en la región. Presenta conductividad muy baja, lo cual demuestra la poca cantidad de minerales y elementos que posee. Agua que presenta comportamiento ácido (pH bajo y cero alcalinidad).

Jairo Rafael Oñate Carvajal,
Ingeniero Químico de Laboratorio
T.P No 8963 del CPIQ

Calle 6 7-23 PBX (0988) 360012 Fax 8369847 Pitalito Nit 800.089.312-8
Planta de Tratamiento 8360584



**REPORTE DE ANÁLISIS MICROBIOLÓGICO
LABORATORIO MICROBIOLÓGICO**

FECHA: 28 Junio 2010
FECHA DE TOMA: 25 de Junio 2010
VEREDA: ARMENIA MUNICIPIO DE COLOMBIA
FUENTE: ACUEDUCTO VEREDEAL
PUNTO DE TOMA: QUEBRADA LAS PLAYAS
ENTIDAD O PERSONA SOLICITANTE: EDGAR LEONARDO CAMERO ORTIZ

PARÁMETRO	VALOR REPORTADO	VALOR MÁXIMO ACEPTABLE DECRETO 1575/2008
Microorganismos mesófilos (U.F.C/100cm ³)	112	100 U.F.C en 100 cm ³
Escherichia coli (U.F.C/100cm ³)	0	Ausencia en 100 cm ³
Coliformes Totales (U.F.C/100cm ³)	0	Ausencia en 100 cm ³

Observaciones:

Agua cruda con muy baja presencia de organismos microbiológicos, sin coliformes totales (materia orgánica de heces fecales humanas), sin presencia de E. Coli, apta para consumo humano.

Carolina Quintero Puentes
CAROLINA QUINTERO PUENTES
QUÍMICA LABORATORIO PQ-1896



INFORME DE ANÁLISIS DE LA CALIDAD DE AGUA PARA CONSUMO HUMANO
LABORATORIO DE SALUD PÚBLICA DEL HUILA

Teléfono: 8701980 Fax: 8701980 ext. 111 Dirección: CARRERA 20 - # 5B - 36
E-mail: saludhuila@hotmail.com

Código de Laboratorio: 2451-2009		Muestra N° 3	
Solicitante: SECRETARIA DE SALUD DEPARTAMENTAL DEL HUILA		Teléfono: 8701980	Fax: 8701980 ext. 111
Dirección solicitante: CARRERA 20 # 5B - 36		Municipio: NEIVA	Departamento: HUILA
Email solicitante: saludhuila@hotmail.com		Página WEB solicitante:	
Persona prestadora: ALCALDIA MUNICIPAL DE COLOMBIA			
Lugar del Pto. de toma: FINCA EL PROGRESO		Descripción Pto.toma: GRIFO	
Dirección lugar: VEREDA ARMENIA		Fuente: QUEBRADA ARMENIA	
Departamento: HUILA	Municipio: COLOMBIA	Población: ARMENIA	Clase:
Pto. toma concertado: NO	Pto. toma intradomiciliario: SI	Contramuestra pp: NO	
Fecha de Toma: 19/10/2009 10:00	Fecha de Recepción Laboratorio: 20/10/2009 14:00	Fecha Analisis Laboratorio: 20/10/2009	
Muestra tomada por: WILLIAM JAIR CASTRO	Desinfectante:	Coagulante: SIN COAGULANTE	
Análisis Solicitados: Físicoquímico y Microbiológico		Resultados para: Vigilancia	Tipo de muestra: Sin Tratamiento

ANÁLISIS FÍSICOQUÍMICOS Y MICROBIOLÓGICOS

PARÁMETRO	Método	Resultado	Unidades	Valores Aceptables	Diagnóstico
Color Aparente	Kit	20.0	UPC	<= 15	No aceptable
Turbiedad	Nefelométrico	4.70	UNT	<= 5	Aceptable
pH	Kit	6.50	Unidades de pH	>= 6.5 y <= 9	Aceptable
Cloro Residual Libre	Kit	0.00	mg de Cl ₂ /L	>= 0.3 y <= 2	No aceptable
Alcalinidad Total			mg de CaCO ₃ /L	<= 200	
Calcio			mg de Ca/L	<= 60	
Fosfatos			mg de PO ₄ ³⁻ /L	<= 0.5	
Manganeso			mg de Mn/L	<= 0.1	
Molibdeno			mg de Mo/L	<= 0.07	
Magnesio			mg de Mg/L	<= 36	
Zinc			mg de Zn/L	<= 3	
Dureza Total			mg de CaCO ₃ /L	<= 300	
Sulfatos			mg de SO ₄ ²⁻ /L	<= 250	
Hierro total			mg de Fe/L	<= 0.3	
Cloruros			mg de Cl ⁻ /L	<= 250	
Nitratos			mg de NO ₃ ⁻ /L	<= 10	
Nitritos			mg de NO ₂ ⁻ /L	<= 0.1	
Aluminio			mg de Al ³⁺ /L	<= 0.2	
Fluoruros			mg de F ⁻ /L	<= 1	
COT			mg de COT/L	<= 5	
Coliformes totales	Filtración por membrana	1,600	UFC/100 cm ³	* =0	No aceptable
E.coli	Filtración por membrana	1,600	UFC/100 cm ³	* =0	No aceptable

* Cuando se utilice la técnica de enzima sustrato y el resultado es " < 1 microorganismo / 100cm³" o cuando se utilice la técnica Presencia-Ausencia y el resultado es "ausencia en 100cm³" se le asigna el valor de 0 "cero". Si es > 1 o hay presencia el valor es > 0

NOTA: Según los parámetros analizados la muestra de agua se clasifica en el nivel de riesgo: Alto. Presenta valores para Color, Cloro Residual, Coliformes Totales, Ecoli que la apartan de los valores aceptables desde el punto de vista Físicoquímico y Microbiológico según la resolución 2115 del 2007 del MPS / MAVDT

Índice de Riesgo de la Calidad del Agua IRCA

Parámetros Analizados: 6 IRCA BASICO: 78.7 % IRCA ESPECIAL: 78.7 % Nivel de riesgo: Alto

IRCA Básico: Según Cuadro 6 Art. 13 Res. 2115 de 2007
IRCA Especial: Según Parágrafo Art. 13 Res. 2115

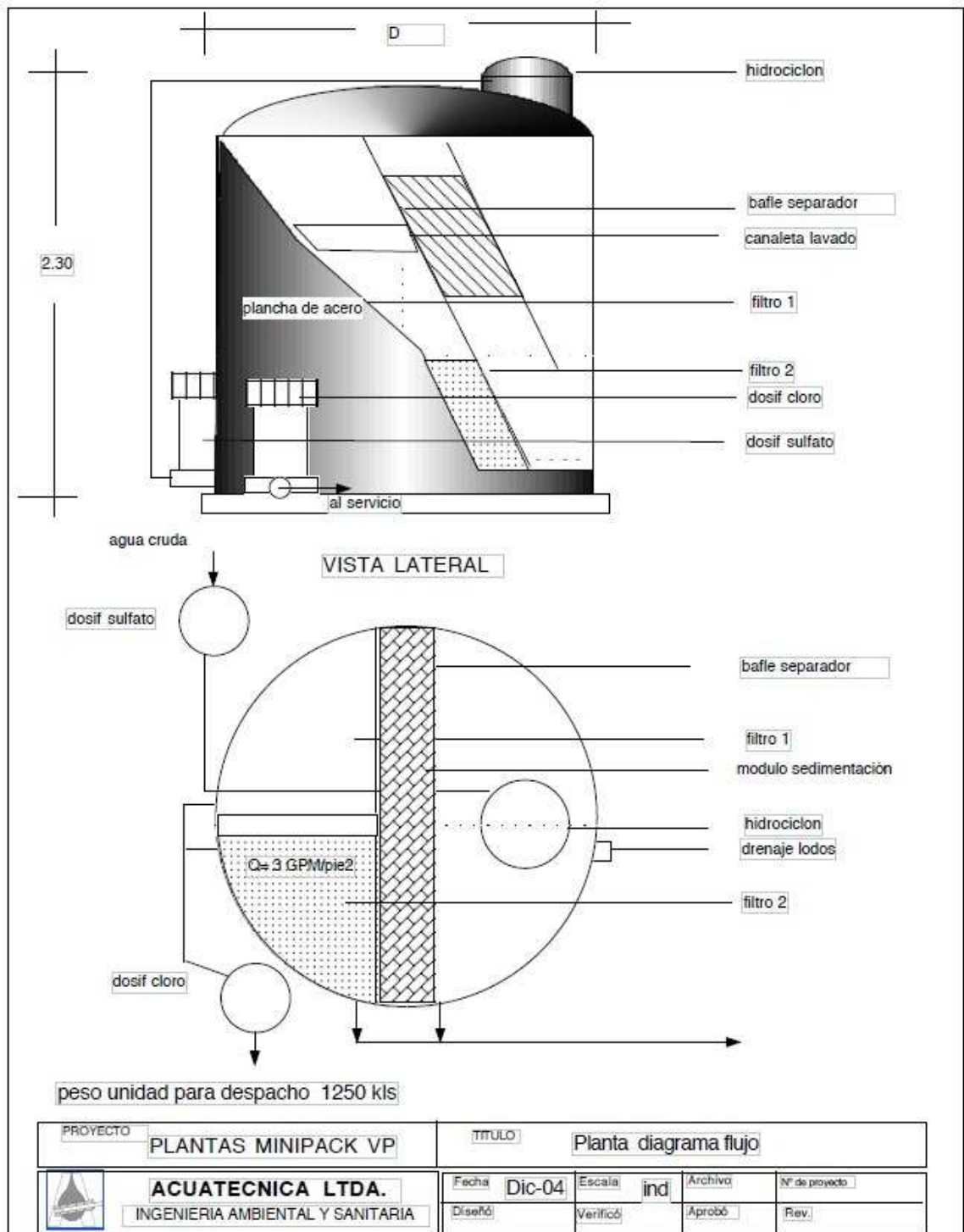
Coordinador del Laboratorio

Analista - Físicoquímico

Analista - Microbiológico

Notificación: Copia Archivo
Impresión Reporte: 29/10/2009

ANEXO 3. SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE.



**ANEXO 4. CUADRO HIDRÁULICO.
CALCULOS HIDRAULICOS DE LA RED HIDRÁULICA**

Acueducto Vereda Armenia

Tramo		Long.	Diám. Pulg.	RDE	Q L/s	Vel m/s	Perdidas Darcy	COTA PIEZOMET		COTA TERRE		PR DP (m.c.a)	PR ESTAT	OBSERVACIONES
								Inicial	Final	Inicial	Final	FINAL	FINAL	
LINEA DE ADUCCION Y CONDUCCION														
7	4	2,86	2 1/2	26	2,238	0,7067	0,0242	1.973,16	1.973,13	1.973,16	1.971,68	1,45	1,48	BOCATOMA
4	1001	9,84	2 1/2	26	2,238	0,7067	0,0832	1.973,13	1.973,05	1.971,68	1.970,00	3,05	3,16	
1001	DESARENA	6,43	2 1/2	26	2,238	0,7067	0,0543	1.973,05	1.973,00	1.970,00	1.969,44	3,56	3,72	DESARENADOR
DESARENA	1002	19,28	2	21	1,492	0,7361	0,2313	1.969,44	1.969,21	1.969,44	1.967,12	2,09	2,32	viaducto
1002	9	13,08	2	21	1,492	0,7361	0,1569	1.969,21	1.969,05	1.967,12	1.965,71	3,34	3,73	
9	1003	24,10	2	21	1,492	0,7361	0,2891	1.965,71	1.965,42	1.965,71	1.964,78	0,64	0,93	PTAP
1003	9A	6,00	2	21	1,492	0,7361	0,0720	1.965,42	1.965,35	1.964,78	1.964,40	0,95	1,31	
9A	1004	17,43	2	21	1,492	0,7361	0,2091	1.965,35	1.965,14	1.964,40	1.963,29	1,84	2,42	TANQUE

CALCULOS HIDRAULICOS DE LA RED DE DISTRIBUCION

RED DE DISTRIBUCION 1

Tramo		Long.	Diám.	RDE	Q	Vel	Perdidas	COTA PIEZOMET		COTA TERRE		PRES DISP (m.c.a)		OBSERVACIONES
			Pulg.		L/s	m/s		Darcy	Inicial	Final	Inicial	Final	FINAL	
LINEA PRINCIPAL														
1004	10	25,99	2	21	0,746	0,3681	0,0929	1.963,29	1.963,20	1.963,29	1.957,79	5,41	5,51	
10	11	6,34	2	21	0,746	0,3681	0,0227	1.963,20	1.963,18	1.957,79	1.956,73	6,45	6,56	
11	12	25,56	2	21	0,746	0,3681	0,0914	1.963,18	1.963,09	1.956,73	1.948,06	15,03	15,23	
12	13	4,43	2	21	0,746	0,3681	0,0158	1.963,09	1.963,07	1.948,06	1.947,43	15,65	15,87	
13	14	6,42	2	21	0,746	0,3681	0,0229	1.963,07	1.963,05	1.947,43	1.951,44	11,61	11,85	
14	1005	8,83	2	21	0,746	0,3681	0,0316	1.963,05	1.963,02	1.951,44	1.950,20	12,82	13,09	2 Válvula de 2"
1005	1006	24,88	1 1/2	21	0,462	0,4051	0,1512	1.963,02	1.962,86	1.950,20	1.947,57	15,30	15,72	Ramal 1 16 casas
1006	50	50,29	1 1/2	21	0,462	0,4051	0,3055	1.962,86	1.962,56	1.947,57	1.940,37	22,19	22,93	
50	51	36,93	1 1/2	21	0,462	0,4051	0,2244	1.962,56	1.962,33	1.940,37	1.935,59	26,75	27,71	
51	52	20,26	1 1/2	21	0,462	0,4051	0,1231	1.962,33	1.962,21	1.935,59	1.930,72	31,50	32,58	
52	53	12,96	1 1/2	21	0,462	0,4051	0,0787	1.962,21	1.962,13	1.930,72	1.938,45	23,69	24,85	encofrado
53	54	22,07	1 1/2	21	0,462	0,4051	0,1341	1.962,13	1.962,00	1.938,45	1.940,44	21,56	22,86	
54	1034	51,19	1 1/2	21	0,462	0,4051	0,3110	1.962,00	1.961,69	1.940,44	1.943,28	18,41	20,02	
1034	1035	42,67	1 1/2	21	0,462	0,4051	0,2592	1.961,69	1.961,43	1.943,28	1.944,07	17,36	19,22	
1035	1036	55,71	1 1/2	21	0,391	0,3427	0,2533	1.961,43	1.961,18	1.944,07	1.943,35	17,82	19,94	Ramal 2 4 casas
1036	CA15	133,31	1 1/2	21	0,391	0,3427	0,6062	1.961,18	1.960,57	1.943,35	1.954,81	5,76	8,48	casa 15

1036	56	77,36	1 1/2	21	0,373	0,3272	0,3245	1.961,18	1.960,85	1.943,35	1.940,87	19,98	22,42	
56	1037	38,28	1 1/2	21	0,373	0,3272	0,1606	1.960,85	1.960,69	1.940,87	1.947,14	13,55	16,16	
1037	57	117,01	1 1/2	21	0,373	0,3272	0,4909	1.960,69	1.960,20	1.947,14	1.895,94	64,26	67,35	viaducto
57	58	89,64	1 1/2	21	0,373	0,3272	0,3761	1.960,20	1.959,82	1.895,94	1.894,31	65,52	68,98	
58	59	38,57	1 1/2	21	0,373	0,3272	0,1618	1.959,82	1.959,66	1.894,31	1.898,56	61,10	64,74	
59	1038	41,63	1 1/2	21	0,373	0,3272	0,1746	1.959,66	1.959,49	1.898,56	1.923,15	36,34	40,15	
1038	CA16	22,26	1 1/2	21	0,373	0,3272	0,0934	1.959,49	1.959,39	1.923,15	1.926,70	32,70	36,59	casa16
1038	60	41,88	1 1/2	21	0,355	0,3116	0,1615	1.959,49	1.959,33	1.923,15	1.913,26	46,06	50,03	
60	61	13,05	1 1/2	21	0,355	0,3116	0,0503	1.959,33	1.959,27	1.913,26	1.909,44	49,84	53,85	
61	62	42,51	1 1/2	21	0,355	0,3116	0,1639	1.959,27	1.959,11	1.909,44	1.909,97	49,14	53,32	
62	63	38,46	1 1/2	21	0,355	0,3116	0,1483	1.959,11	1.958,96	1.909,97	1.910,76	48,20	52,53	viaducto
63	1039	53,64	1 1/2	21	0,355	0,3116	0,2068	1.958,96	1.958,76	1.910,76	1.914,02	44,74	49,27	
1039	64	64,84	1 1/2	21	0,355	0,3116	0,2500	1.958,76	1.958,51	1.914,02	1.907,29	51,22	56,01	
64	65	59,76	1 1/2	21	0,355	0,3116	0,2304	1.958,51	1.958,28	1.907,29	1.898,94	59,34	64,35	
65	66	61,93	1 1/2	21	0,355	0,3116	0,2388	1.958,28	1.958,04	1.898,94	1.898,22	59,82	65,07	encofrado
66	67	53,94	1 1/2	21	0,355	0,3116	0,2080	1.958,04	1.957,83	1.898,22	1.897,42	60,41	65,87	
67	68	71,38	1	21	0,231	0,4557	0,8901	1.957,83	1.956,94	1.897,42	1.902,32	54,62	60,98	Ramal 3 7 casas
68	69	88,00	1	21	0,231	0,4557	1,0973	1.956,94	1.955,84	1.902,32	1.905,68	50,16	57,61	viaducto
69	1040	17,58	1	21	0,231	0,4557	0,2192	1.955,84	1.955,62	1.905,68	1.905,72	49,90	57,57	
1040	CA30	62,67	1/2	13,5	0,018	0,1402	0,2519	1.955,62	1.955,37	1.905,72	1.901,49	53,88	61,80	Casa 30
1040	86	72,78	1	21	0,213	0,4206	0,7901	1.955,62	1.954,83	1.905,72	1.893,54	61,29	69,75	
86	87	122,55	1	21	0,213	0,4206	1,3304	1.954,83	1.953,50	1.893,54	1.879,74	73,76	83,55	viaducto
87	10461	32,17	1	21	0,213	0,4206	0,3492	1.953,50	1.953,15	1.879,74	1.881,63	71,52	81,66	
10461	88	71,05	1	21	0,213	0,4206	0,7713	1.881,63	1.880,86	1.881,63	1.862,64	18,23	19,00	C. Q 1
88	CA31	66,93	1/2	13,5	0,018	0,1402	0,2690	1.880,86	1.880,59	1.862,64	1.842,87	37,73	38,77	casa 31
88	1047	78,65	1	21	0,195	0,3856	0,7346	1.880,86	1.880,13	1.862,64	1.857,03	23,10	24,61	

1047	90	34,88	1	21	0,089	0,1753	0,0838	1.880,13	1.880,04	1.857,03	1.851,39	28,66	30,25	Ramal 4 6 casas
90	91	73,35	1	21	0,089	0,1753	0,1763	1.880,04	1.879,87	1.851,39	1.834,39	45,48	47,25	
91	1048	100,19	1	21	0,089	0,1753	0,2408	1.879,87	1.879,63	1.834,39	1.832,79	46,84	48,85	
1048	CA32	50,17	1/2	13,5	0,018	0,1402	0,2016	1.879,63	1.879,43	1.832,79	1.810,53	68,90	71,11	casa 32
1048	92	76,57	1/2	13,5	0,071	0,5609	3,3102	1.879,63	1.876,32	1.832,79	1.809,73	66,58	71,90	
92	93	44,02	1/2	13,5	0,071	0,5609	1,9030	1.876,32	1.874,41	1.809,73	1.812,81	61,60	68,82	
93	94	108,41	1/2	13,5	0,071	0,5609	4,6867	1.874,41	1.869,73	1.812,81	1.794,67	75,05	86,96	viaducto
94	CA33	19,00	1/2	13,5	0,018	0,1402	0,0764	1.869,73	1.869,65	1.794,67	1.798,23	71,42	83,41	casa 33
94	95	51,36	1/2	13,5	0,053	0,4206	1,3529	1.869,73	1.868,37	1.794,67	1.795,72	72,66	85,92	
95	96	41,39	1/2	13,5	0,053	0,4206	1,0902	1.868,37	1.867,28	1.795,72	1.788,60	78,68	93,03	
96	97	99,91	1/2	13,5	0,053	0,4206	2,6317	1.867,28	1.864,65	1.788,60	1.776,22	88,44	105,42	
97	106	188,25	1/2	13,5	0,053	0,4206	4,9587	1.776,22	1.771,26	1.776,22	1.728,52	42,74	47,69	C Q 2
106	105	55,54	1/2	13,5	0,018	0,1402	0,2232	1.771,26	1.771,04	1.728,52	1.706,61	64,42	69,60	Ramal 5 2 casa
105	104	209,34	1/2	13,5	0,018	0,1402	0,8414	1.706,61	1.705,77	1.706,61	1.609,56	96,21	97,05	C Q 3
104	103	215,02	1/2	13,5	0,018	0,1402	0,8642	1.609,56	1.608,70	1.609,56	1.516,23	92,47	93,33	C. Q 4
103	CA37	222,38	1/2	13,5	0,018	0,1402	0,8938	1.516,23	1.515,33	1.516,23	1.420,44	94,90	95,79	C Q 5 casa 37

Tramo		Long.	Diám. Pulg.	RDE	Q L/s	Vel m/s	Perdidas Darcy	COTA PIEZOMET		COTA TERRE		PRES DISP (m.c.a)		OBSERVACIONES
								Inicial	Final	Inicial	Final	FINAL	FINAL	
RAMAL 1														
1005	1007	25,03	1	21	0,284	0,5609	0,4473	1.963,02	1.962,57	1.950,20	1.944,59	17,98	18,70	
1007	16	14,26	1	21	0,284	0,5609	0,2549	1.962,57	1.962,31	1.944,59	1.937,41	24,90	25,88	
16	1008	18,61	1	21	0,284	0,5609	0,3326	1.962,31	1.961,98	1.937,41	1.935,55	26,43	27,74	
1008	1009	37,10	1	21	0,284	0,5609	0,6631	1.961,98	1.961,32	1.935,55	1.934,03	27,29	29,26	
1009	1010	12,87	1	21	0,284	0,5609	0,2300	1.961,32	1.961,09	1.934,03	1.932,30	28,79	31,00	
1010	17	25,53	1	21	0,284	0,5609	0,4563	1.961,09	1.960,63	1.932,30	1.917,89	42,75	45,41	
17	18	39,25	1	21	0,284	0,5609	0,7015	1.960,63	1.959,93	1.917,89	1.895,30	64,63	67,99	
18	1011	37,00	1	21	0,284	0,5609	0,6613	1.959,93	1.959,27	1.895,30	1.893,81	65,46	69,48	
1011	19	49,80	1	21	0,284	0,5609	0,8900	1.959,27	1.958,38	1.893,81	1.879,28	79,10	84,02	encofrado
19	1012	17,96	1	21	0,284	0,5609	0,3210	1.958,38	1.958,06	1.879,28	1.878,03	80,03	85,27	
1012	20	36,76	1	21	0,284	0,5609	0,6570	1.958,06	1.957,40	1.878,03	1.866,53	90,87	96,77	encofrado
20	21	18,53	1	21	0,284	0,5609	0,3312	1.957,40	1.957,07	1.866,53	1.860,73	96,34	102,56	
21	22	51,56	1	21	0,284	0,5609	0,9215	1.957,07	1.956,15	1.860,73	1.866,03	90,12	97,27	
22	CA1	10,91	1/2	13,5	0,018	0,1402	0,0438	1.956,15	1.956,10	1.866,03	1.862,30	93,81	101,00	casa 1
22	1013	92,20	1	21	0,266	0,5258	1,4733	1.956,15	1.954,67	1.866,03	1.860,95	93,72	102,34	
1013	23	27,98	1	21	0,266	0,5258	0,4471	1.954,67	1.954,23	1.860,95	1.856,49	97,74	106,81	
23	24	18,44	1	21	0,266	0,5258	0,2947	1.856,89	1.856,59	1.856,49	1.850,56	6,03	5,92	C. Q 6
24	1014	49,98	1	21	0,266	0,5258	0,7986	1.856,59	1.855,79	1.850,56	1.849,76	6,03	6,73	
1014	25	87,91	1	21	0,266	0,5258	1,4047	1.855,79	1.854,39	1.849,76	1.841,65	12,74	14,84	
25	1015	154,54	1	21	0,266	0,5258	2,4694	1.854,39	1.851,92	1.841,65	1.837,00	14,92	19,49	
1015	1016	69,71	1	21	0,266	0,5258	1,1139	1.851,92	1.850,80	1.837,00	1.829,37	21,43	27,11	
1016	26	44,02	1	21	0,266	0,5258	0,7034	1.850,80	1.850,10	1.829,37	1.815,89	34,21	40,60	
26	27	62,35	1	21	0,266	0,5258	0,9963	1.850,10	1.849,11	1.815,89	1.811,59	37,51	44,89	

27	CA2	16,10	1	21	0,089	0,1753	0,0387	1.849,11	1.849,07	1.811,59	1.804,59	44,47	51,89	Válvula 1" casa 2
CA2	CA3	211,64	1/2	13,5	0,071	0,5609	9,1494	1.804,59	1.795,44	1.804,59	1.727,54	67,90	77,05	C. Q 7. casa 3
CA3	CA40	84,97	1/2	13,5	0,053	0,4206	2,2382	1.727,54	1.725,31	1.727,54	1.680,00	45,31	47,54	C.Q 8 casa 40
CA40	CA41	150,00	1/2	13,5	0,036	0,2804	1,9701	1.725,31	1.723,34	1.680,00	1.640,00	83,34	87,54	casa 41
CA41	CA42	150,00	1/2	13,5	0,018	0,1402	0,6029	1.640,00	1.639,40	1.640,00	1.600,00	39,40	40,00	C Q 9 casa 42
27	28	49,11	1	21	0,178	0,3505	0,3890	1.849,11	1.848,72	1.811,59	1.807,72	41,00	48,77	
28	1017	99,41	1	21	0,178	0,3505	0,7875	1.848,72	1.847,93	1.807,72	1.802,98	44,95	53,51	
1017	1018	122,85	1	21	0,178	0,3505	0,9732	1.847,93	1.846,96	1.802,98	1.774,15	72,81	82,34	
1018	29	17,95	1	21	0,178	0,3505	0,1422	1.846,96	1.846,81	1.774,15	1.764,77	82,05	91,72	
29	30	29,33	1	21	0,178	0,3505	0,2323	1.846,81	1.846,58	1.764,77	1.765,72	80,86	90,77	viaducto
30	1019	33,43	1	21	0,178	0,3505	0,2648	1.846,58	1.846,32	1.765,72	1.765,01	81,30	91,48	
1019	CA4	50,70	1/2	13,5	0,018	0,1402	0,2038	1.846,32	1.846,11	1.765,01	1.753,27	92,84	103,22	casa 4
1019	31	39,62	1	21	0,160	0,3155	0,2617	1.846,32	1.846,05	1.765,01	1.760,29	85,77	96,20	
31	1020	45,48	1	21	0,160	0,3155	0,3004	1.846,05	1.845,75	1.760,29	1.764,70	81,06	91,79	
1020	1021	36,00	1	21	0,160	0,3155	0,2378	1.845,75	1.845,52	1.764,70	1.754,26	91,26	102,23	
1021	32	62,06	1	21	0,160	0,3155	0,4099	1.754,26	1.753,85	1.754,26	1.726,34	27,51	27,92	C. QUIEBRE 10
32	33	75,07	1	21	0,160	0,3155	0,4958	1.753,85	1.753,35	1.726,34	1.695,24	58,11	59,02	
33	34	95,54	1	21	0,160	0,3155	0,6310	1.753,35	1.752,72	1.695,24	1.675,50	77,22	78,76	
34	35	127,45	1	21	0,160	0,3155	0,8418	1.752,72	1.751,88	1.675,50	1.637,79	114,09	116,47	
35	CA5	22,25	1/2	13,5	0,018	0,1402	0,0894	1.637,79	1.637,70	1.637,79	1.538,40	99,31	99,40	C. Q 11 casa 5
35	1023	79,40	3/4	21	0,142	0,4985	1,6685	1.637,79	1.636,13	1.637,79	1.589,49	46,64	48,31	
1023	36	79,47	3/4	21	0,142	0,4985	1,6699	1.636,13	1.634,46	1.589,49	1.575,98	58,48	61,81	
36	1024	63,63	3/4	21	0,142	0,4985	1,3371	1.634,46	1.633,12	1.575,98	1.585,00	48,12	52,79	
1024	CA6	32,89	1/2	13,5	0,018	0,1402	0,1322	1.633,12	1.632,99	1.585,00	1.586,59	46,40	51,21	casa 6
1024	37	31,15	1/2	13,5	0,018	0,1402	0,1252	1.633,12	1.632,99	1.585,00	1.565,83	67,16	71,96	
37	CA7	144,39	1/2	13,5	0,107	0,8413	12,5828	1.565,83	1.553,25	1.565,83	1.482,81	70,44	83,02	C Q 12 casa 7
1024	1025	50,70	3/4	21	0,107	0,3739	0,6484	1.633,12	1.632,47	1.585,00	1.582,67	49,81	55,13	

1025	38	31,52	3/4	21	0,107	0,3739	0,4031	1.632,47	1.632,07	1.582,67	1.573,46	58,60	64,33	
38	1026	26,28	3/4	21	0,107	0,3739	0,3361	1.632,07	1.631,73	1.573,46	1.577,64	54,09	60,15	
1026	1027	24,66	3/4	21	0,107	0,3739	0,3154	1.631,73	1.631,42	1.577,64	1.571,73	59,69	66,07	
1027	1028	29,43	3/4	21	0,107	0,3739	0,3764	1.631,42	1.631,04	1.571,73	1.567,37	63,67	70,43	
1028	39	13,47	3/4	21	0,107	0,3739	0,1723	1.631,04	1.630,87	1.567,37	1.563,77	67,10	74,03	
39	40	56,53	3/4	21	0,107	0,3739	0,7230	1.630,87	1.630,14	1.563,77	1.559,10	71,05	78,70	viaducto
40	1029	31,20	3/4	21	0,107	0,3739	0,3990	1.630,14	1.629,74	1.559,10	1.562,82	66,92	74,97	
1029	CA8	24,00	1/2	13,5	0,018	0,1402	0,0965	1.629,74	1.629,65	1.562,82	1.564,86	64,79	72,93	casa 8
1029	1030	24,83	3/4	21	0,089	0,3116	0,2320	1.629,74	1.629,51	1.562,82	1.556,10	73,42	81,70	
1030	41	89,35	3/4	21	0,089	0,3116	0,8349	1.629,51	1.628,68	1.556,10	1.527,09	101,58	110,70	
41	42	107,87	3/4	21	0,089	0,3116	1,0079	1.527,09	1.526,09	1.527,09	1.495,78	30,31	31,31	C.Q 13
42	43	83,28	3/4	21	0,089	0,3116	0,7781	1.526,09	1.525,31	1.495,78	1.495,96	29,35	31,14	viaducto
43	44	134,04	1/2	13,5	0,018	0,1402	0,5387	1.525,31	1.524,77	1.495,96	1.461,42	63,35	65,67	
44	CA9	61,92	1/2	13,5	0,018	0,1402	0,2489	1.524,77	1.524,52	1.461,42	1.438,23	86,29	88,87	casa 9
43	1031	65,53	1/2	13,5	0,071	0,5609	2,8329	1.525,31	1.522,47	1.495,96	1.496,20	26,27	30,89	
1031	45	65,33	1/2	13,5	0,071	0,5609	2,8243	1.522,47	1.519,65	1.496,20	1.471,33	48,32	55,77	
45	46	78,25	1/2	13,5	0,071	0,5609	3,3828	1.519,65	1.516,27	1.471,33	1.463,55	52,72	63,54	viaducto
46	47	74,89	1/2	13,5	0,071	0,5609	3,2376	1.516,27	1.513,03	1.463,55	1.458,66	54,37	68,43	
47	1032	68,92	1/2	13,5	0,071	0,5609	2,9795	1.513,03	1.510,05	1.458,66	1.456,62	53,43	70,48	
1032	CA10	29,24	1/2	13,5	0,018	0,1402	0,1175	1.510,05	1.509,93	1.456,62	1.459,15	50,78	67,94	casa 10
1032	CA11	14,88	1/2	13,5	0,018	0,1402	0,0598	1.510,05	1.509,99	1.456,62	1.455,93	54,06	71,16	casa 11
1032	48	39,42	1/2	13,5	0,036	0,2804	0,5177	1.510,05	1.509,53	1.456,62	1.455,64	53,89	71,46	
48	1033	213,28	1/2	13,5	0,036	0,2804	2,8013	1.509,53	1.506,73	1.455,64	1.450,57	56,16	76,52	
1033	2012	21,74	1/2	13,5	0,018	0,1402	0,0874	1.506,73	1.506,64	1.450,57	1.451,73	54,91	75,36	
2012	CA12	18,17	1/2	13,5	0,018	0,1402	0,0730	1.506,64	1.506,57	1.451,73	1.451,76	54,81	75,33	casa 12
1033	49	80,33	1/2	13,5	0,018	0,1402	0,3229	1.506,73	1.506,41	1.450,57	1.413,49	92,91	113,60	

49	CA13	91,78	1/2	13,5	0,018	0,1402	0,3689	1.413,49	1.413,13	1.413,49	1.379,15	33,97	34,34	C. Q 14 casa 13
----	------	-------	-----	------	-------	--------	--------	----------	----------	----------	----------	-------	-------	-----------------

Tramo		Long.	Diám. Pulg.	RDE	Q L/s	Vel m/s	Perdidas Darcy	COTA PIEZOMET		COTA TERRE		PRES DISP (m.c.a)		OBSERVACIONES
								Inicial	Final	Inicial	Final	FINAL	FINAL	

RAMAL 2

1035	55	105,18	3/4	21	0,071	0,2493	0,6698	1.961,43	1.960,76	1.944,07	1.902,04	58,71	61,25	Válvula 3/4"
55	CA14	238,05	3/4	21	0,071	0,2493	1,5158	1.902,04	1.900,53	1.902,04	1.810,23	90,30	91,82	C. Q 15
CA14	71	159,22	3/4	21	0,053	0,1870	0,6191	1.810,23	1.809,61	1.810,23	1.769,56	40,04	40,66	C Q 16 casa14
71	CA18	50,46	1/2	13,5	0,018	0,1402	0,2028	1.809,61	1.809,40	1.769,56	1.747,13	62,28	63,10	casa 18
71	72	186,30	1/2	13,5	0,036	0,2804	2,4469	1.809,61	1.807,16	1.769,56	1.724,26	82,90	85,97	
72	73	149,18	1/2	13,5	0,036	0,2804	1,9594	1.807,16	1.805,20	1.724,26	1.680,95	124,25	129,27	
73	CA19	98,32	1/2	13,5	0,036	0,2804	1,2914	1.680,95	1.679,66	1.680,95	1.644,62	35,04	36,33	C. Q 17
CA19	74	84,37	1/2	13,5	0,018	0,1402	0,3391	1.679,66	1.679,32	1.644,62	1.642,67	36,66	38,29	casa19
74	75	169,57	1/2	13,5	0,018	0,1402	0,6815	1.679,32	1.678,64	1.642,67	1.599,82	78,82	81,13	
75	CA20	111,94	1/2	13,5	0,018	0,1402	0,4499	1.678,64	1.678,19	1.599,82	1.582,47	95,72	98,48	casa 20

Tramo		Long.	Diám. Pulg.	RDE	Q L/s	Vel m/s	Perdidas Darcy	COTA PIEZOMET		COTA TERRE		PRES DISP (m.c.a)		OBSERVACIONES
								Inicial	Final	Inicial	Final	FINAL	FINAL	

RAMAL 3

67	1041	155,03	3/4	21	0,124	0,4362	2,5866	1.957,83	1.955,24	1.897,42	1.862,38	92,86	100,91	Válvula de 1"
1041	70	156,01	3/4	21	0,124	0,4362	2,6030	1.862,38	1.859,78	1.862,38	1.800,18	59,59	62,19	C.Q.18
70	CA17	137,82	3/4	21	0,124	0,4362	2,2995	1.859,78	1.857,48	1.800,18	1.750,02	107,46	112,36	

CA17	76	60,93	3/4	21	0,107	0,3739	0,7793	1.750,02	1.749,24	1.750,02	1.732,15	17,08	17,86	C.Q. 19 casa 17
76	1042	109,00	3/4	21	0,107	0,3739	1,3940	1.749,24	1.747,84	1.732,15	1.701,45	46,39	48,56	
1042	77	53,64	1/2	13,5	0,018	0,1402	0,2156	1.747,84	1.747,63	1.701,45	1.689,12	58,51	60,90	
77	CA21	42,92	1/2	13,5	0,018	0,1402	0,1725	1.747,63	1.747,46	1.689,12	1.676,23	71,23	73,79	casa 21
1042	78	96,42	3/4	21	0,089	0,3116	0,9009	1.747,84	1.746,94	1.701,45	1.660,39	86,56	89,63	
78	CA22	115,74	3/4	21	0,089	0,3116	1,0814	1.660,39	1.659,30	1.660,39	1.610,36	48,95	50,03	C.Q.20
CA22	79	59,55	3/4	21	0,071	0,2493	0,3792	1.659,30	1.658,92	1.610,36	1.605,83	53,09	54,55	casa 22
79	1043	77,45	3/4	21	0,071	0,2493	0,4932	1.658,92	1.658,43	1.605,83	1.585,48	72,95	74,90	
1043	80	119,81	3/4	21	0,071	0,2493	0,7629	1.585,48	1.584,72	1.585,48	1.554,19	30,53	31,30	C.Q.21
80	CA23	41,18	3/4	21	0,071	0,2493	0,2622	1.584,72	1.584,46	1.554,19	1.542,59	41,87	42,90	
CA23	81	116,22	1/2	13,5	0,053	0,4206	3,0613	1.584,46	1.581,40	1.542,59	1.517,15	64,25	68,34	casa 23
81	82	123,85	1/2	13,5	0,053	0,4206	3,2623	1.581,40	1.578,14	1.517,15	1.497,14	80,99	88,34	
82	CA24	53,84	1/2	13,5	0,018	0,1402	0,2164	1.497,14	1.496,93	1.497,14	1.469,90	27,03	27,24	C.Q. 22 ANTES de la casa 24
82	83	148,47	1/2	13,5	0,036	0,2804	1,9500	1.497,14	1.495,19	1.497,14	1.447,37	47,83	49,78	
83	CA25	10,32	1/2	13,5	0,036	0,2804	0,1355	1.495,19	1.495,06	1.447,37	1.447,43	47,63	49,71	viaducto
CA25	84	102,56	1/2	13,5	0,018	0,1402	0,4122	1.495,06	1.494,65	1.447,43	1.422,20	72,44	74,94	viaducto casa 25
84	CA26	103,40	1/2	13,5	0,018	0,1402	0,4156	1.422,20	1.421,79	1.422,20	1.391,31	30,47	30,89	C. Q. 22.1 casa 26

Tramo		Long.	Diám. Pulg.	RDE	Q L/s	Vel m/s	Perdidas Darcy	COTA PIEZOMET		COTA TERRE		PRES DISP (m.c.a)		OBSERVACIONES
								Inicial	Final	Inicial	Final	FINAL	FINAL	
RAMAL 4														
1047	89	207,89	3/4	21	0,107	0,3739	2,6588	1.880,13	1.877,47	1.857,03	1.789,52	87,95	92,12	Válvula de 1"
89	CA29	263,95	3/4	21	0,107	0,3739	3,3758	1.789,52	1.786,14	1.789,52	1.676,72	109,42	112,79	C.Q. 23
CA29	85	76,40	3/4	21	0,089	0,3116	0,7139	1.676,72	1.676,01	1.676,72	1.642,37	33,64	34,35	C.Q 24. casa 29
85	CA27	160,88	3/4	21	0,089	0,3116	1,5032	1.676,01	1.674,51	1.642,37	1.583,52	90,98	93,20	casa 27
CA27	CA28	87,66	1/2	13,5	0,018	0,1402	0,3523	1.674,51	1.674,15	1.583,52	1.606,70	67,45	70,02	casa 28
CA27	98	53,10	1/2	13,5	0,053	0,4206	1,3987	1.674,51	1.673,11	1.583,52	1.584,79	88,32	91,93	
98	99	60,66	1/2	13,5	0,053	0,4206	1,5978	1.673,11	1.671,51	1.584,79	1.582,48	89,03	94,24	viaducto
99	CA34	74,29	1/2	13,5	0,053	0,4206	1,9569	1.671,51	1.669,55	1.582,48	1.592,44	77,11	84,28	
CA34	100	80,89	1/2	13,5	0,018	0,1402	0,3251	1.669,55	1.669,23	1.592,44	1.601,02	68,21	75,70	casa 34
100	CA35	126,26	1/2	13,5	0,018	0,1402	0,5075	1.669,23	1.668,72	1.601,02	1.611,61	57,11	65,11	casa 35
CA34	101	120,86	1/2	13,5	0,018	0,1402	0,4858	1.669,55	1.669,07	1.592,44	1.544,34	124,73	132,38	
101	102	153,36	1/2	13,5	0,018	0,1402	0,6164	1.669,07	1.668,45	1.544,34	1.489,94	178,51	54,40	C.Q. 25
102	CA36	155,48	1/2	13,5	0,018	0,1402	0,6249	1.489,94	1.489,31	1.489,94	1.429,26	60,05	60,68	C.Q 26. casa 36

Tramo		Long.	Diám. Pulg.	RDE	Q L/s	Vel m/s	Perdidas Darcy	COTA PIEZOMET		COTA TERRE		PRES DISP (m.c.a)		OBSERVACIONES
								Inicial	Final	Inicial	Final	FINAL	FINAL	
RAMAL 5														
106	1050	60,69	1/2	13,5	0,036	0,2804	0,7971	1.771,26	1.770,46	1.728,52	1.739,90	30,57	36,32	valvula de 1/2"
1050	1051	39,41	1/2	13,5	0,036	0,2804	0,5176	1.770,46	1.769,94	1.739,90	1.722,95	46,99	53,27	
1051	107	53,24	1/2	13,5	0,036	0,2804	0,6993	1.769,94	1.769,24	1.722,95	1.694,20	75,05	82,02	
107	CA38	156,88	1/2	13,5	0,036	0,2804	2,0605	1.694,20	1.692,14	1.694,20	1.656,64	35,49	37,55	C.Q 27. casa 38
CA38	108	52,05	1/2	13,5	0,018	0,1402	0,2092	1.692,14	1.691,93	1.656,64	1.658,50	33,43	35,70	viaducto
108	109	85,10	1/2	13,5	0,018	0,1402	0,3420	1.691,93	1.691,59	1.658,50	1.633,81	57,78	60,39	
109	110	97,59	1/2	13,5	0,018	0,1402	0,3922	1.633,81	1.633,41	1.633,81	1.585,46	47,95	48,34	C.Q 28
110	CA39	53,25	1/2	13,5	0,018	0,1402	0,2140	1.633,41	1.633,20	1.585,46	1.561,00	72,20	72,80	casa 39

ANEXO 5. PLANOS