REDISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA ALTERNO PARA LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO

EDISON ARMANDO DELGADO CHAVEZ
MARIO FERNANDO VALLEJOS QUISCUALTUD

UNIVERSIDAD DE NARIÑO
FACULTAD DE INGENIERIA
PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL
SAN JUAN DE PASTO
2010

REDISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA ALTERNO PARA LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO

EDISON ARMANDO DELGADO CHAVEZ
MARIO FERNANDO VALLEJOS QUISCUALTUD

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

Asesor:
Ing. Roberto Salazar Cano

UNIVERSIDAD DE NARIÑO
FACULTAD DE INGENIERIA
PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL
SAN JUAN DE PASTO
2010

“Las ideas y conclusiones aportadas en este Trabajo de Grado, son responsabilidad exclusiva del autor”.

Articulo1º del Acuerdo No 324 de octubre 11 de 1966, emanado del honorable Consejo Directivo de la Universidad de Nariño.

Nota de aceptación:

_____

_____

_____

_____

_____

_____

_____
JURADO

_____
JURADO

San Juan de Pasto, Noviembre de 2010

DEDICATORIA

A DIOS POR SER EL GUIA DE MI CAMINO, LA FUENTE QUE CALMA MI SED, LA MANO QUE SIEMPRE ESTUVO DISPUESTA A LEVANTARME.

El esfuerzo de mi trabajo reflejado en mi tesis de grado dedicado a la incansable labor de mi madre Ana Graciela Chaves Quiroz y mi padre Jesús Heraldo Delgado, por brindarme los valores y la inquebrantable fuerza de voluntad del trabajo, del sacrificio por un fin, de alcanzar uno de los sueños que acompañan el camino a forjar, gracias por darme más que la vida, lo que lograron construir en mi, gracias por esos cimientos, gracias por el esfuerzo del día a día, del amor con sacrificio.

A mis familiares, por su apoyo incondicional, a mis primos por los momentos y sueños compartidos, a William por su tenacidad y apoyo, a mi hermana que la amo y le deseo lo mejor.

A Vivian Álvarez por su constancia y tenacidad, por el amor.

A él que no pudo compartir lo que un día sembré y protegí con todo mi amor a ÉL.

A mis amigos.

Edison Armando Delgado Chaves

Mi tesis la dedico con todo mi amor y cariño primeramente a Dios, quien me dio la fe, la fortaleza, la salud y la esperanza para terminar este trabajo; además de regalarme una familia maravillosa.

A mis padres que me dieron la vida y han estado conmigo en todo momento. Gracias por todo mamá y papá por darme una carrera para mi futuro y por creer en mí. Los quiero con todo mi corazón y con este trabajo les estoy devolviendo lo que ustedes me brindaron en un principio.

A mi querida hermana, que por ser el mayor es mi deber marcar el ejemplo, pero nunca es tarde para incentivar el deseo del sueño anhelado. Este triunfo lo comparto contigo.

A mis abuelos Nelly Salazar (QEPD), Teófilo Vallejo (QEPD) y Lastenia Mera, quienes me motivaron a seguir adelante y a quienes prometí que terminaría mis estudios. Promesa cumplida.

Y por último a todos los que nunca dudaron que lograría este triunfo: familiares y amigos.

Mario Fernando Vallejos Quiscualtud.

AGRADECIMIENTOS

A mi madre por el amor, la energía incansable, la voluntad el sacrificio, mil gracias, sin ti ni una sola de las metas cumplidas habrían sido realidad.

A mi tía Gloria Chaves y flia, por el apoyo incondicional, amor y comprensión.

Ing. Roberto Efraín Salazar Cano, gracias por creer en mí, por todo el conocimiento brindado, por abrir mis alas, por ser un amigo.

Señor gracias por rodearme de tantas personas maravillosas, a todas ellas gracias por creer, por el apoyo.

Edison Armando Delgado Chaves

Para poder realizar esta tesis de la mejor manera posible fue necesario del apoyo de muchas personas a las cuales quiero agradecer.

Primero y antes que nada, dar gracias a Dios, por estar conmigo en cada paso que doy, por fortalecer mi corazón e iluminar mi mente y por haber puesto en mi camino a aquellas personas que han sido mi soporte y compañía durante todo el periodo de estudio.

Agradecer hoy y siempre a mis padres, se que procuran mi bienestar y está claro que si no fuese por el esfuerzo realizado por ellos, mis estudios no hubiesen sido posible. A mi hermana, por el ánimo y apoyo brindado para seguir adelante.

Me gustaría agradecer sinceramente a mi director de trabajo de grado, Ing. Roberto Salazar C., por su esfuerzo y dedicación; sus conocimientos, sus orientaciones, su manera de trabajar, su persistencia y su paciencia han sido fundamentales para mi formación. Él ha inculcado en mí un sentido de seriedad, responsabilidad y rigor académico sin los cuales no podría tener una formación completa.

Igualmente mis sinceros agradecimientos a la Dra. Carmen Elena Betancourt Salazar, por su ayuda incondicional y de manera desinteresada con mi familia y conmigo.

A mis familiares, amigos y demás personas que contribuyeron a la finalización de este trabajo. Gracias de todo corazón.

Mario Fernando Vallejos Quiscualtud.

CONTENIDO

		Pág.
INTRODUCCIÓN		23
1.	POBLACIÓN, NIVEL DE COMPLEJIDAD Y DEMANDA	25
1.1	POBLACIÓN	25
1.1.1	Población futura.	25
1.1.2	Población actual.	25
1.1.3	Zonas de expansión	27
1.2	NIVEL DE COMPLEJIDAD	29
1.2.1	Periodo de diseño	29
1.3	DEMANDA	29
1.3.1	Caudal medio diario (Qmd)	29
1.3.2	Caudal máximo diario (QMD)	29
1.3.3	Caudal máximo horario (QMH)	30
2.	CARACTERIZACIÓN DE LA FUENTE	31
2.1	ALTERNATIVAS DE TRATAMIENTO	31
3.	CAPTACIÓN	33
3.1	CAPACIDAD HIDRAULICA	33
3.1.1	Caudales de diseño	33
3.1.2	Captación superficial	33
3.2	DISEÑO DE CAPTACIÓN DE FONDO	34
3.2.1	Caudales de diseño para la Captación	34
3.2.2	Caudales de la fuente	34
3.2.3	Diseño de la rejilla	34
3.2.4	Vertedero	37
3.2.5	Cotas importantes	38

3.3	DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE AMORTIGUACIÓN	39
3.3.1	Cálculo de la estructura de amortiguación	39
3.3.2	Cálculo de la profundidad crítica (Yc)	40
3.3.3	Velocidad crítica (Vc)	40
3.3.4	Cálculo del perfil del aliviadero	40
3.3.5	Diseño del pozo de amortiguación	41
3.3.6	Cálculo del canal recolector	44
3.3.7	Cálculo de la caja de derivación	47
3.3.8	Cálculo del diámetro de salida	49
4.	DESARENADOR	56
4.1	CAUDALES DE DISEÑO DEL DESARENADOR CONVENCIONAL	56
4.2	CÁMARA DE REBOSE Y AQUIETAMIENTO	59
4.3	ESTRUCTURA DE ENTRADA	62
4.3.1	DISTRIBUCIÓN DE ORIFICIOS	63
4.3.2	Cálculo de la altura de la canaleta	65
4.4	ESTRUCTURA DE SALIDA	65
4.4.1	Canaleta de salida	66
4.5	SISTEMA DE EXTRACCIÓN DE LODOS	68
4.5.1	Volumen	68
43.6	Cotas importantes	69
5.	CONDUCCIÓN	70
5.1	CAUDAL DE DISEÑO	70
5.2	PRESIÓN DE DISEÑO	70
5.3	CÁLCULO DEL DIÁMETRO	71
5.4	CÁLCULO DE LAS PÉRDIDAS DE ENERGÍA	74
5.4.1	Pérdidas por codos	74
5.4.2	Pérdidas por válvulas de control	75
5.4.3	Pérdidas por entrada normal al tubo	75
5.4.4	Pérdidas por salida	75

5.4.5	Pérdidas totales	75
7.4.6	Verificación de diámetro	75
5.5	COMPROBACIÓN GOLPE DE ARIETE	77
6.	DISEÑO HIDRÁULICO PLANTA DE POTABILIZACIÓN EN MÚLTIPLES ETAPAS	82
6.1	GENERALIDADES	82
6.1.1	Unidad de entrada	82
6.1.2	Cálculo del canal de admisión al filtro dinámico	82
6.1.3	Vertederos de medición de flujo	84
6.2	FILTRO DINÁMICO	86
6.2.1	Estructura de entrada	87
6.2.2	Dimensionamiento cámara de filtración	87
6.2.3	Tirante crítico	89
6.2.4	Carga sobre el vertedero	89
6.2.5	Velocidad de arrastre	90
6.2.6	Lecho filtrante y de soporte	91
6.2.7	Sistema de recolección, drenaje y cámara de lavado	91
6.2.8	Pérdidas de carga en el lavado	95
6.2.9	Pérdidas en la unidad durante la operación normal	99
6.3	FILTRO GRUESO ASCENDENTE EN CAPAS	103
6.3.1	Dimensionamiento cámara de filtración	103
6.3.2	Canal de distribución	105
6.3.3	Vertedero triangular	105
6.3.4	Lecho filtrante y de soporte	106
6.3.5	Sistema de distribución, drenaje y cámara de lavado	107
6.3.6	Pérdidas de carga lavado	109
6.3.7	Pérdidas en la unidad durante la operación normal	114
6.4	FILTRO LENTO EN ARENA	118
6.4.1	Dimensionamiento cámara de filtración	118

6.4.2	Canal de distribución	120
6.4.3	Vertedero triangular	120
6.4.4	Lecho filtrante y de soporte	121
6.4.5	Sistema de recolección, drenaje y cámara de lavado	122
6.4.6	Pérdidas en la unidad durante la operación normal	124
6.4.7	Vertedero final	129
7.	DESINFECCIÓN (2ª Fase)	130
7.1	MÉTODO CONCENTRACIÓN –TIEMPO.	130
7.2	CHEQUEO DEL TIEMPO DE CONTACTO.	131
8.	TANQUE DE ALMACENAMIENTO	132
8.1	CAPACIDAD	132
8.1.1	Volumen máximo diario	132
8.1.2	Capacidad de regulación	132
8.2	DIMENSIONAMIENTO	133
8.3	ACCESORIOS COMPLEMENTARIOS	133
8.3	CÁLCULO DEL CAUDAL Y TUBERIA DE DESAGÜE	134
8.3.1	Caudal de vaciado	134
8.3.2	Diámetro de la tubería de vaciado	135
8.4	TIEMPO DE VACIADO	135
8.5	CÁLCULO DEL REBOSE	136
8.6	DISEÑO DEL PASO DIRECTO BY-PASS	138
8.7	ACCESORIOS ADICIONALES	138
9.	RED DE DISTRIBUCIÓN	139
9.1	ELEMENTOS DE DISEÑO	139
9.1.1	Caudal de diseño	139
9.1.2	Presiones en la red de distribución:	139
9.1.3	Diámetros de las tuberías en la red de distribución	139
9.1.4	Material de las tuberías	140
9.2	DISEÑO	140

9.3	PÉRDIDAS MENORES	140
9.4	TANQUE	142
9.5	NODOS	143
9.6	LONGITUD, DIÁMETROS Y PÉRDIDAS EN LAS TUBERÍAS	144
9.7	HIPOTESIS DE ALIMENTACION	145
9.8	GASTOS PARCIALES	146
9.9	CÁLCULO RED DE DISTRIBUCIÓN	147
9.10	PRESIONES	149
10.	DISEÑO ESTRUCTURAL	152
10.1	CAPTACIÓN	152
10.1.1	Datos preliminares:	152
10.1.2	Aletas	152
10.1.3	Análisis de estabilidad:	153
10.1.4	Cálculo de muros	156
10.1.5	Diseño de la losa de fondo	162
10.1.6	Coeficiente de resistencia nominal K	163
10.2	DESARENADOR	164
10.2.1	Datos preliminares	164
10.2.2	Análisis de cargas	165
10.2.3	Tanque de prueba:	172
10.2.4	Estado activo	175
10.2.5	Estado pasivo	178
10.2.6	Losas de concreto reforzado	181
10.2.7	Diseño de la placa de cubierta	181
10.2.8	Diseño de la placa de solera o contra piso	184
10.3	FILTRO DINAMICO	188
10.3.1	Diseño de las paredes	188
10.3.2	Diseño de la losa de fondo	190
10.4	FILTRO GRUESO ASCENDENTE	195

10.4.1 Diseño de las paredes 195
10.4.2 Diseño de la losa de fondo 197
10.5 FILTRO LENTO EN ARENA 202
10.5.1 Diseño de las paredes 202
10.5.2 Diseño de la losa de fondo 204
10.6 TANQUE DE ALMACENAMIENTO 209
10.6.1 Datos preliminares: 209
10.6.2 Acciones a considerar en el cálculo de la pared 210
10.6.3 Cálculo de la pared en estado limite último de flexión 211
10.6.4 Cálculo de la pared en estado limite último de esfuerzo cortante. 216
10.6.5 Refuerzo por refracción y temperatura 218
10.6.6 Disposición de armaduras en la pared del depósito. 218
10.6.7 Losas de concreto reforzado: 219
11. PRESUPUESTO 226
11.1 PRESUPUESTO RESUMEN 226
11.2 CRONOGRAMA 227
CONCLUSIONES 226
BIBLIOGRAFIA 227
ANEXOS 228

LISTA DE TABLAS

Pág.

Tabla 1. Asignación del nivel de complejidad. 25

Tabla 2. Determinación de la población fija máxima en un momento dado. 26

Tabla 3. Periodos de diseño de los componentes del sistema. 29

Tabla 4. Datos obtenidos de los resultados de laboratorio. 31

Tabla 5. Modelo para la selección de un sistema de tratamiento de agua por filtración en múltiples etapas, FIME. 32

Tabla 6. Aforos quebrada Cuscungo. 34

Tabla 7. Datos para cálculos de la rejilla. 36

Tabla 8. Dimensiones de la rejilla. 37

Tabla 9. Datos para cálculos del vertedero de rebose. 38

Tabla 10. Cotas importantes. 39

Tabla 11. X vs Y. 41

Tabla 12. Pérdidas por accesorios. 50

Tabla 13. Caudales para diseño del desarenador. 56

Tabla 14. Dimensiones del desarenador. 59

Tabla 15. Cotas importantes en el desarenador. 69

Tabla 16. Pérdidas por codos. 74

Tabla 17. Relaciones de módulos de elasticidad del agua y de material de la tubería. 77

Tabla 18. Cuadro de Presiones. 79

Tabla 19. Coeficientes de pérdidas para vertederos triangulares. 85

Tabla 20. Regla de aforo vertedero de entrada triangular 90º. 86

Tabla 21. Características del Lecho filtrante de los Filtros Dinámicos. 91

Tabla 22. Pérdida de Carga en el lecho Filtrante bajo la condición de Lavado. 95

Tabla 23. Pérdidas por accesorios en el lavado. 98

Tabla 24. Pérdidas de carga en el lecho filtrante en operación. 99

Tabla 25. Pérdidas por accesorios en la filtración. 102

Tabla 26. Regla de aforo vertedero FGAC triangular 30º. 106

Tabla 27. Características del Lecho filtrante de los FGAC. 107

Tabla 28. Pérdida de Carga en el lecho Filtrante bajo la condición de Lavado. 110

Tabla 29. Pérdidas por accesorios en el lavado. 113

Tabla 30. Pérdidas de Carga en el lecho Filtrante en operación. 114

Tabla 31. Pérdidas por accesorios en la filtración. 117

Tabla 32. Regla de aforo vertedero FLA triangular 30º. 121

Tabla 33. Características del Lecho filtrante de los FLA. 121

Tabla 34. Pérdida de Carga en el lecho Filtrante bajo la condición de Lavado. 125

Tabla 35. Pérdidas por accesorios en la filtración. 128

Tabla 36. Coeficientes de rugosidad de Manning. 137

Tabla 37. Demandas en los nodos. 141

Tabla 38. Coeficientes de pérdidas por accesorios. 142

Tabla 39. Propiedades del tanque de almacenamiento. 142

Tabla 40. Propiedades en los nodos. 143

Tabla 41. Propiedades de las tuberías. 144

Tabla 42. Demanda base en los nodos. 146

Tabla 43. Resultados simulación. EPANET. 147

Tabla 44. Cuadro de presiones. 150

Tabla 45. Evaluación de las cargas verticales y su momento de volcamiento 153

Tabla 46. Momento de estabilización Mr 154

Tabla 47. Variación de la presión hidrostática con la altura. 169

Tabla 48. Variación de la presión hidrodinámica con la altura. 170

Tabla 49. Presupuesto resumen. 226

Tabla 49. Cronograma. 227

LISTA DE FIGURAS

Pág.

Figura 1. Rejilla de bocatoma. 35

Figura 2. Relaciones analíticas F1 vs h/ Y1. 42

Figura 3. Dimensiones del vertedero tipo Creaguer (WES). 44

Figura 4. Perfil captación de fondo. 47

Figura 5. Rebose de pared delgada. 60

Figura 6. Orificios en zona de entrada. 62

Figura 7. Placa perforada. 64

Figura 8. Perfil conducción de desarenador – FGDi. 81

Figura 9. Unidad de Entrada. 83

Figura 10. Válvula de Mariposa tipo Waffer. 103

Figura 11. Hipótesis de alimentación. 145

Figura 12. Simulación de la red en Epanet. 151

Figura 13. Empuje del terreno. 166

Figura 14. Empuje de sismo. 166

Figura 15. Empuje por sobrecarga. 167

Figura 16. Empuje hidrostático losa de fondo. 168

Figura 17. Empuje hidrostático muros laterales. 168

Figura 18. Variación de la presión hidrostática con la altura. 169

Figura 19. Empuje Hidrodinámico. 170

Figura 20. Variación de la presión hidrodinámica con la altura. 171

LISTA DE ANEXOS

Pág.

Anexo A. Concesión de aguas. 241

Anexo B. Concepto de salubridad. 246

Anexo C. Calidad del agua. 248

Anexo D. Manual de OO y MM. 250

Anexo E. Ficha de control. 275

Anexo F. Problemas frecuentes. 277

Anexo G. Levantamiento topográfico. 279

Anexo H. Planos. 305

Anexo I. Presupuesto general y análisis de precios unitarios. 306

RESUMEN

El proyecto rediseño del sistema de abastecimiento de agua alterno se presenta como una alternativa para disminuir los consumos de agua potable implementando alternativas de suministro de agua para actividades de riego, sistemas sanitarios de bloques, canchas y laboratorios que no necesiten de agua potable, por medio de un sistema de acueducto propio para la Universidad de Nariño paralelo al existente.

Se hizo necesario entonces, rediseñar el trabajo planteado en el año 1994 por los Ing. Julio Vicente Ruiz y Alexandra Narváez de la Rosa, ya que las necesidades actuales son notoriamente diferentes a las exigencias que la Universidad presentaba en ese periodo, además de estar caducadas las licencias necesarias para la realización del proyecto, así como el periodo para el que fue proyectado.

Por lo tanto la Universidad de Nariño obtendrá beneficios económicos por el ahorro en el pago por el consumo de agua potable, y desde el punto de vista ambiental utilizando el recurso hídrico potable de manera correcta, directamente en actividades de consumo humano.

Ya que la filtración en múltiples etapas, FIME, es una alternativa tecnológica para la potabilización del agua, con mucho potencial de ser utilizada en las zonas rurales, de pequeñas y medianas poblaciones. Esta tecnología no requiere el uso de sustancias químicas ni aparatos mecánicos y puede ser fácilmente operada, mantenida y administrada por miembros de la comunidad.

ABSTRACT

The redesign project water supply alternative is presented as an alternative to reduce water consumption by implementing alternative water supply for irrigation, sanitation blocks, fields and laboratories that do not require potable water, through a own water system for the University of Nariño parallel to the existing.

It was therefore necessary to redesign the work proposed in 1994 by Mr. Julio Vicente Ruiz and Alexandra Narváez de la Rosa, and that current needs are quite different to the requirements that the University had in that period, besides being outdated licenses necessary for the completion of the project and the period for which it was designed.

Therefore, the University of Nariño get economic benefits by saving on payment for water consumption, and from the environmental point of view using the drinking water resources properly, direct human consumption activities.

Since the multi-stage filtration, FIME, is an alternative technology for water purification, with much potential to be used in rural areas, small and medium towns. This technology does not require the use of chemicals or mechanical devices and can be easily operated, maintained and managed by community members.

INTRODUCCIÓN

Dentro del proyecto se recolecta información necesaria para llevar a cabo los objetivos planteados, para ello se recurre a diferentes fuentes de información, con la cual se determina la ubicación actual de este sistema, además de las memorias del proyecto planteado en el año de 1994; igualmente se recolecta información sobre los consumos de agua potable, mediante los recibos de pago, y se realiza los trámites pertinentes para la obtención de la concesión de agua ante CORPONARIÑO; para finalizar esta etapa se afora y se toma muestras de agua de la quebrada El Cuscungo, fuente de abastecimiento del sistema diseñado, para obtener datos de caudal y realizar los análisis físico-químicos y bacteriológicos de la muestra.

De acuerdo a los análisis se determina que el sistema de tratamiento recomendado, consistente en una FIME; para en una primera etapa obtener agua pretratada el cual es el alcance del presente proyecto; y en una posterior etapa, obtener agua tratada. Por lo tanto el proyecto se proyecta en 2 etapas, la primera etapa consistente en el desarrollo del presente proyecto, el cual a su término suministrará de agua pretratada, que será destinada a las diferentes actividades en las cuales no se hace necesario el uso de agua potable. La segunda etapa consiste en la complementación del sistema de tratamiento mediante el diseño y construcción de los componentes de desinfección con el cual se abastecerá agua tratada.

A continuación se realiza el levantamiento topográfico del sector, para determinar la mejor opción de localización de los componentes del sistema de abastecimiento. Se diseña los componentes del sistema de abastecimiento el cual se compone de una captación, un desarenador y una PTAP (Planta de Tratamiento de Agua Potable) FIME (Filtración Múltiple por Etapas) esta última conformada de las siguientes estructuras, filtro dinámico, filtro grueso ascendente, filtro lento en arena; seguido de esta un tanque de almacenamiento y por último la red de distribución independiente y paralela con la red de acueducto existente.

Por último se realiza el presupuesto del proyecto incluyendo cantidades de obra, unitarios y otros elementos que permitan estimar el costo físico de la obra contemplada en la primera etapa; cálculo de costos generados por concepto del consumo de agua suministrado por EMPOPASTO; permitiendo establecer la viabilidad constructiva del proyecto en mención.

JUSTIFICACIÓN

El Concepto de “uso eficiente de agua potable”, incluye cualquier medida que reduzca la cantidad de agua que se utiliza por unidad de cualquier actividad, y que favorezca el mantenimiento o mejoramiento de la calidad de la misma.

El agua, es uno de los principales servicios básicos que se relaciona directamente con la calidad de vida de la comunidad, debe cumplir con unos parámetros físicos, químicos y microbiológicos, que pueden ser afectados de manera natural o por acción antro pica, por eso, se ve la necesidad de realizar el diseño del tratamiento del agua propuesto que es utilizada para las necesidades humanas.

El proyecto Rediseño del sistema de abastecimiento de agua alterno, se presenta como alternativa para disminuir los costos por concepto del consumo de agua potable, implementando alternativas de suministro de agua para actividades de riego de canchas, aseo general y laboratorios, por medio de un sistema de acueducto propio para la Universidad de Nariño paralelo, al existente.

La necesidad de realizar el diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable alterno para la Universidad de Nariño es primordial, dadas las condiciones del proyecto que se presenta en el año de 1994, el cual necesita ser actualizado, adecuado y mejorado; para poder suministrar agua pretratada, en las condiciones actuales de infraestructura de la Universidad de Nariño.

Por lo tanto la Universidad de Nariño, obtiene beneficios económicos por el ahorro en el pago por el consumo de agua potable, y desde el punto de vista ambiental utilizando el recurso hídrico potable de manera correcta, directamente en actividades de consumo humano.

Objetivo general: Objetivo general: Rediseñar los diferentes componentes del sistema alterno de abastecimiento de agua potable para la universidad de Nariño.

Objetivos específicos:

- Realizar las pruebas de laboratorio que determinan la calidad de la fuente.

- Diseñar los componentes del sistema de abastecimiento alterno (captación, desarenador, conducción, Planta de tratamiento: Filtración múltiple por etapas; tanque de almacenamiento y red de distribución).

- Efectuar el presupuesto, incluyendo análisis de precios unitarios, presupuesto general y el resumen de componentes.

1. POBLACIÓN, NIVEL DE COMPLEJIDAD Y DEMANDA

1.1 POBLACIÓN

El nivel de complejidad se establece en todo proyecto que se lleve a cabo en el territorio nacional en lo referente al sector de agua potable y saneamiento básico.

Tabla 1. Asignación del nivel de complejidad.

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

La clasificación del proyecto en uno de estos niveles depende del número de habitantes, su capacidad económica y el grado de exigencia técnica que se requiere para adelantar el proyecto de acuerdo a lo establecido en la tabla 1.

1.1.1 Población futura. El crecimiento de la población en un establecimiento como la Universidad de Nariño no es lineal y depende de factores, como: disponibilidad presupuestal, necesidad de bloques para nuevas carreras, zonas de expansión, entre otros factores que afectan el desarrollo de la institución. Para lograr un dato de población futura aceptable, se hizo un análisis de los siguientes datos.

1.1.2 Población actual. La información actual de la universidad de Nariño, se determina teniendo en cuenta los datos suministrados por la oficina de planeación de esta universidad, así:

Tabla 2. Determinación de la población fija máxima en un momento dado.

Zona	Bloque	Población (hab)			Total (hab)
		Flotante		Fija	
		Estudiantes	Funcionarios		
Coliseo	Coliseo	98	2	5	105
	Total	**98**	**2**	**5**	
Artes	Artes	580	35	30	645
	Total	**580**	**35**	**30**	
Colector 1	Derecho	302	9	5	2012
	Bloque. Administrativo		10	70	
	Auditorio	200			
	Cafetería	100		20	
	Bloque 2	400	15	36	
	Bloque 3	400	15	36	
	Biblioteca	345	17	12	
	Unidad médica	5		10	
	Sicología			5	
	kiosco	36			
	Total	**1752**	**66**	**194**	
Colector 2	Veterinaria	60	10	25	95
	Total	**60**	**10**	**25**	
	Vigilante			1	987
	Ingeniería	720	16	9	
	Laboratorios. Ingeniería	20	2	14	
	Medicina	200	3	2	
	kiosco	36			
	Total	**940.00**	**20.67**	**26.33**	
Laboratorios	Planta Piloto	10		4	86
	Laboratorios especializados	4	2	15	
	Herbario	4			
	Insectario	0			
	Anfiteatro animal	32		3	
	Producción animal	10		2	
	Total	**60**	**2**	**24**	
Bloque 1	Bloque acuícola	80	2	7	659
	Cuarto de tanques			1	
	Bloque 1	300	20	99	
	Bloque 1 laboratorios	100	6	27	
	Gimnasio	15		2	
	Total	**495**	**28**	**136**	
Total		**3887**	**162**	**435**	**4589**

La población actual se compone de 8500 estudiantes matriculados y 430 trabajadores, para un total de 8930 habitantes, este valor corresponde a la suma de estudiantes y trabajadores en jornada diurna y nocturna, por tanto no se puede usar este dato como población actual, se sobrediseñaría el sistema, debido a que la demanda de agua sería irreal, de esta manera se hace un análisis de la capacidad de la universidad por salones que aloja un máximo de alumnos en un momento dado y se realizan visitas para corroborarlo. Esto nos permitió concluir que la población máxima en un momento dado es la que se detalla en el cuadro, así la población flotante, es decir la población que no permanece a lo largo del día es en total de 4049 habitantes entre trabajadores y estudiantes y 435 es la población que permanece a lo largo del día, esta última por lo general son trabajadores de planta, lo cual suma un total de 4589 pobladores, este dato se toma como población actual, el resto se considera que la universidad no está en capacidad de albergarlos al mismo tiempo.

1.1.3 Zonas de expansión. Para corroborar si durante el periodo de diseño se alcanzan a poblar estas áreas de expansión, se debe analizar el crecimiento que tiene la universidad en los últimos años, se observa que en 1997, los bloques que existían son:

- ✓ Biblioteca Alberto Quijano Guerrero
- ✓ Auditorio Luis Santander
- ✓ Bloque1
- ✓ Bloque 2 y 3
- ✓ Laboratorios de ingeniería
- ✓ Clínica veterinaria
- ✓ Sinapsis

Los bloques anteriores suman un área construida de 2.21ha. Actualmente la Universidad, cuenta con nuevos bloques como lo son:

- ✓ Coliseo
- ✓ Bloque de artes
- ✓ Bloque de derecho
- ✓ Unidad médica y sicología
- ✓ Cafetería Nueva
- ✓ Bloque de medicina
- ✓ Bloque de ingeniería
- ✓ Planta piloto
- ✓ Laboratorios especializados
- ✓ Kiosco de internet 1 y 2.

En total en la actualidad el área construida es de 4.12ha, lo cual significa que en 12 años el área construida ha amentado 1.91ha. Las áreas de expansión actuales son:

- ✓ Bloque de artes: Al lado lateral derecho de este bloque, se planea construir el bloque de música.

- ✓ Lote ubicado al respaldo del bloque de medicina. Esta es una zona de posible construcción aunque no se ha definido nada.

- ✓ Cancha de fútbol, según lo expuesto por trabajadores de la oficina de planeación de la universidad, la cancha de fútbol es una posible zona de expansión, debido a que hace falta área para construcción y todavía quedan carreras las cuales necesitan edificaciones propias.

- ✓ Parte lateral derecha planta piloto. Se planea su ampliación; proyecto que se llevo a cabo durante el año 2007.

- ✓ Bloque 1. En cuanto al bloque uno se tiene, que se desea densificar o incluir otro piso, ya que es un área muy grande donde los espacios no están bien distribuidos y no prestan el servicio que demanda las actividades de la universidad.

En total las zonas de expansión suman 1.99 ha; si en doce años la expansión es de 1.91ha, en 20 años (teniendo en cuenta la demanda de carreras, el área disponible y la atención que últimamente se ha dado por dirigentes y gobernantes hacia la universidad) el crecimiento que se espera lograría que las áreas de expansión se utilicen en su totalidad; así, para las zonas de expansión nombradas anteriormente la densidad que se usa es según la actividad más cercana, teniendo en cuenta el plan de ordenamiento, de acuerdo a esto y sumando la población expuesta en la tabla 2 se observa, que la población futura es de 6603 habitantes. Tenemos un crecimiento del 30%, de igual forma, la población total sumando trabajadores y estudiantes en sus diferentes jornadas, dentro de 20 años, es de 11609 habitantes.

En la tabla 37 se indican las instalaciones a las que se distribuye el caudal concesionado y se determina la demanda en cada nodo, necesaria para la modelación y diseño de la red de distribución.

1.2 NIVEL DE COMPLEJIDAD

El nivel de complejidad se asigna de acuerdo a lo descrito en la tabla 1 y teniendo en cuenta el número de habitantes proyectados para el año meta del acueducto, y de acuerdo con lo estipulado por el artículo A.3.1 del reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico RAS 2000, norma fundamental que establece los criterios técnicos del diseño, construcción y mantenimiento de los sistemas de acueducto, alcantarillado y tratamiento de aguas para nuestro país.

Se considera que para una población de diseño entre 2.501 y 12.500 habitantes, como se presenta en este caso y con una capacidad económica de los usuarios considerada como baja, corresponde al alcantarillado un Nivel de complejidad MEDIO.

1.2.1 Periodo de diseño. Conforme con las especificaciones señaladas por el Ras 2000 se determinan los siguientes periodos de diseño:

Tabla 3. Periodos de diseño de los componentes del sistema.

COMPONENTE	PERIODO DE DISEÑO
Captación	20 años
Aducción o conducción	20 años
Almacenamiento y compensación	25 años
Red matriz	20 años
Red secundaria	15 años
Red terciaria	20 Años

1.3 DEMANDA

1.3.1 Caudal medio diario (Qmd). Será igual al caudal de concesión, decretado por la resolución 00219.

$$Qmd = 1.0 lts / seg$$

1.3.2 Caudal máximo diario (QMD). Se determina mediante la fórmula:

$$QMD = Q_{md} * k_1$$

Donde: Coeficiente de consumo máximo diario: k1

k1= 1.30 (tabla B.2.5 RAS 2000. nivel de complejidad medio)

Luego: $QMD = 1.0 lps * 1.3 = 1.3 lps$

1.3.3 Caudal máximo horario (QMH). Se obtiene aplicando la fórmula:

$$QMH = QMD * k_2$$

Donde: Coeficiente de consumo máximo horario: k2

k2= 1.60 (tabla B.2.6 RAS 2000. nivel de complejidad medio)

Luego: $QMH = 1.3 lps * 1.6 = 2.08 lps$

Para el desarrollo del presente proyecto se aplican los criterios y lineamientos de la norma RAS 2000 sin las modificaciones presentadas en el año 2010, debido a que el proyecto se diseña en fecha posterior a las modificaciones, por lo tanto se sugiere que para su posterior construcción, se realice el replanteo necesario para cumplir con la ultima normatividad vigente de su momento.

Además el cálculo de población y demandas, no se hace necesario por el motivo de que se parte de un caudal concesionado por Corponariño (ver Anexo A), y con el cual se debe diseñar los diferentes componentes del sistema de abastecimiento.

2. CARACTERIZACIÓN DE LA FUENTE

Se realiza un estudio de calidad de agua en laboratorios especializados el cual generó el reporte LA-Q-R-08-13 con los datos de la muestra (Ver anexo C). Que permite clasificar a la fuente así:

Tabla 4. Datos obtenidos de los resultados de laboratorio.

Criterio	Rango	Valor	Unidades
Turbiedad	Alto	21.3	UNT
Coliformes fecales	Bajo	288	UFC/100 ml
Color real UPC	Alto	40.61	UPC

2.1 ALTERNATIVAS DE TRATAMIENTO

De los parámetros seleccionados de calidad de agua, y de las condiciones mínimas requeridas para la admisión de un sistema de FIME[1]. Se adopta un Filtro Grueso Dinámico FGDi + Filtro Grueso Ascendente en capas con una velocidad de infiltración recomendada de 0.45 m/h FGAC $_{0.45}$ + Filtro Lento en Arena.

[1] INSTITUTO DE INVESTIGACIÓN Y DESARROLLO DE AGUA POTABLE ANEAMIENTO BASICO Y CONSERVACIÓN DEL RECURSO HIDRICO. Capitulo 7 Selección de alternativas de la tecnología FIME. Santiago de Cali, 1999, P. 109.

Tabla 5. Modelo para la selección de un sistema de tratamiento de agua por filtración en múltiples etapas, FIME.

Turbiedad (UNT) / **Color Real (UC)** / **Coliformes Fecales(UFC/100 ml)**	*<10* / *<20*	*10-20* / *20-30*	*20-50* / *30-40*	*50-70* / *30-40*
< 500	Sin FGA	$FGAC_{0.6}$	$FGAC_{0.45}$	$FGAC_{0.3}$
500 - 10000	$FGAC_{0.6}$	$FGAC_{0.6}$	$FGAC_{0.45}$	$FGAC_{0.3}$
10000 - 20000 (*)	$FGAC_{0.45}$	$FGAC_{0.45}$	$FGAC_{0.45}$	$FGAC_{0.3}$

(*) Para valores superiores a 70UNT: 20000 UFC/100 ml o 40 UC, se recomienda realizar estudio en planta piloto.
(El subíndice indica la velocidad de filtración recomendada en m/h)

FGDi = Filtro Grueso Dinámico
FGAC = Filtro Grueso Ascendente en Capas
FGAS3 = Filtro Grueso Ascendente en Serie (3 Etapas)
FGH3 = Filtro Grueso Horzontal (3 Etapas)
FLA = Filtro Lento Arena

Fuente: Filtración en múltiples etapa: Tecnología innovativa para el tratamiento de agua.

3. CAPTACIÓN

3.1 CAPACIDAD HIDRAULICA

3.1.1 Caudales de diseño. El caudal otorgado por Corponariño es de 1 l/s, con el cual se diseña el sistema de abastecimiento, que pretende solventar aproximadamente el 50% de las necesidades actuales de La Universidad de agua potable, para riego de canchas, aseo, laboratorios de Ingeniería, Veterinaria, Acuícola, el invernadero y laboratorios especializados.

Para el diseño del nuevo sistema de abastecimiento se tiene en cuenta los siguientes aspectos:

Qmd = 1.0 L/s.

QMD = 1.3 L/s.

QMH = 2.08 L/s.

3.1.2 Captación superficial. Para el nivel de complejidad Medio, la capacidad de las estructuras de toma debe ser igual al caudal máximo diario (1 QMD), más las pérdidas en la aducción y las necesidades en la planta de tratamiento, si existe almacenamiento. Lit. B.4.4.2. RAS 2000.

Caudal diseño captación superficial:

$$CH = 1\ QMD + \%\ PA\ (< 5\%\ Qmd) + NPT\ (3 - 5\ \%\ Qmd)$$

$$CH = 1.3 + 0.03 * 1 + 0.04 * 1 = 1.37\ L/s$$

Caudal diseño Rejilla:

$$CH = (2\text{-}3)\ QMD = 2 * 1.3 = 2.6\ L/s$$

3.2 DISEÑO DE CAPTACIÓN DE FONDO

Se diseña una captación de fondo, para lo cual se construirá una presa para represar el agua, colocada de manera normal a la corriente y en general con su parte superior a ras con el fondo del río, extendiéndose aguas arriba como aguas abajo para proteger la estructura. Ver plano 2 del anexo H.

Partes de la captación:

- Muros laterales de contención para proteger la presa y encauzar el río.
- Una rejilla colocada sobre la presa cubriendo la canaleta de aducción
- Una canaleta de aducción o toma colocada dentro de la presa y debajo de la rejilla.
- Una cámara de recolección de agua situada al final de la canaleta.
- Un vertedero de excesos que se construye dentro de la cámara de recolección para arrojar al río los excesos de agua que no se transporten por la tubería de conducción.

3.2.1 Caudales de diseño para la Captación. El caudal de diseño de los elementos que conforman la estructura de captación corresponde al (QMD), Para el diseño de la rejilla y el canal de recolección se tomara el (2 QMD), con el fin de garantizar el QMD tanto en la conducción como en la distribución.

3.2.2 Caudales de la fuente. Obtenidos por los 2 aforos realizados en el sitio, uno realizado en el mes de febrero (verano) y de noviembre (invierno) del 2009.

Tabla 6. Aforos quebrada Cuscungo.

CAUDAL	LPS
Caudal de crecida Qmáx	15.02
Caudal medio Qmed	7.15
Caudal de mínimo Qmin	3.51

3.2.3 Diseño de la rejilla. Dado que el caudal de diseño es relativamente pequeño se puede aplicar directamente la ecuación.

$$Q_D = C * e * b * L * \sqrt{(2 * g * E)}$$

Asumiendo un largo de la rejilla de L = 0.3 m se calcula la energía especifica a la entrada de la reja en condiciones de Qmin.

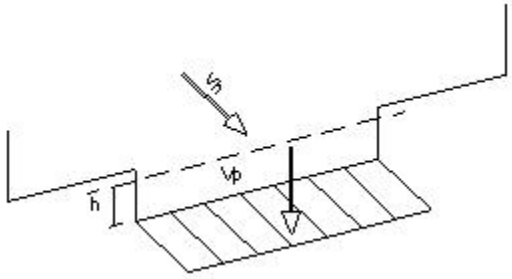
Altura de la lámina de agua en condiciones de Qmin.

$$H = \left(\frac{Q\min}{K * L} \right)^{2/3}$$

$$H = \left(\frac{0.00351 mts^3 / seg}{1.56 * 0.3\ mts} \right)^{2/3} = 0.038\ m$$

Se calcula la velocidad del agua al pasar por la Bocatoma (Figura 1):

Figura 1. Rejilla de bocatoma.



$$V_h : \frac{Q_{min}}{A} : \frac{Q_{min}}{L*H} :$$

$$V_h = \frac{0.00351 mts^3 / seg}{0.3 m * 0.038 m} = 0.31\ m/s$$

Como: $0.30 < V_h > 3.0$ Ok

Se calcula el valor de la energía específica:

$$E = Y + \frac{V^2}{2g}$$

$$E = 0.038 + \frac{(0.31)^2}{19.6} = 0.04\ m$$

El valor de e se puede obtener de:

$$e = \frac{\text{área de espacios de rejilla}}{\text{área total de rejilla}}$$

$$e = \frac{a}{a + t}$$

Tabla 7. Datos para cálculos de la rejilla.

Rejilla	cm
Diámetro de barras ½"	1.27
Espacio entre barras	2.0

$$e = \frac{2}{2 + 1.27} = 0.612$$

Coeficiente de descarga en rejillas inclinación 20% C: 0.44

Despejando e valor de b en la ecuación de Q_D se tiene:

$$b = \frac{0.0026\, mts^3 / seg}{\left(19.6 * 0.04\, m\right)^{0.5} * 0.44 * 0.612 * 0.3m} = 0.04\ m$$

Por seguridad se amplía el ancho en 1.5 veces.

$$b = 0.04\ m\ x\ 1.5 = 0.06m$$

Para tener en cuenta la obstrucción por piedras, ramas, hojas se asume un b de rejilla igual a 0.10 m.

Tabla 8. Dimensiones de la rejilla.

Dimensiones definitivas de la rejilla	
L	0.30 m
B	0.10 m

Número de barrotes:

$$N = \frac{L}{a+t} = \frac{0.3}{0.02+0.0127} = 9.17 \approx 9$$

Espaciamiento centro a centro: 0.02 + 0.0127 = 0.033 m. Son 9 barras de ½" espaciadas 0.033m centro a centro.

Espaciamiento en los extremos Se:

$$Se = \frac{L-((n\ x\ t)+(n-1)x\,a}{2}$$

$$Se = \frac{L-((9\ x\ 0.127)+(9-1)x\,0.02}{2} = 0.013\,m$$

3.2.4 Vertedero. Se determina la altura del vertedero de rebose.

- Cálculo del vertedero de rebose:

$$Qmedio = K * L * Hm^{3/2}$$

Donde Hm = altura del vertedero de rebose, despejando de la ecuación anterior, se tiene:

$$Hmed = \left(\frac{Qmed}{K * L} \right)^{2/3} = \left(\frac{0.00715\, mts^3 / seg}{1.56 * 0.3\, m} \right)^{2/3} = 0.06 m.$$

- Cálculo del vertedero de crecida:

$$Qcrecida = K * (m - L) * h^{3/2} + K * L * (Hm + h)^{3/2}$$

Los datos se toman de la tabla 9.

Tabla 9. Datos para cálculos del vertedero de rebose.

DATOS	
Distancia entre muros [m]	0.60 m
Longitud del vertedero [L]	0.30 m
Constante [K]	1.56
Q crecida (l/s)	15.02

Asumiendo diferentes valores para h, se obtienen diferentes valores para Q crecida, si el caudal de crecida calculado es aproximadamente igual a Q crecida del río, entonces se toma el valor de h.

Reemplazando se tiene:

$$Qcrecida = 1.56 * (0.6 - 0.3) * h^{3/2} + 1.56 * 0.3 * (0.06 + h)^{3/2}$$

Si h= 0.029 m $\rightarrow$ Q crecida calculado = 0.015 m^3/s, que es aproximadamente el caudal de crecida del río, por lo que se asume h= 0.029 m.

3.2.5 Cotas importantes. Se determinan las cotas que serán representadas en el perfil de la captación.

Tabla 10. Cotas importantes.

Cotas	
Lecho del rio [m.s.m.n]	2543.60
Rejilla [m.s.m.n]	2544.40
Nivel mínimo del rio[m.s.m.n]	2544.44
Nivel medio del rio [m.s.m.n]	2544.46
Nivel máx. del rio [m.s.m.n]	2544.49
Corona de muro [m.s.m.n]	2544.96

3.3 DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE AMORTIGUACIÓN

3.3.1 Cálculo de la estructura de amortiguación:

H: Altura del dique hasta la cresta del vertedero

$$H = Cota \quad nivel \quad medio \quad del \quad rio - Cota \quad lecho \quad del \quad rio$$

$$H = 2544 \ .46 - 2543 \ .60 : 0.86 \ m$$

Hd: Altura del agua sobre la cresta del vertedero, en m.

$$Hd = H \ de \ crecida$$

$$Hd = 0.029 \ m$$

Efecto de la velocidad:

$$\frac{H}{Hd} = 29.71$$

8.3 >> 1.33 el efecto de la velocidad es despreciable, se considera que He = Hd

Valor de la velocidad de flujo en la cresta del vertedero. Se utiliza la ecuación de continuidad:

$$Q = V \ x \ A$$

Q máx. = 0.015 m^3/s

A = 0.3 * 0.06 + 0.6 * 0.29 = 0.036 m^2

Despejando la velocidad de la ecuación:

$$V = \frac{0.015}{0.036} = 0.42\ m/s$$

3.3.2 Cálculo de la profundidad crítica (Yc). Caudal sobre la cresta del vertedero de rebose:

$Q_1 = V * A_1 = 0.42 * 0.6 * 0.029 = 0.0073\ m^3/s/ml$

$$Yc = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

$$Yc = \sqrt[3]{\frac{Q_1^{\ 2}}{gB^2}} = \sqrt[3]{\frac{(0.0073)^2}{g * 0.6^2}} = 0.025\ m$$

3.3.3 Velocidad crítica (Vc).

$$Vc = \sqrt{g * Yc}$$

$$Vc = \sqrt{9.81 * 0.025} = 0.49\ m/s$$

Como V < Vc corresponde a flujo subcrítico

3.3.4 Cálculo del perfil del aliviadero. Para una pendiente vertical; K=2 y n=1.85

$$X^n = KH_d^{\ n-1}Y$$

$$X^{1.85} = 2 * 0.029^{0.85} x\, Y = 0.0986\, Y$$

Despejando $Y = 0.0099 * X^{1.85}$

Con base en la expresión anterior se obtienen los resultados siguientes:

Tabla 11. X vs Y.

X	0	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5
Y	0	0.14	0.52	1.09	1.86	2.81	3.94	5.24	6.71	8.34	10.14	12.09	14.20	16.47	18.89	21.46

La representación gráfica respectiva permite obtener la forma del aliviadero y el punto de tangencia (P: T): X = 0.2 m; Y= 0.52 m punto en el cual sigue la cara del dique con pendiente definida de 0.4 H: 1 V en la porción lineal aguas abajo.

3.3.5 Diseño del pozo de amortiguación. El pozo de amortiguación consiste en una estructura corta, situada al pie del aliviadero, con el objeto de producir y retener el resalto hidráulico, y para convertir el flujo supercrítico en subcrítico. Esta condición es necesaria para evitar la socavación de la estructura aguas abajo del sector no pavimentado.

⋆ **Velocidad V_1 al pie del aliviadero.** Para esto es necesario obtener la altura medida desde el nivel máximo aguas arriba de la estructura hasta el nivel del pozo de amortiguación

$$Z = 2544.96 - 2543.60 = 0.89$$

$$V_1 = \sqrt{2g(Z - 0.5H_d)}$$

$$V_1 = \sqrt{2 * 9.81(0.89 - 0.5 * 0.029)} = 4.15\ m/s$$

Altura del agua a la salida o pié de la presa Y_1

$$Y_1 = Qmáx / V_1 * Lt.$$

$$Y_1 = \frac{0.015}{4.15 x 0.6} = 0.006 m.$$

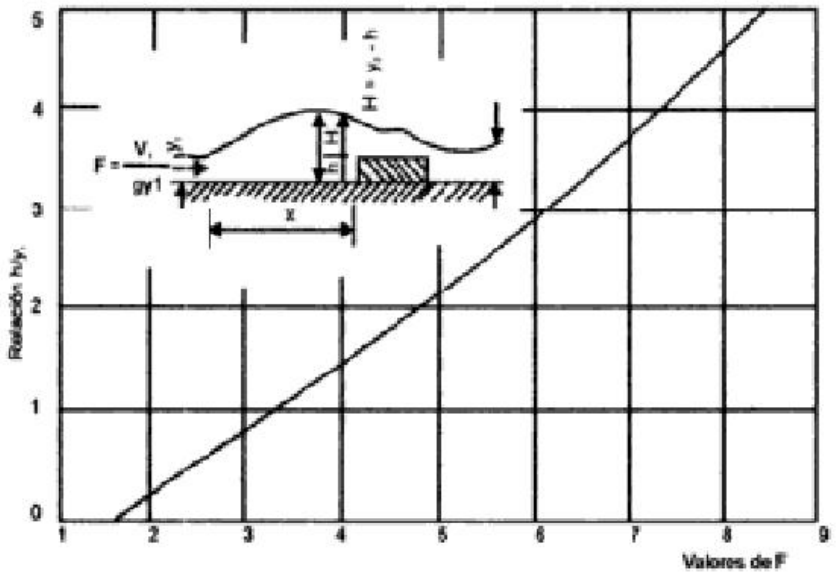
Número de Froude F_1

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g * Y_1}}$$

$$F_1 = \frac{4.15}{\sqrt{9.81 * 0.006}} = 17.03$$

Altura del diente del dique en el pozo de amortiguación. Con base en la figura 2 se determina la relación: F_1 vs h/ Y_1, y se despeja el valor de h.

Figura 2. Relaciones analíticas F_1 vs h/ Y_1.



Para F_1 = 17.03 se tiene que h/Y_1 = 9.73

h =9.73 * Y_1= 9.73 * 0.006 = 0.059 m; h = 0.06 m (altura del diente del dique)

$$2.667F_1^2(1+\frac{h/Y_1}{Y_2/Y_1}) = (\frac{Y_2}{Y_1} - \frac{h}{Y_1})^3$$

$$2.667(17.03)^2(1+\frac{0.06}{y_2}) = \left[\frac{Y_2 - 0.06}{0.006}\right]^3$$

Resolviendo la ecuación por tanteos se tiene: Y_2 = 0.12 m (altura máxima del resalto en el pozo).

Se determina el valor de la profundidad del flujo a la salida del pozo de amortiguación Y_3, para asegurar las condiciones de producción y retención del resalto hidráulico y el régimen subcrítico aguas abajo de la estructura. Se utiliza la siguiente expresión:

$$Y_3 \leq (\frac{2Y_{2+} + h}{3})$$

$$Y_3 \leq (\frac{2(0.12) + 0.006}{3}) = 0.10\ m$$

Se observa que la profundidad Y_3 esta oscilando entre el valor de 0.06 y 0.12m.

($h < Y_3 < Y_2$); Se adopta Y_3 = 0.10 m.

Se determina finalmente la longitud del pozo de amortiguación Lj. Se utiliza la siguiente expresión:

$$Lj = 6.9(Y_2 - Y_1)$$

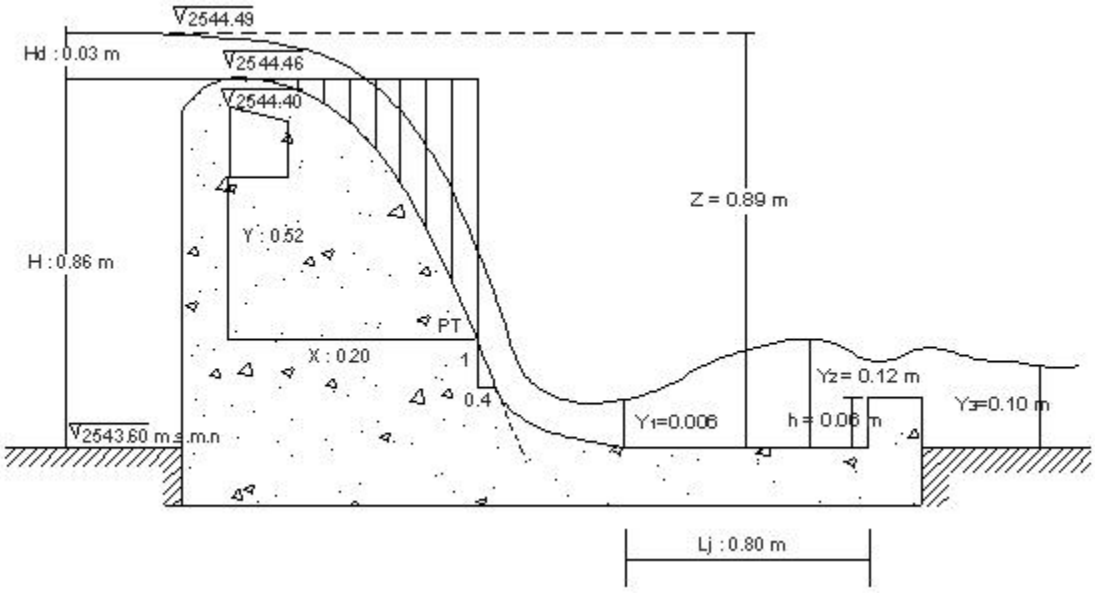
$$Lj = 6.9(0.12 - 0.006) = 0.80\ m$$

O también: $Lj = 5(h + Y_3)$

$$Lj = 5(0.06 + 0.10) = 0.80\ m$$

Se concluye que este resultado coincide con el encontrado anteriormente (L= 0.80 m) por lo tanto el diseño es confiable.

Figura 3. Dimensiones del vertedero tipo Creaguer (WES).



3.3.6 Cálculo del canal recolector. Cálculo de la profundidad crítica Yc y la velocidad crítica Vc:

$$Yc = \left(\frac{Q^2}{g * B^2} \right)^{1/3}$$

$$Yc = \left(\frac{0.0026^2}{9.8 * 0.10^2} \right)^{1/3} = 0.041\ m$$

$$Vc = \sqrt{g * Yc}$$

$$Vc = \sqrt{9.81 * 0.041} = 0.63\ \ m/s$$

Cálculo de la altura del agua al final del canal recolector:

$$H_L = 1.1 * Yc$$

$$H_L = 1.1 * 0.041 = 0.045\ m$$

Cálculo de la altura de agua al inicio del canal recolector:

$$Ho = \left(\left(2 * \frac{Yc^3}{H_L} + \left(H_L - \frac{L' * S}{3} \right)^2 \right)^{0.5} - \frac{2 * L' * S}{3} \right)$$

S = pendiente del canal (asumida) = 5 %
L' = longitud del canal = longitud del canal = (3 +1) + 0.3 = 4.3 m

$$L' = L + \frac{Ac - L}{2} + Am$$

Donde:

L = Longitud de la rejilla
Ac = Ancho de captación
Am = Ancho de muro

$$L' = 0.30 + \frac{0.60 - 0.30}{2} + 0.15 = 0.60\,m$$

$$Ho = \left(\left(2 * \frac{(0.041)^3}{0.045} + \left(0.045 - \frac{0.6 * 0.05}{3} \right)^2 \right)^{0.5} - \frac{2 * 0.6 * 0.05}{3} \right) = 0..045\ m$$

$$V_L = \frac{Q_D}{H_L * B} = \frac{0.0026}{0.045 * 0.10} = 0.58\,mts/seg < Vc = 0.63\ m/s.$$

Cumple con el régimen subcrítico.

Cota de la lámina de agua al inicio del canal recolector:

$$Cl = \text{Cota de la rejilla} - X - 0.10$$

$$Cl : 2544.40 - 0.02 - 0.10 : 2544.28 \; m.s.m.n.$$

Donde:

$$X = B \times Pr$$

$$X = 0.10 \; m \; x \; 0.2 = 0.02 \; m.$$

Cota fondo inicio del canal recolector:

$$Cf = Cl - Ho$$

$$Cf = 2544.28 \; m - 0.045 \; m = 2544.23 \; m.s.m.n.$$

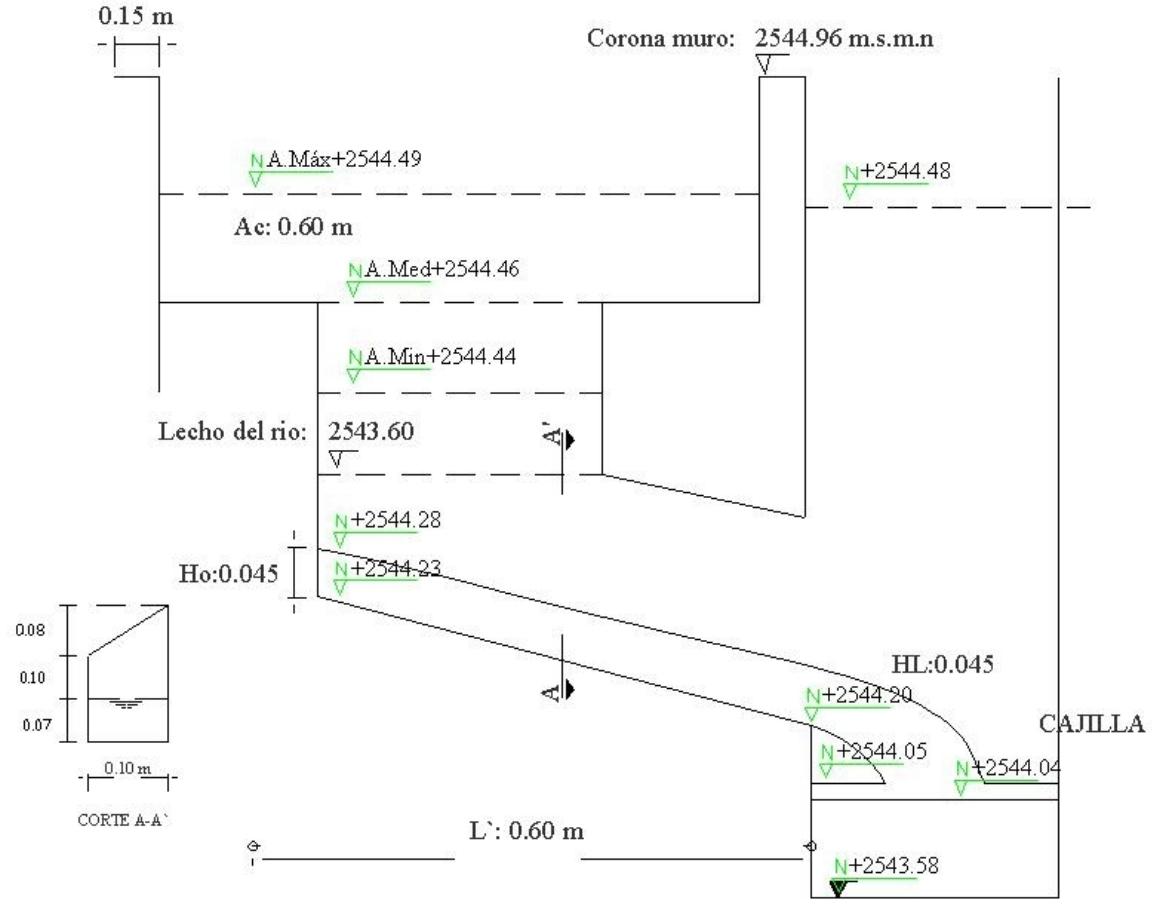
Cota fondo final del canal recolector:

$$Cff = Cf - (L' x \; S)$$

$$Cff = 2544.23 \; m - (0.60 \; m \; x 0.05) = 2544.20 \; m.s.m.n..$$

Los resultados se pueden observar en la figura 4.

Figura 4. Perfil captación de fondo.



3.3.7 Cálculo de la caja de derivación. Cámara de recolección:

$$Xs = 0.36 * V_L^{2/3} + 0.6 * H_L^{4/7}$$

$$Xs = 0.36 * (0.58)^{2/3} + 0.6 * (0.0.045)^{4/7} = 0.35 \ m$$

Por facilidad de acceso y mantenimiento se adopta Xs= 1.2 m.

⋆ **Cálculo del vertedero de excesos.** Debido a que la rejilla se ha calculado con 2QMD, y la aducción se calcula con un caudal igual al QMD, entonces se establece una diferencia entre el caudal que se capta y el caudal que se transporta por la aducción.

Como $Q\min > 2QMD$

$$Qexcesos = 2\ QMD - QD\ capt$$

$$Qexcesos = 2.6 - 1.37 = 1.23 LPS$$

La altura del vertedero de excesos será:

$$h = \left(\frac{Qexcesos}{K * L} \right)^{2/3} m$$

$$h = \left(\frac{0.00215}{1.84 * 1.2} \right)^{2/3} = 0.01\ m.$$

⋆ **Cota nivel de aguas mínimo en la caja.** Se deja un bode libre en la cámara de 0.15 m

$$Cnamc = Cff - 0.15\ m$$

$$Cnamc = 2544.20\ m - 0.15 = 2544.05\ m.s.m.n..$$

Cota cresta del vertedero en la caja

$$Ccv = Cnamc - h$$

$$Ccv = 2544.05 - 0.01 : 2544.04\ m.sm.n.$$

⋆ **Condiciones máximas en la caja de derivación.** El nivel del agua máximo en la caja de derivación será:

$$NAMC = N\ agua\ máxima\ vertedero - Ht.$$

Ht = pérdidas de energía por rejilla

$$Ht = K \frac{V^2}{2g}$$

Cálculo del Caudal:

$$Q = C * A_t * e\sqrt{2gH}$$

$$Q = 0.50\,x\,0.030 * 0.612\sqrt{19.6(2544.49 - 2544.40)} = 0.012\ m^3 / s$$

Velocidad:

$$V = \frac{Q}{A_N} = \frac{0.012}{0.3 * 0.10 * 0.612} = 0.67 m / s$$

Se trabaja con K = 0.5 para entrada normal

$$Ht = \frac{0.5 * (0.67)^2}{19.6} = 0.01\ m$$

Cota nivel de aguas máximo en la caja:

$$NAMC = 2544.49 - 0.01 = 2544.48\ m.s.m.n$$

3.3.8 Cálculo del diámetro de salida. Debido a la topografía del lugar en el sitio donde se ubicara la estructura de la bocatoma podemos decir que posee una pendiente uniforme.

$$QD = 1.37\ LPS$$

Cota del nivel de aguas en el desarenador: 2543.26 m.s.m.n

Cálculo de H:

$$H = \text{Nivel aguas mínimas cajilla} - \text{Nivel del agua desarenador}$$

$$H = 2544.05 - 2543.26 = 0.79\ m$$

Altura mínima para instalar tubo de salida al desarenador (h de sumergencia).

$$hs = Ho + V^2/2g$$

Donde:

Ho = Pérdida por dispositivos y accesorios.

$$Ho = (\Sigma\ Ki)\ x\ \frac{V^2}{2g}$$

Tabla 12. Pérdidas por accesorios.

Accesorios	K
Entrada corriente	0.5
Válvula de compuerta abierta	0.2
Salida desarenador	1
Codo 45º	0.4
∑ K	2.1

Con Q_D y diámetros supuestos aplicando la fórmula de Manning para escurrimiento libre:

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

Donde:

R: Radio hidráulico
A: Área de la tubería
n: Coeficiente de Manning
S: Pendiente de la línea de energía

Se obtiene S_i (S_1, S_2, S_3,....), y V_i (V_1, V_2, V_3,...)

$$Vi = \frac{1}{n} * R^{2/3}\ Si^{1/2}$$

$$Si = \left(\frac{QD\,x\,n}{A\,x\,R^{2/3}} \right)^2$$

Ya que el caudal se conserva constante, se comienza a realizar iteraciones con diferentes diámetros, para un ø de 2 “, reemplazando en la ecuación, se tiene:

$$R = \frac{D}{4} = \frac{2 * 0.0254}{4} = 0.0127\,m$$

$$A = \frac{\pi x D^2}{4} = \frac{3.1416\ x\ (2\ x\ 0.0254)^2}{4} = 0.002\,m^2$$

Coeficiente de rugosidad de Manning para tubería PVC n= 0.009

$$Si = \left(\frac{0.00137 x 0.009}{0.002 x 0.0127^{2/3}} \right)^2 = 0.0125\,m/m$$

Reemplazando el valor de S en la ecuación:

$$Vi = \frac{1}{0.009} * 0.0127^{2/3}\ 0.0125 i^{1/2} = 0.68\,m/s$$

Siendo:

$$Hi = hs + S * L = (\ \sum Ki + 1) * V^2/2g + Si * L$$

Donde: S = pendiente y L = longitud total

$$Hi = (2.1+1.) x \frac{0.68^2}{2 x 9..81} + 0.0125 * 5 = 0.20$$

Ya que las pérdidas por accesorios son menores a H se selecciona este diámetro para el tubo de salida.

El h de sumergencia se duplica o tríplica por seguridad y se chequea velocidades (mínimas y máximas), reemplazando en la ecuación. Se tiene:

$$Hs = (2.1+1.)x\frac{0.68^2}{2x9.81} = 0.22$$

Cálculo del caudal con nivel de crecida

Cálculo de H_1

$$H_1 = Cota\ nivel\ aguas\ máx\ en\ caja - Cota\ del\ nivel\ aguas\ desarenador$$

$$H_1 = 2544.48 - 2543.26 = 1.22\,m$$

Se supone un Q mayor que $Q_D \rightarrow$ Q = 4.11 l/s, tubería PVC, el valor de Ks es de 0.0000015, y una temperatura de 12ºC el valor de la viscosidad cinemática del fluido será de: 0.012532 cm^2/s, y se determina el factor de fricción f

Cálculo de la velocidad:

$$V1 = \frac{0.004}{0.0020} = 2.03\,m/s$$

Cálculo del número de Reynolds:

$$Re = \frac{V1xD}{\upsilon}$$

$$\text{Re} = \frac{2.03x2x0.0254}{0.0000012532} = 82195$$

Para Reynolds mayores a 4000 flujo turbulento, utilizamos la ecuación de Colebrook-White:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2\log_{10}\left(\frac{Ks}{3.7xD} + \frac{2.51}{\text{Re}\sqrt{f}}\right)$$

$$\frac{1}{\sqrt{0.189}} = -2\log_{10}\left(\frac{0.0000015}{3.7\,x\,2\,x\,0.0254}+\frac{2.51}{82195\sqrt{0.189}}\right)$$

Se calcula el valor de la pérdida por fricción hf:

$$hf = f\left(\frac{L}{D}\,x\,\frac{V^2}{2g}\right)$$

$$hf = 0.189\left(\frac{10}{2\,x\,0.0254}\,x\,\frac{2.03^2}{2\,x\,9.81}\right) = 0.78m$$

Cálculo de Hv

$$Hv = (\Sigma\ Ki)\,x\,\frac{V^2}{2g}$$

$$Hv = 2.1\,x\,\frac{2.03^2}{2\,x\,9.81} = 0.44\ m.$$

$$m = 0.78 + 0.44 = 1.22m$$

$$1.22 \cong 1.22\ \text{m}$$

El valor que más se aproxima por defecto es Q = 4.11 l/s

Qexcesos = 4.11Lt/s – 1.37Lt/s = 2.74Lt/s (se evacuan a la entrada al desarenador).

En razón de que la suma de hs + diámetro del tubo de salida 2”, es 0.22 + 0.0508 = 0.27 m, se debe profundizar la cota del fondo de ésta cajilla dando un margen de 0.20m por depósito de material grueso que pueda pasarse por la rejilla; por lo tanto la cota del fondo de la cajilla es:

2544.05 – 0.27– 0.20 = 2543.58 m, cota de fondo para el cálculo del tubo de desagüe.

⋆ **Cálculo del desagüe.** Cálculo del caudal captado por la rejilla para condiciones medias:

$$Qc = C * A_t * e\sqrt{2gHmed}$$

$$Qc = 0.5\,x\,0.3\;x\,0.10 * 0.612\sqrt{19.6(2544.46 - 2544.40)} = 0.0101\ m^3\ /\ s$$

Caudal de excesos:

$$Q_{excesos} = Q_c - Q_{diseño-aducc}$$

$$Q_{excesos} = 0.0101 - 0.00137 = 0.00873\ m^3\ /\ s$$

$$Hexc = \left(\frac{Qexcesos}{K * L}\right)^{2/3}$$

$$Hexc = \left(\frac{0.00873}{1.84 * 1.2}\right)^{2/3} = 0.025\ m.$$

$$Vexc = \left(\frac{Qexcesos}{Hexc * L}\right)$$

$$Vexc = \left(\frac{0.00873}{0.025 * 1.2}\right) = 0.29\ m\ /\ s.$$

$$X_S = 0.36 * Vexc^{2/3} + 0.6 * Hexc^{4/7}$$

$$X_s = 0.36 * (0.29)^{2/3} + 0.6 * (0.025)^{4/7} = 0.23 \ m$$

El vertedero de excesos es colocado a 0.23+0.3 = 0.53 m de la pared de la cámara de recolección

⋆ **Cálculo del diámetro del desagüe.** Cota del punto de desagüe = 2543.30 m

Longitud del tramo de desagüe = 5 m

$$J = \left(\frac{2543.58 - 2543.30}{5} \right) * 100 = 5.6\%$$

Diámetro de la tubería de desagüe:

$$D = \left(\frac{Q_{exc}}{0.2785 C * j^{0.54}} \right)^{1/2.63}$$

$$D = \left(\frac{0.00873}{0.2785 * 150 * (0.056)^{0.54}} \right)^{1/2.63} = 0.072m \Rightarrow D = 3"$$

4. DESARENADOR

Se diseña un sedimentador convencional de un solo modulo que permita extraer barros y limos que trae el agua captada por la bocatoma y evitar así que estos materiales ocasionen la obstrucción o daño por abrasión a la tubería de conducción. Además, esta sedimentación contribuye a clarificar primariamente el agua captada. Ver Plano 3 del anexo H.

4.1 CAUDALES DE DISEÑO DEL DESARENADOR CONVENCIONAL

El caudal de diseño de los elementos que conforman la estructura del desarenador corresponde al (QMD), por cada modulo solicitado más las pérdidas que ocurran en el sistema y las necesidades en la planta de tratamiento.

- **Con un solo compartimiento:**

CH = 1 QMD + % PA (< 5% Qmd) + NPT (3 – 5 % Qmd)

CH = 1.3 + 0.03 * 1 + 0.04 * 1 = 1.37 L/sg

- **Con doble compartimiento:**

CH = 1 Qmd = 1 L/s (por compartimiento)

Tabla 13. Caudales para diseño del desarenador.

CAUDAL DE DISEÑO	LPS
Caudal de crecida Qmd	1
Capacidad hidráulica	1.37

El tipo de partículas encontrado en el sitio de captación corresponde a arena muy fina entre 0.1-0.05 mm, Se toma como valor de diseño el de 0.1 mm, aplicando la Ley de Stokes se tiene:

$$Vs = \frac{g(S-1)d^2}{18\nu}$$

$$Vs = \frac{981(2.65-1)(0.01)^2}{18*0.01237} = 0.727\ cm/s$$

$$R = \frac{Vs*d}{v} = \frac{0.727*0.01}{0.01237} = 0.59\ <\ 1$$

Stokes es aplicable y la velocidad de sedimentación es la calculada.

La profundidad efectiva del desarenador está comprendida entre 0,75 y 1,5m. RAS 2000 (literal B 4.4.6.4). Se adopta h = 0.75 m = 75 cm.

$$t_t = \frac{H}{V_s} = \frac{75\,cm}{0.727\,cm/seg} = 103\,seg = 1.72\ \text{min}$$

De acuerdo al porcentaje de remoción (87.5%) y para buenos deflectores adoptado, se calcula el valor de a / t:

$$\frac{a}{t} = 2.75 \qquad a = t_t * \frac{a}{t} = 169\ seg * 2.75 = 283\ seg = 4.73\,\text{min}$$

El valor mínimo de a según RAS 2000 (literal A 11.2.4) es 20 minutos por lo cual el valor adoptado es = 20 min

a = 4.73 min $<$ a_a= 20 min se escoge como valor de cálculo a_a

Cálculo del volumen de acuerdo a la expresión:

$$Vol = a*Q = 20*60*0.0013 = 1.64\,m^3$$

Al asumir un valor de H = 0.75 m Se tiene:

$$As = (Vol/H) = 1.64/0.75 = 2.19\ m^2$$

Se recomienda según normas que la relación longitud útil a profundidad efectiva sea de 10:1, luego:

$$\frac{L}{H} = 10 \qquad L = 10 * 0.75\ mt = 7.5\, mt$$

$$B = \frac{A_S}{L} = \frac{2.19\, m^2}{7.5\ m} = 0.29\, m$$

Se recomienda que L/B = (3 - 6). Para una relación de L:B = 4:1

$$B = \sqrt{\frac{A_S}{4}} = \sqrt{\frac{2.19\, m^2}{4}} = 0.8\ mt$$

Con lo que L/B = 4 que se encuentra entre 3 y 6

$$L = 4\, x\, B = 4\, x\, 0.8\, mt = 3.2\, m\ .$$

Por lo tanto, se garantiza el valor mínimo para operación y mantenimiento de: B= 0.80 m

Se debe tener en cuenta que la máxima velocidad horizontal (Vh) en un sistema sin tratamiento de agua posterior es $\leq$ 0,17 m/s y deben removerse partículas con $\phi \geq$ 0.1mm.

$$V_h = \frac{Q}{A_t} = \frac{Q}{B * H} = \frac{0.00137 m^3 / seg}{0.8\ m\, x\, 0.75 m} = 0.0023\, m / seg \ \leq 0.17 m / seg \Rightarrow OK$$

Se observa que la relación entre la velocidad horizontal y la velocidad de sedimentación sea inferior a 20

$$\frac{V_h}{V_s} = \frac{0.0023 m/seg}{0.0727 m/seg} = 0.0314 \Rightarrow \text{ Cumple}$$

Al analizar, la carga superficial, con respecto a la carga superficial máxima la cual debe ser menor de 1.000 mt^3/mt^2/día, se verifica dicho valor:

$$C.S. = \frac{Q_D * 86400}{A_S} = \frac{0.00137 m^3/seg * 86400}{2.19\ m^2} = 54.03\ m^3/m^2/día \Rightarrow Cumple$$

Tabla 14. Dimensiones del desarenador.

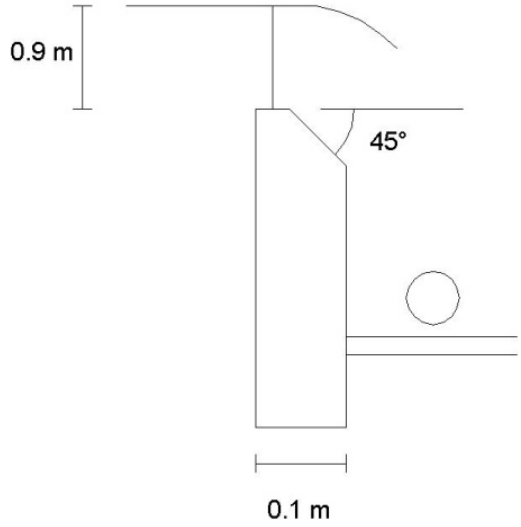
DIMENSIONES ADOPTADAS	m
Ancho efectivo	0.80
Largo efectivo	3.2
Profundidad efectiva	0.75
Volumen efectivo	1.64

4.2 CÁMARA DE REBOSE Y AQUIETAMIENTO

Antes de la entrada al desarenador, el agua llega a una cámara de B/3: 0.27 m por 0.50 m de largo provista de un rebosadero de pared delgada que sirve para evacuar hacia el desagüe los excesos de agua captados por las variaciones de nivel sobre el muro estabilizador de la bocatoma.

$$Q_{exc} = 1.84 * L * H^{3/2} \Rightarrow H = \left(\frac{Q}{1.84 * L}\right)^{2/3}$$

Figura 5. Rebose de pared delgada.



$$He = \left(\frac{0.00329 m^3 / seg}{1.84 * 0.5 m} \right)^{2/3} = 0.023 m$$

Velocidad de paso por el vertedero (V):

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{H * L}$$

$$V = \frac{0.00329 m^3 / seg}{0.023\ m * 0.5 mt} = 0.3 m / seg$$

Alcance Horizontal Máximo (para velocidades mayores de 0,30 m/s y menores de 3 m/s)

$$Xs = 0.36 * V^{2/3} + 0.6 * H^{4/7}$$

$$X_s = 0.36 * 0.3^{2/3} + *0.6 * 0.023^{4/7} = 0.27 m$$

Por seguridad se adopta Xs = 0,5 m.

El gasto de excesos es recogido por una cámara lateral de 0,5 por 0,5m y éste se conduce al desagüe a través de una tubería mínima de 4” pulgadas.

La entrada del agua entre la cámara de rebose y la estructura de entrada, se efectúa a través por medio de un orificio sumergido, para una velocidad de paso asumida de 0,4 m/s (V > 0,30 m/s), para ir con velocidades decrecientes en la zona de entrada.

$$A = \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{Q}{V} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * Q}{\pi * V}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 * 0.00329 m^3 / seg}{\pi * 0.4 m / seg}} = 0.102 m = 4.02" \cong 4"$$

$$A = \frac{3.1416 * (0.10)^2}{4} = 0.0082 m^2$$

Se entra con orificio sumergido de 4”

Las pérdidas se calculan con la fórmula:

$$Q = C * A * \sqrt{2 * g * h} \Rightarrow h = \left(\frac{Q}{C * A} \right)^2 * \frac{1}{2 * g}$$

Estimando un coeficiente por contracción C = 0,61 (por contracción de la vena líquida)

$$h = \left(\frac{0.00329 m^3 / seg}{0.61 * 0.0082 m^2} \right)^2 * \frac{1}{2 * 9.8 m / seg^2} = 0.022 m$$

4.3 ESTRUCTURA DE ENTRADA

Para lograr una buena repartición del flujo se adopta como estructura de entrada una canaleta con orificios. El número y tamaño de los orificios se calcula para obtener una velocidad de entrada no mayor de 0,30 m/s.

Área de orificios: $Ao = \frac{Q^2}{V}$

$$Ao = \frac{0.00137 m^3 / seg}{0.30 m / seg} = 0.0046 m^2$$

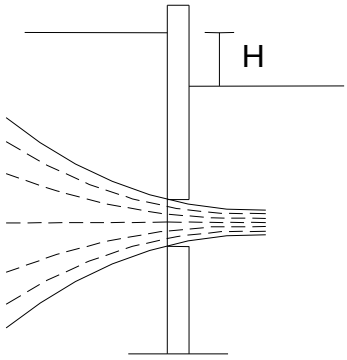
Estimando un coeficiente de contracción de 0,61 se tiene que:

$$\frac{A\ chorro}{A\ total} = 0.61$$

El área de orificios se incrementará así:

$$\text{A real} = \frac{0.0046 m^2}{0.61} = 0.0075\ m^2$$

Figura 6. Orificios en zona de entrada.



Para hallar el número de orificios, se adopta un diámetro de orificios:
Diámetro adoptado: 2" = 0,0508 m.

$$Atotal = \frac{n * \pi * D^2}{4} \Rightarrow n = \frac{4 * Atotal}{\pi * D^2}$$

$$n^o orificios = \frac{4 * 0.0075 m^2}{\pi * (0.0508 m)^2} = 3.69 \cong 4$$

Se adoptan 4 orificios con lo que la velocidad de entrada se disminuye.

$$Atotal = \frac{4 x 3.1416 x (0.0508)^2}{4} = 0.008 m^2$$

4.3.1 Distribución de orificios. Se efectuará en 1 fila de 4 orificios.

$$n(a + t) = L$$

Donde:

a = espaciamientos
t = diámetro de orificios = 0.0508 m

$$a = \frac{L}{n} - t$$

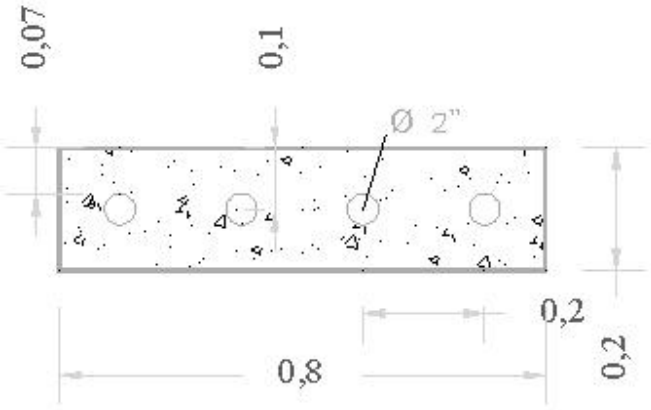
$$a = \frac{0.8 m}{4} - 0.0508 m = 0.15 m$$

$$a + t = 0.152 m + 0.0508 m = 0.2\ m$$

$$\frac{a + t}{2} = 0.10 m$$

Se tiene en cuenta el ancho del desarenador B: 0,80m y el Diámetro de los orificios de la canaleta Do: 2 “, se adopta un ancho de canaleta igual a 0,20 m.

Figura 7. Placa perforada.



Ya que se utiliza una sola fila para la ubicación de los orificios en el eje de la placa, el espaciamiento es igual a B/2

$$a = \frac{B}{2} = \frac{0.20m}{2} = 0.10\,m$$

Por lo tanto el espaciamiento en los extremos en este sentido es:

$$ee = \frac{(B - D)}{2} = \frac{(0.20 - 0.0508)}{2} = 0.07$$

Pérdida de carga a través de orificios.

$$Q = C * A * \sqrt{2 * g * h} \quad ; \quad h = \left(\frac{Q}{C * A}\right)^2 * \frac{1}{2 * g}$$

Donde: C = 0.61

$$h = \left(\frac{0.00137 m^3 / seg}{0.61 * 0.008\, m^2}\right)^2 * \frac{1}{2 * 9.8 m / seg^2} = 0.0039 m$$

h = 0,004 m = 4 mm. (Despreciable. Las pérdidas son bajas debido a las bajas velocidades).

4.3.2 Cálculo de la altura de la canaleta.

$$h = \frac{1}{2} * h\ útil$$

$$h = \frac{1}{2} * 0.75m = 0.375m$$

4.4 ESTRUCTURA DE SALIDA

La salida del desarenador se hará a través de un vertedero de pared delgada de longitud de: 0.8 m a todo lo ancho del tanque. Para estas condiciones se tiene la siguiente lámina de agua sobre la corona:

$$h = \left(\frac{Q}{K * L} \right)^{2/3} = \left(\frac{0.00137 m^3 / seg}{1.84 * 0.8 m} \right)^{2/3} = 0.0095 m$$

Esta altura determina el nivel del agua en el desarenador y la posición del rebosadero de excesos.

El espacio libre entre la pantalla y la pared del desarenador, que evite turbulencia y material flotante, se calcula, con base en el caudal y en la velocidad de arrastre V_a.

$$Va = 161 * \sqrt{d}$$

$$Va == 161 * \sqrt{0.01} = 16.1\ cm / seg = 0.161 m / seg$$

Área libre de salida:

$$Als = \frac{Q}{Va}$$

$$Als = \frac{0.00137 m^3 / seg}{0.161 m / seg} = 0.0085 m^2$$

Para un ancho (L) de 0.8 m:

$$X = \frac{0.0085 m^2}{0.8 m} = 0.0106\ m$$

Se escoge como distancia mínima X = 0.30 m

Altura de la pantalla sumergida = 0.3 m

4.4.1 Canaleta de salida. Velocidad de paso por el vertedero (V).

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{h * L}$$

$$V = \frac{0.00137 m^3 / seg}{0.0095 m * 0.8 m} = 0.18 m / seg < \ 0.3 m / seg$$

Se toma el valor de X_s: 0.30 m

Si se toma como diámetro de salida conducción: ∅ = 2" = 0,0508 m, y se adopta un ancho d = 0,35m.

Se requiere calcular la altura H_s sobre la boca del tubo en el fondo del canal, lo cual define a su vez la altura del canal.

Cálculo de H_s.

$$Hs = \frac{1}{2*g} * \left(\frac{Q}{C*A} \right)^2$$

$$Hs = \frac{1}{2*9.81 m/seg^2} * \left(\frac{0.00137 m^3/seg}{0.61 * \left(\frac{\pi * (0.0508 m)^2}{4} \right)} \right)^2 = 0.056 m$$

Ahora se compara este valor con el de H_s mín. necesario para que el sistema funcione.

$$Hs\ mín = K * \frac{V^2}{2*g} + \frac{V^2}{2*g} = (K+1) * \frac{V^2}{2*g}$$

Donde: K entrada = 0,5

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

$$V = \frac{0.00137 m^3/s}{\frac{\pi * (0.0508 m)^2}{4}} = 0.68 m/s$$

$$Hs\ mín = (0.5+1) * \frac{(0.68 m/s)^2}{2*9.81 m/s^2} = 0.035 m$$

$$Hs \geq Hs_{min} \quad \text{(Ok)}$$

Dejando 0,10m para descarga libre del vertedero, aumentando el valor de Hs a 0,16 m por seguridad

4.5 SISTEMA DE EXTRACCIÓN DE LODOS

Según el análisis físico químico del agua realizado en los laboratorios de la Universidad de Nariño, ver anexo C, el valor de sólidos totales presentados en la fuente: Quebrada el Cuscungo es de 211 mg/L.

$$\text{P sedimento} = \frac{211 mg/lt * 86400 * 1.37 lt/s}{\frac{10^6 mg}{1 kg}} = 24.97 kg/día = 0.025 ton/día$$

Gravedad especifica arena limosa S [g/cm³]= 2.65

Cálculo de H_i para depositar este lodo.

Longitud total del desarenador = 0,2 m + 0,1 m + 3.2 m

Longitud total del desarenador = 3.50 m

4.5.1 Volumen.

$$Volumen = \frac{Peso}{Peso\ Específico} = \frac{24.36 kg/dia}{2650 kg/m^3} = 0.01 m^3$$

$$Alturamediadelodos(Hm) = \frac{Volumen}{Area} = \frac{0.01 m^3}{0.8 m * 3.5 m} = 0.0034 m$$

El valor de h se toma como 0.8 H = 0.8 * 0.75 = 0.6 m RAS 2000 (literal B, 4.4.6).

Profundidad en el fondo = 0.3 +0.75+ 0.6 = 1.65 m

Profundidad mínima de lodos = 0.6 - 0.10= 0.50 m

43.6 COTAS IMPORTANTES

Tabla 15. Cotas importantes en el desarenador.

LUGAR	COTAS [m.s.m.n]
De agua a la entrada del desarenador	2543.26
Cresta del vertedero (Se aumentan 0.03 m por fluctuaciones del oleaje)	2543.29
Corona de muro (Se aumentan 0.30 m por seguridad)	2543.56
Cota del fondo en la cámara de entrada	2543.01
Cota eje orificio sumergido	2543.14
Nivel de aguas del desarenador	2543.24
Cota del fondo de la canaleta	2542.86
Cota vertedero de estructura de salida	2543.23
Cota fondo del desarenador	2541.89
Cota nivel del agua en la canaleta de salida	2543.13
Cota fondo canaleta de salida	2543.07

5. CONDUCCIÓN

La conducción se realiza desde el Desarenador hasta el FGDi (filtro grueso dinámico), ver plano 5 del anexo H; el perfil del terreno entre estos dos puntos, se obtiene del levantamiento topográfico del sitio: El Cuscungo.

5.1 CAUDAL DE DISEÑO

El caudal de diseño de la conducción, corresponde al caudal máximo diario (1 QMD), más las pérdidas en la aducción y las necesidades en la planta de tratamiento, si existe almacenamiento. Lit. B.4.4.2. RAS 2000

$$CH = 1\,QMD + NPT\ (3 - 5\ \%\ Qmd)$$

$$QD = 1.3 + 0.04 * 1 = 1.34\ \ L/sg)$$

Cota lámina de agua a la salida del desarenador = 2543.13 m.s.n.m.

Cota de descarga en el filtro dinámico = 2519.31 m.s.n.m.

Longitud real de la tubería = 278.01 m

Temperatura del agua: 12ºC

Viscosidad cinética del agua a 12ºC "[m²/s] = $1.237E^{-6}$

Valor de Ks para PVC: 0.0000015

5.2 PRESIÓN DE DISEÑO

Se tiene en cuenta, el punto más crítico de la conducción, donde se encuentra la mayor presión estática.

Presión estática máxima (en abscisa k0+255.00) = 2543.13 - 2517.61 = 25.52 m.s.m.n

Presión de diseño = 1.3 x 25.52 = 33.17 m

Se determina la utilización de tubería PVC, con las siguientes especificaciones.

Diámetro mínimo de la tubería de conducción = 2” (Lit. B.6.4.8.1 RAS 2000)

Clase de tubería = RDE 26, Tipo 1 Grado 1 Presión de trabajo 11.25 Kg/cm²

Coeficiente de rugosidad de Hazen-Williams, C= 150

La selección de la tubería, se hace en referencia al diámetro comercial que se consigue en el mercado.

Se deja por razones prácticas en la descarga, una presión de 20 m; la consideración anterior es buena para evitar que la línea piezométrica corte la tubería antes de la descarga y se produzca disminución del gasto.

Carga hidráulica disponible H = 2543.13-2519.31-20 = 3.82 m
Pérdida de carga unitaria

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

Donde:

H: Carga hidráulica disponible
L: Longitud real

$$J = \frac{3.82m}{278.01m} = 0.0137\,m/m$$

5.3 CÁLCULO DEL DIÁMETRO

Para diámetros menores o iguales a 2”, el cálculo debe ser realizado aplicando la Ecuación de Darcy –Weisbach, aplicando Rouse se tiene:
Cálculo de C_1:

$$C_1 = \frac{8Q^2}{\pi^2 * g * J}$$

Donde:

Q_D: Caudal de diseño
J: Pérdida de carga unitaria
g: Gravedad

$$C_1 = \frac{8\ x\, 0.00134^2}{\pi^2 * 9.81 * 0.0137} = 1.0801E^{-05}$$

Cálculo de C_2:

$$C_2 = \frac{4Q}{\pi * \nu}$$

Donde:

ν: Viscosidad cinética del agua

$$C_2 = \frac{4\,x\, 0.00134}{\pi * 1.237E^{-06}} = 1379.26$$

Se adopta, un valor de f = 0.0238

Se calcula el valor de d con la ecuación:

$$d = \sqrt[5]{C_1 * f}$$

$$d = \sqrt[5]{1.0801E^{-05} * 0.002671} = 0.048\,m = 1.89''$$

Se calcula el valor de Reynolds:

$$\mathrm{Re} = \frac{C_2}{d}$$

$$\mathrm{Re} = \frac{1379.25}{0.049} = 28676.31$$

Se observa, el valor en la ecuación de Darcy-Weisbach

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2\log_{10}\left(\frac{Ks}{3.7D} + \frac{2.51}{\mathrm{Re}\sqrt{f}}\right)$$

$$\frac{1}{\sqrt{0.0238}} = -2\log_{10}\left(\frac{0.0000015}{3.7\ x\,0.049} + \frac{2.51}{28029.37\sqrt{0.0238}}\right)$$

$$6.48 = 6.48$$

El valor es el mismo, por lo tanto el diámetro necesario es de 1.89” ≈ 2”

Para utilizar una combinación de diámetros que hace un uso óptimo de la carga hidráulica disponible, se tendría que utilizar un diámetro menor con lo cual, no se cumpliría con el diámetro mínimo, por lo tanto y ya que el diámetro teórico es muy cercano al diámetro comercial se utilizara el diseño en un solo diámetro de 2”.

5.4 CÁLCULO DE LAS PÉRDIDAS DE ENERGÍA

5.4.1 Pérdidas por codos:

Tabla 16. Pérdidas por codos.

HORIZONTALES	VERTICALES	TRAMO
22.5º		D2-D3
22.5º		D3-D4
	11 1/4	D3-2-D4
22.5º		D5-D6
2 Codos 90º		FGDi

$$h_m = 0.25 \frac{V^2}{2g} \sum \sqrt{\frac{\theta}{90}}$$

Donde:

V: Velocidad

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

Diámetro interno del tubo 2” = 55.7 mm

$$V = \frac{0.00134}{\frac{\pi x 0.0557^2}{4}} = 0.55 m/s$$

Despejando:

$$h_m = 0.25 \frac{0.55^2}{2x9.81}\left(3x\sqrt{\frac{22.5}{90}} + 1x\sqrt{\frac{11.25}{90} + 2x\sqrt{\frac{90}{90}}}\right) = 0.015 m$$

5.4.2 Pérdidas por válvulas de control. Se tiene en cuenta, las recomendaciones para válvulas de control, se colocan dos, a la salida del desarenador y a la entrada del FGDi.

Válvula de compuerta abierta k=0.2

$$h_m = 0.2 \ x 2 x \frac{0.55^2}{2x9.81} = 0.006 m$$

5.4.3 Pérdidas por entrada normal al tubo. Se tiene que: k=0.5; reemplazando en la formula, se obtiene:

$$h_m = 0.5 \ x \frac{0.55^2}{2x9.81} = 0.008 m$$

5.4.4 Pérdidas por salida. Para la salida se tiene, un k=1; reemplazando en la formula se obtiene:

$$h_m = 1 \ x \frac{0.55^2}{2x9.81} = 0.015 m$$

5.4.5 Pérdidas totales. Es igual a la suma de las cantidades anteriormente calculadas.

$$\sum h_m = 0.015 + 0.006 + 0.008 + 0.015 = 0.044 m$$

Las pérdidas de cabeza, debidas a las uniones de tipo campana, espigo y uniones con anillo de caucho o similar; pueden considerarse como despreciables, por eso, no se tienen en cuenta en el cálculo de pérdidas por accesorios.

7.4.6 Verificación de diámetro

Diámetro = 2” RDE 26

Diámetro interno = 0.0557 m

Área = 0.00243 m^2

Q_D = 0.00134 m^3/s

Velocidad = 0.55 m/s

Se calcula el valor de Reynolds:

$$\text{Re} = \frac{V\,x\,D}{\nu}$$

$$\text{Re} = \frac{0.55\,x\,0.0557}{1.237E^{-06}} = 24762.24$$

Se adopta un valor de f = 0.02464

Se observa el valor en la ecuación de Darcy-Weisbach

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2\log_{10}\left(\frac{Ks}{3.7D} + \frac{2.51}{\text{Re}\sqrt{f}}\right)$$

$$\frac{1}{\sqrt{0.02464}} = -2\log_{10}\left(\frac{0.0000015}{3.7\ x\ 0.0557} + \frac{2.51}{24762.24\sqrt{0.02464}}\right)$$

$$6.37 = 6.37$$

Reemplazando en la ecuación:

$$h_f = f\left(\frac{L}{D}x\frac{V^2}{2g}\right)$$

$$h_f = 0.02464\left(\frac{1}{0.0557}x\frac{0.55^2}{2x9.81}\right) = 0.0068\ m/m$$

Carga hidráulica disponible H = 23.82-20-0.044 h_m = 3.776 m

Pérdidas totales = $(h_f \, x \, Lv) + h_{mT} = (0.0068 \, x \, 278.01)m + 0.044\,m = 1.93\,m$

Con lo cual se desperdician 1.84 m de energía.

5.5 COMPROBACIÓN GOLPE DE ARIETE

Debido a la magnitud e importancia de la conducción, es importante tener en cuenta el efecto de este fenómeno en la tubería.

Abscisa de la válvula: k0+276.19

Tabla 17. Relaciones de módulos de elasticidad del agua y de material de la tubería.

MATERIAL DE LA TUBERÍA	K
Acero	0.5
Hierro fundido	1
Concreto	5
Asbesto cemento	4.4
Plástico	18

Distancia real al desarenador = 278.01m

Cota entrada Filtro Dinámico = 2519.31 m.s.m.n

Diámetro comercial 2", real = 55.7mm

Espesor de la pared = 2.31 mm

Velocidad = 0.55 m/s

La celeridad de la onda es:

$$C = \frac{9.990}{\sqrt{48.3 + k\frac{D}{e}}}$$

$$C = \frac{9.990}{\sqrt{48.3 + 18\frac{55.7}{2.31}}} = 450.78$$

Se calcula, la fase o período, tiempo que la onda de sobrepresión va y vuelve de una extremidad a otra.

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

$$T = \frac{2\,x\,278.01}{450.78} = 1.21s$$

Al ocurrir el cierre instantáneo de la válvula (por falla mecánica), el valor de la sobrepresión se calcula con un tiempo de cierre igual, a la fase de la tubería.

$$h_a = \frac{C\,x\,V}{g}$$

$$h_a = \frac{450.78\ x\,0.55}{9.81} = 25.27\,m$$

Presión. que sumada a la presión estática en el punto más bajo 25.52 m abscisa k0+255.00= 50.79 m, no excede la presión de trabajo de la tubería 112.5 m.

Con la carga disponible y los caudales en cada tramo, se obtiene la siguiente tabla:

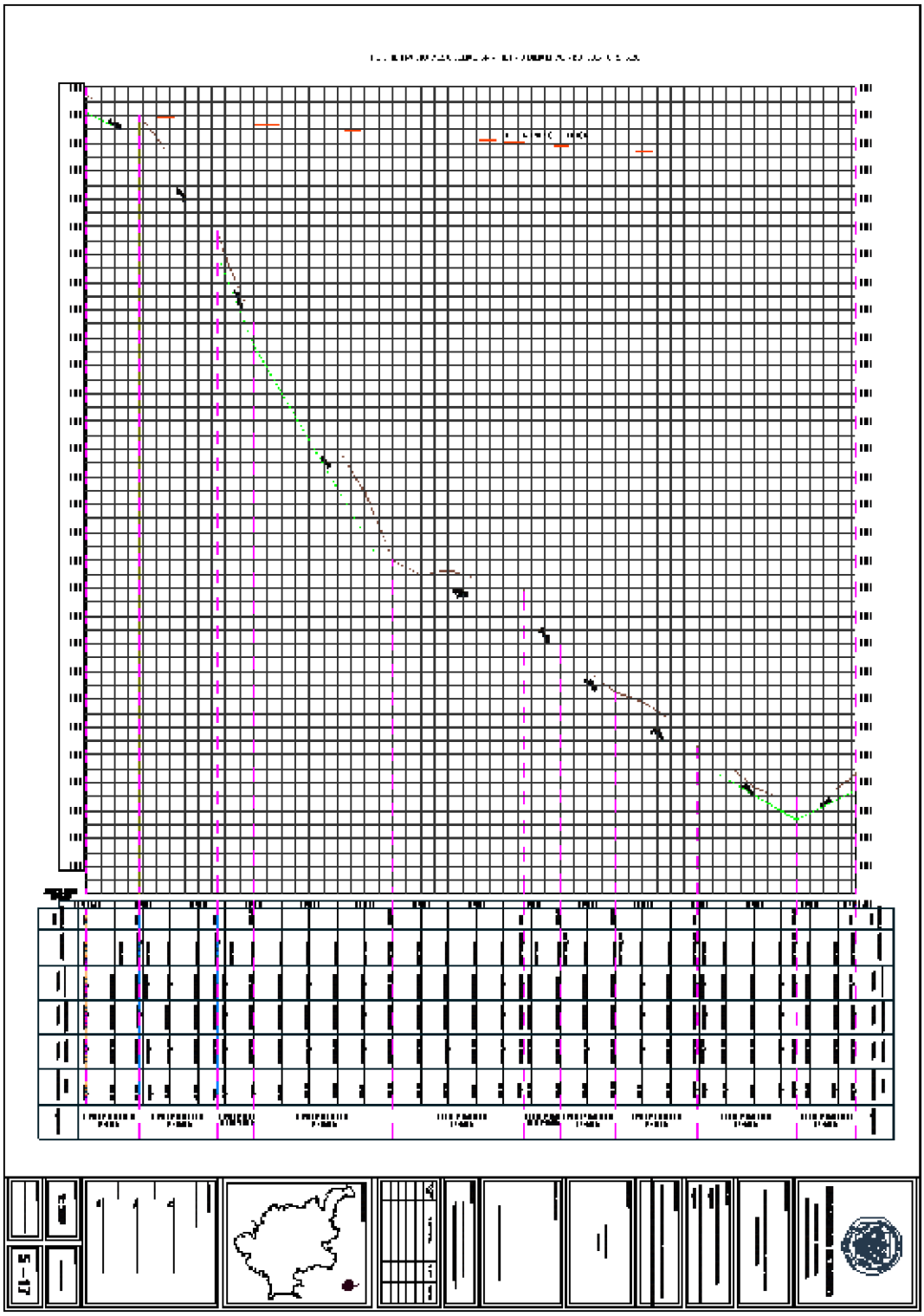
Tabla 18. Cuadro de Presiones.

Abscisas		Tramo		K	Δ P%	Long Horiz (m)	Long Real (m)	P %	Q (l/s)
k0+00.0	**19.03**	DES [D1]	D2	0.7		19.03	19.05	-4.58	1.34
19.03	**47.01**	D2	D3	0.6	10.46	27.98	28.29	-15.05	1.34
47.01	**60**	D3	D3-1	0.6	9.97	12.99	13.39	-25.02	1.34
60	**110**	D3-1	D3-2	0	7.94	50	50.72	-17.08	1.34
110	**157.07**	D3-2	D4	0.6	14.85	47.07	47.08	-2.23	1.34
157.07	**170**	D4	D4-1	0	11.69	12.93	13.05	-13.92	1.34
170	**190**	D4-1	D4-2	0	5.47	20	20.07	-8.45	1.34
190	**219.5**	D4-2	D5	0	1.91	29.5	29.56	-6.54	1.34
219.5	**255**	D5	D5-1	0.6	0.74	35.5	35.56	-5.80	1.34
255	**276.19**	D5-1	FL-DI [D6]	0	10.71	21.19	21.22	4.91	1.34
276.19		FL-DI [D6]		2.1					

Tabla 18. Cuadro de Presiones.(Continuación)

D (plg)	V (m/s)	Pérdidas Unitaria			Cota Piezométrica		Cota Batea		Presión	
		Unitaria	total	Hm	inicial	Final	inicial	Final	inicial	Final
2	0.55	0.0068	0.130	0.011	2543.13	2542.99	2543.07	2542.2	0.06	0.79
2	0.55	0.0068	0.193	0.009	2542.99	2542.79	2542.2	2537.99	0.79	4.80
2	0.55	0.0068	0.091	0.009	2542.79	2542.69	2537.99	2534.74	4.80	7.95
2	0.55	0.0068	0.346	0.000	2542.69	2542.34	2534.74	2526.2	7.95	16.14
2	0.55	0.0068	0.321	0.009	2542.34	2542.01	2526.2	2525.15	16.14	16.86
2	0.55	0.0068	0.089	0.000	2542.01	2541.92	2525.15	2523.35	16.86	18.57
2	0.55	0.0068	0.137	0.000	2541.92	2541.78	2523.35	2521.66	18.57	20.12
2	0.55	0.0068	0.202	0.000	2541.78	2541.58	2521.66	2519.73	20.12	21.85
2	0.55	0.0068	0.243	0.009	2541.58	2541.33	2519.73	2517.67	21.85	23.66
2	0.55	0.0068	0.145	0.000	2541.33	2541.18	2517.67	2518.71	23.66	22.47
							2518.71			

Figura 8. Perfil conducción de desarenador – FGDi.



6. DISEÑO HIDRÁULICO PLANTA DE POTABILIZACIÓN EN MÚLTIPLES ETAPAS

6.1 GENERALIDADES

La planta de tratamiento de agua potable para la universidad de Nariño se diseña para un 1 QMD, que es la concesión de aguas dada por la corporación ambiental del Departamento, ver planos 6 al 11 del anexo H.

A partir de los análisis de agua y del caudal de diseño, se determinan las dimensiones de las estructuras de la planta como sigue:

6.1.1 Unidad de entrada. La Figura 1, ilustra la unidad de entrada a la planta. Se adopta una velocidad de 0.4m/s, a través del orificio, el área del líquido es:

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

$$A = \frac{0.0013}{0.4} = 0.00325 m^2$$

Con un ancho de la cámara de 0.20m, la distancia entre el fondo y el tabique amortiguador es:

$$C = \frac{0.0325}{0.20} = 0.016 m$$

Se adopta C = 0.05m

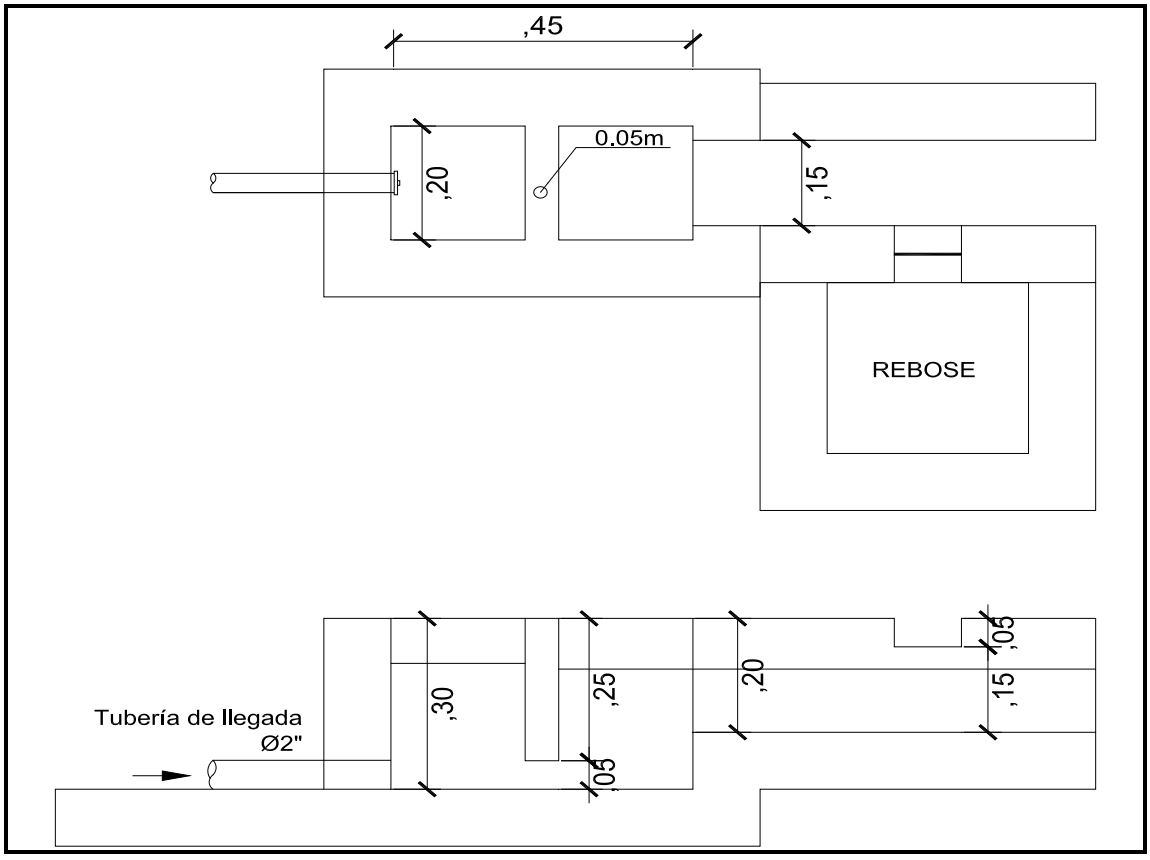
6.1.2 Cálculo del canal de admisión al filtro dinámico. El canal de admisión al filtro, se calcula, para que se presente el flujo subcrítico. Un canal con una plantilla "B" de 0.15m, el tirante crítico es:

$$Y_C = \sqrt[3]{\frac{(Q/B)^2}{g}}$$

En donde: Y_C = Calado crítico en:

Q = Caudal máximo en m^3/s
B = Plantilla del canal en m
g = Aceleración de la gravedad en m/s^2

Figura 9. Unidad de Entrada.



$$Y_C = \sqrt[3]{\frac{(0.0013/0.15)^2}{9.81}} = 0.02m$$

Para el canal, se adopta un tirante normal de 0.05m, con lo que se garantiza flujo subcrítico. La velocidad del agua en el canal bajo, esta condición es:

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0.0013}{0.15 * 0.05} = 0.17 m/s$$

Pendiente del canal:

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

En donde:

V =Velocidad del agua en el canal en m/s
R =Radio Hidráulico en m
S =Pendiente del canal m/m
n =Coeficiente de rugosidad de Manning (0.013)

$$S = \left[\frac{V * n}{R^{2/3}}\right]^2$$

$$R = \frac{A}{P_m} = \frac{0.15 * 0.05}{(2 * 0.05) + 0.15} = 0.03$$

$$R^{2/3} = 0.0965$$

$$S = \left[\frac{0.0013 * 0.013}{0.0965}\right]^2 = 0.01\%$$

6.1.3 Vertederos de medición de flujo. Se proyecta un canal de aproximación de 0.15m de ancho y 0.4m de largo, seguido, de un vertedero triangular de 90° en platina de 5mm, para aforo total del caudal afluente al sistema de tratamiento. El cálculo del vertedero es:

$$Q = K * H^{5/2}$$

$$K = \frac{8 * Cd * (2g)^2 * Tan(\theta / 2)}{15}$$

$$Q = \frac{8 * Cd * (2g)^2 * Tan(\theta / 2)}{15} * H^{5/2}$$

En donde:

Q = Caudal a través del vertedero m^3/s
Cd = Coeficiente de pérdidas y contracciones
θ = Angulo vertedero
H = Carga sobre el vertedero m
K = Constante de forma

Tabla 19. Coeficientes de pérdidas para vertederos triangulares.

Angulo θ	**Cd**	
	mínimo	**máximo**
15º	0.52	0.75
30º	0.59	0.72
45º	0.59	0.69
60º	0.5	0.54
90º	0.5	0.6

$$K = \frac{8 * 0.6 * (2 * 9.81)^{0.5} * Tan(90 / 2)}{15} = 1.417$$

Para un caudal de 1.3l/s, la carga sobre el vertedero es:

$$H = \left[\frac{Q}{K}\right]^{2/5} = \left[\frac{0.0013}{1.417}\right]^{2/5} = 0.061m$$

La regla de aforo para el vertedero de 90° se presenta en la Tabla 20.

Tabla 20. Regla de aforo vertedero de entrada triangular 90º.

REGLA DE AFORO VERTEDERO DE ENTRADA	
Q, L/s	**H, cm**
10.4	14
8.6	13
7.1	12
5.7	11
4.5	10
3.4	9
2.6	8
1.8	7
1.7	6.8
1.6	6.6
1.5	6.4
1.4	6.3
1.4	6.2
1.3	**6.1**
1.2	6
0.8	5
0.5	4
0.2	3
0.1	2
0.0	1
10.4	14
8.6	13

La cámara de entrada cuenta con un vertedero de excesos lateral, cuya cresta se ubica 7cm + 3cm por oleaje, total 0.10m, por encima del vértice del vertedero triangular.

6.2 FILTRO DINÁMICO

Esta unidad es empleada para reducir los extremos de los picos de turbiedad y proteger de esta forma, la planta de tratamiento ante altas cargas de sólidos transportadas por la fuente durante unas pocas horas; al transportar valores

elevados de sólidos fácilmente sedimentables, estos, se depositan en la superficie del lecho de grava, colmatándolos rápidamente y restringiendo parcial o totalmente el paso del agua.

Los filtros gruesos dinámicos, son estructuras en concreto con capas de grava entre 1 y ¼ de pulgada, distribuidas en tres capas; el agua entra a la unidad, pasa sobre la grava y parte de ella es filtrada a través del lecho y conducida a la siguiente barrera de tratamiento, mientras el exceso es retornado a la fuente.

Se proyectan dos unidades de operación en paralelo para facilitar labores de mantenimiento. El Filtro Grueso Dinámico consta de las siguientes estructuras:

* Estructura de Entrada
* Cámara de filtración
* Lechos Filtrantes y de Soporte
* Estructuras de entrada y salida
* Sistemas de drenaje y Cámara de Lavado
* Accesorios de Regulación y Control

6.2.1 Estructura de entrada. Para garantizar el mismo caudal de entrada a los filtros dinámicos, se proyecta un canal de aproximación, donde se divide el caudal, a través, de una platina adosada a un muro, dividiendo el canal en dos zonas. El canal tiene una forma rectangular de 0.075m x 0.2m de sección y longitud de 0.4m. En este punto, se instalaran guías en platina para ubicar compuertas en madera que permitan la cancelación del flujo en cada una de las unidades. Posteriormente, se encuentra la cámara de entrada a cada uno de los filtros, la cual, tiene una inclinación de 54º, con respecto al muro del canal de aproximación. Al final de la cámara, se ubica el vertedero rectangular, que tiene una longitud de 0.60m, que permite el ingreso del caudal a cada filtro.

6.2.2 Dimensionamiento cámara de filtración. Para el dimensionamiento se tienen en cuenta los siguientes aspectos:

- Caudal de Diseño: Corresponde al caudal máximo diario igual a 1.3L/s y el tipo de flujo es vertical descendente.

- Velocidad de Filtración: Para determinar la velocidad de filtración, se tiene en cuenta las recomendaciones del RAS 2000, en donde se sugiere que esta, debe encontrarse entre 2 – 3 m/h. Para efectos de este diseño, se adopta una velocidad de filtración de 2m/h.
- Área de Filtración: Para determinar el área Total de filtración necesaria para

efectuar el tratamiento, se tiene la siguiente fórmula:

$$\text{Area de filtracion} = \frac{\text{Caudal de Diseño}}{\text{Velocidad de Filtracion}}$$

$$\text{Area de filtracion} = \frac{4.68\ \text{m}^3/\text{h}}{2\ \text{m/h}} = 2.34\text{m}^2$$

Si consideramos 2 módulos para el filtro grueso dinámico se tiene:

$$\text{Area de filtracion por modulo} = \frac{2.34\text{m}^2}{2} = 1.17\text{m}^2$$

$$\text{Caudal por modulo} = \frac{1.3\ \text{L/s}}{2} = 0.65\ \text{L/s}$$

- Dimensiones Cámara De Filtración: Si se opta un ancho por modulo, de 0.60m, se tiene:

$$Largo = \frac{Area\ de\ Filtracion\ modulo}{Ancho\ adoptado} = \frac{1.17m^2}{0.6m} = 1.95m$$

Para efectos de construcción se adoptan las siguientes dimensiones por módulo:

Largo = 1.95m Ancho = 0.6m

Recalculando la velocidad de filtración, se tiene:

$$\text{Velocidad de filtracion} = \frac{0.00065\ \text{m}^3/\text{s} * 3600\ \text{s/h}}{1.95 * 0.60} = 2\ \text{m/h}$$

Dato dentro del rango de 2 – 3 m/h recomendado por el RAS 2000.

Las secciones y velocidades chequeadas cumplen con las referencias dadas en el RAS 2000.

6.2.3 Tirante crítico. Al momento de la descarga del caudal máximo sobre el vertedero final del filtro dinámico, se produce el tirante crítico este es:

$$Y_C = \sqrt[3]{\frac{(Q/B)^2}{g}}$$

En donde:

Y_C =Tirante crítico en m.
B =Ancho del filtro en m.
q =Caudal superficial en m^3/s
g =Aceleración de la gravedad en m/s^2

$$Y_C = \sqrt[3]{\frac{(0.00065/0.60)^2}{9.81}} = 0.0049m \cong 0.005m$$

La velocidad máxima en la descarga es:

$$V_C = \frac{Q}{Y_C * B}$$

$$V_C = \frac{0.00065}{0.005 * 0.60} = 0.22m/s$$

6.2.4 Carga sobre el vertedero. La carga sobre el vertedero final se calcula con la ecuación de Francis así:

$$Q = K * L * h_v^{3/2}$$

En donde:

Q =Caudal superficial en m^3/s

K =Coeficiente de descarga
L =Longitud del vertedero en m (ancho del filtro)
hv =Carga sobre el vertedero en m

- Carga sobre el vertedero operación normal del filtro

$$h_v = \left(\frac{0.00065}{1.9 * 0.60} \right)^{2/3} = 0.007m$$

La velocidad del agua, aguas arriba del vertedero es:

$$V = \frac{0.00065}{0.007 * 0.60} = 0.15m / s$$

- Carga sobre el vertedero lavado filtro

$$h_v = \left(\frac{0.0013}{1.9 * 0.60} \right)^{2/3} = 0.0109m$$

Velocidad de lavado filtro

$$V = \frac{0.0013}{0.0109 * 0.60} = 0.20m / s$$

Velocidad dentro de los límites del RAS 2000 (C.3.5.2.3.2), entre 0.15m/s y 0.3m/s.

6.2.5 Velocidad de arrastre. La velocidad requerida, para no arrastrar la menor partícula del lecho filtrante, debe ser mayor que la velocidad crítica, para garantizar que ésta partícula no sea arrastrada por el agua.

$$V_a = \frac{0.26 * R^{1/6} * d^{1/2}}{n}$$

En donde:

Va =velocidad de arrastre en m/s
R =Radio hidráulico en m
d =Diámetro de la partícula mínima en m
n =Rugosidad del medio

$$R = \frac{A}{P} = \frac{B * h_v}{2h_v + B} = \frac{0.60 * 0.0109}{(2 * 0.0109) + 0.60} = 0.0105m$$

$$V_a = \frac{0.26 * 0.0105^{1/6} * 0.0032^{1/2}}{0.018} = 0.38m/s \succ 0.20$$

6.2.6 Lecho filtrante y de soporte. Se adopta una altura de lecho filtrante de 0.6 m, distribuidos en tres capas de grava, con las especificaciones indicadas en la Tabla 21.

Tabla 21. Características del Lecho filtrante de los Filtros Dinámicos.

TAMAÑO DE GRAVAS		ESPESOR DE LA CAPA	UBICACIÓN EN EL LECHO
(pulgadas)	(mm)	(m)	--
1- ¾	25	0.2	Inferior
¾ - ½	13 - 6	0.2	Intermedia
½ - ¼	6 - 3	0.2	Superior

6.2.7 Sistema de recolección, drenaje y cámara de lavado:

- Separación De Colectores Laterales: El agua filtrada es recogida a través de tuberías perforadas, que a su vez, recogen el agua de lavado del filtro. Debido a que la condición de lavado es más crítica que la operación normal de la unidad, dada la cantidad de agua producida, los diámetros de las tuberías recolectoras se determinan con base en este caudal.

Para encontrar el caudal máximo que se debe producir para un eficiente lavado al interior del filtro, se adopta una tasa de lavado VL = 9 m/h.

$$QL = \frac{VL}{3600} * Area$$

Remplazando se obtiene:

$$QL = \frac{9m/h}{3600} * (0.60 * 1.95)m^2 = 0.00293m^3/s$$

- Diámetro y Número de Orificios: Para la recolección de agua de lavado se instala un sistema de tuberías (3 unidades), perforadas en forma de peineta. Con orificios de 1/2".

Caudal por lateral

$$q = \frac{QL}{3} = \frac{2.925L/s}{3} = 0.975L/S$$

Asumiendo una relación $R_0 = 0.0015$

$$R_0 = \frac{\sum Areas\ orificios\ lateral}{Area\ lecho} = \frac{n \times Area\ orificios}{Area\ lecho}$$

Área lecho = $1.17m^2$
Área orificio = $0.000127m^2$

El número de orificios para el lecho es:

$$n = \frac{0.0015 * 1.17}{0.000127} = 13.85$$

Numero de orificios por lateral

$$\frac{13.85}{3} = 4.62$$

Se proyectan seis orificios por lateral, ubicados en dos hileras de tres orificios, cada una formando un ángulo de 45° con la horizontal. La separación entre los orificios es de 0.16m entre ejes de orificios.

- Área y Diámetro del colector lateral: Para establecer el diámetro de cada colector, se utiliza las ecuaciones sugeridas por el CINARA, además se tienen en cuenta las recomendaciones estipuladas en el RAS 2000, en donde se sugiere que la velocidad máxima del colector sea igual a 0.50 m/s.

$$dL = \sqrt{2n} * d_0$$

Donde:

dL = Diámetro Lateral
d_0 = Diámetro orificio
n = Numero de orificios en el lateral.

$$dL = \sqrt{2*6} * 1/2" = 1.73" \cong 2"$$

Chequeo velocidad en la tubería:

$$Area\ Colector = \frac{\pi \times 2^2}{4} = 3.141\ pulg^2 = 0.00203 m^2$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0.000975 m^3/s}{0.00203 m^2} = 0.48 m/s \prec 0.5 m/s$$

Por lo tanto se adopta un diámetro de 2 pulgadas

Se analiza R_1, dicho valor R, garantiza una diferencia de recolección del 25%, entre el recolector más alejado y el más cercano al punto de descarga; de acuerdo a las ecuaciones de diseño de múltiples recolectores en sistemas de filtración rápida.

$$R_1 = 0.3 \leq \frac{n\phi^2}{D^2} \leq 0.5$$

Donde:

ø = diámetro del orificio recolector
D = diámetro del lateral

$$R_1 = \frac{6 * 1/2^2}{2^2} = 0.375$$

$$0.3 \leq 0.38 \leq 0.5$$

Separación de colectores

$$S1 = \frac{Longitud\ lecho}{Numero\ de\ laterales} = \frac{1.95m}{3} = 0.65m$$

$$S2 = \frac{S1}{2} = \frac{0.65}{2} = 0.0325$$

- Diámetro colector Principal: Siguiendo las recomendaciones realizadas por el RAS 2000, se adopta una velocidad de drenaje de 0.5 m/s.

$$Area\ Colector\ Principal = \frac{0.002925\ m^3/s}{0.50\ m/s} = 0.00585\ m^2$$

$$\phi_c = \sqrt{\frac{4 * A_c}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 * 0.00585m^2}{\pi}} = 0.061m = 2.4" \approx 2"$$

Por tanto se adopta un diámetro de 2 pulgadas.

6.2.8 Pérdidas de carga en el lavado. A continuación, se consideran las pérdidas de carga generadas durante el lavado del filtro:

- Pérdidas en el lecho filtrante sucio:

$$h_{mf} = \frac{0.0608 * v * L_0}{100 * d_0^2}$$

Donde:

v = Velocidad de lavado en el lecho, cm/s
L_0 = Longitud de la capa filtrante, cm
d_0 = Tamaño mínimo de grava en la capa, cm

En la Tabla 22, se muestran los cálculos que se realizan para determinar la pérdida de carga, por el lecho filtrante con una velocidad durante el lavado de 0.25cm/s.

Tabla 22. Pérdida de Carga en el lecho Filtrante bajo la condición de Lavado.

Capas	Lo(cm)	T. Min (cm)	Hmf Lav(cm)
Superior	20.00	0.64	0.754
Intermedio	20.00	1.27	0.188
Inferior	20.00	1.91	0.084
Hmf total (m)	0.6		**0.010**

Se considera una pérdida máxima en el lecho sucio de 0.010m.

- Pérdidas por descarga de los orificios en el lateral:

$$h_{orif} = 1.5 * \frac{V^2}{2g}$$

$$V = 0.920 * \frac{Q_0}{A_0}$$

Donde:

V = Velocidad de lavado por orificio, m/s
Q_{Lo} = Caudal de lavado por orifício.

$$Q_{L0} = \frac{0.00293 m^3 / s}{6 * 3} = 1.6277 * 10^{-4} m^3 / s$$

A_o = Área de orifício (para ½ pulg. A_o= $1.27*10^{-4}$ m^2)

Remplazando se obtiene que:

$$h_{orif} = 1.5 * \frac{\left(0.920 * \frac{1.6277 * 10^{-4}}{1.27 * 10^{-4}}\right)^2}{2 * 9.81} = 0.106 m$$

– Pérdida en el lateral:

$$h_L = \frac{1}{3} * \frac{0.0175 * L}{D} * \frac{V_L^{\,2}}{2g}$$

Donde:

L = longitud del tubo = 0.47 m
D = diámetro, Para 2” = 0.05 m
N_L = Número de laterales = 3 und.
A_L = Área del lateral = 0.00203 m^2
V_L = velocidad (m/s)

$$V_L = \frac{Q_L}{N_L * A_L} = \frac{0.000975}{3 * 0.00203} = 0.481 m / s$$

Reemplazando se tiene:

$$h_L = \frac{1}{3} * \frac{0.0175 * 0.47}{0.05} * \frac{0.481^2}{2 * 9.81} = 6.35 * 10^{-4} m$$

Pérdidas por descarga de los laterales en el principal:

$$h_{plat} = 1.5 * \frac{V^2}{2g}$$

$$V = 0.920 * VL$$

V_L = Velocidad de lavado por lateral = 0.481 m/s

$$V = 0.925 * 0.481 = 0.445 m/s$$

Remplazando se obtiene que:

$$h_{plat} = 1.5 * \frac{0.445^2}{2 * 9.81} = 0.015 m$$

Pérdida total lateral = 0.015m + 0.000635m = 0.016m

- Pérdida de carga en la tubería principal:

$$h_P = \frac{1}{3} * \frac{0.0175 * L}{D} * \frac{V^2}{2g}$$

Donde:

L = Longitud del tubo = 1.90 m
D = diámetro, Para 2" = 0.08 m
A_P = Área del principal = 0.00203 m^2
V_{LP} = Velocidad lavado principal

$$V_{LP} = \frac{Q_L}{A_L} = \frac{0.00293 m^3/s}{0.00203 m^2} = 1.44 m/s$$

Al remplazar se obtiene que:

$$h_P = \frac{1}{3} * \frac{0.0175 * 1.90}{0.08} * \frac{1.44^2}{2 * 9.81} = 0.023m$$

- Pérdidas por accesorios

La configuración del múltiple recolector es en forma de peineta, los terminales se sellan con adaptadores de limpieza y los acoples de los laterales al tubo principal se realizan a través de Tees de 2"x2". Las pérdidas que generan dichos accesorios, se calculan en función de las velocidades en el conducto principal.

Las velocidades se determinan a partir de la relación QL/AP y equivalen al caudal de lavado conducido por cada lateral (0.000975 m^3/s) que se va acumula en la tubería principal. Los resultados se muestran en la Tabla 23.

Tabla 23. Pérdidas por accesorios en el lavado.

Tipo de accesorio	Cant	Km	Q (m3/s)	V(m/s)	H acc (m)
LAT 1 :CODO 90X 2"	1	0.35	0.0010	0.48	0.004
LAT 2: TEE PD	1	0.30	0.0020	0.96	0.014
LAT 3 : TEE PD	1	0.30	0.0029	1.44	0.032
TEE PASO LAT X 2"	1	1.3	0.0029	1.44	0.138
VAL Mariposa X 2"	1	5.0	0.0029	1.44	0.531
CODO 90º X 2"	1	0.40	0.0029	1.44	0.043
SALIDA X 2"	1	1.00	0.0029	1.44	0.106
Hacc total					**0.868**

Resumen de pérdidas en el lavado del filtro:

Por medio filtrante	= 0.010 m
Por orificio	= 0.106 m
Por tubería lateral	= 0.016 m
Por tubería principal	= 0.023 m
Por longitud de tubería	= 0.077 m
Por accesorios	= 0.868 m
Total	= 1.10 m

Las pérdidas de carga totales durante el lavado del filtro dinámico con una rata de lavado de 9.0m/h son:

H_T = 1.10m
Q de lavado = 2.925 L/s

6.2.9 Pérdidas en la unidad durante la operación normal. Para evitar que el agua se represe en los FGDi, es necesario, realizar un chequeo de las pérdidas en el filtro, que incluyen el lecho filtrante y la recolección de agua filtrada

– Pérdidas en el lecho filtrante limpio: En la Tabla 24, se muestran los cálculos realizados para determinar la pérdida de carga por el lecho filtrante, teniendo en cuenta que la velocidad de filtración en condiciones de operación normal es 2m/h o 0.0555cm/s.

Tabla 24. Pérdidas de carga en el lecho filtrante en operación.

Capas	Lo(cm)	T.Min (cm)	Hmf filt (m)
Superior	20.00	0.64	0.0017
Intermedio	20.00	1.27	0.0004
Inferior	20.00	1.91	0.0002
Hmf total (m)	0.6		**0.0023**

Se considera una pérdida máxima en el lecho de 0.003m

– Pérdidas por descarga de los orificios en el lateral:

$$h_{orif} = 1.5 * \frac{V^2}{2g}$$

$$V = 0.920 * \frac{Q_{F0}}{A_0}$$

Donde:

V = Velocidad de filtración por orificio, m/s
Q_{Fo} = Caudal de filtración por orificio.

$$Q_{F0} = \frac{0.00065 m^3/s}{6*3} = 3.611*10^{-5} m^3/s$$

A_o = Área de orifício (para ½ pulg. A_o= 1.27*10^{-4} m^2)

Remplazando se obtiene que:

$$h_{orif} = 1.5 * \frac{\left(0.920 * \frac{3.611*10^{-5}}{1.27*10^{-4}}\right)^2}{2*9.81} = 0.00526m$$

– Pérdida en el lateral:

$$h_L = \frac{1}{3} * \frac{0.0175 * L}{D} * \frac{V_L^2}{2g}$$

Donde:

L = longitud del tubo = 0.47 m
D = diámetro, Para 2” = 0.0508 m
N_L = Número de laterales = 3 und.
A_L = Área del lateral = 0.00203 m^2
V_L = velocidad (m/s)

$$V_L = \frac{Q_F}{N_L * A_L} = \frac{0.00065 m^3/s}{3*0.00203 m^2} = 0.107 m/s$$

Reemplazando se tiene:

$$h_L = \frac{1}{3} * \frac{0.0175*0.47}{0.0508} * \frac{0.107^2}{2*9.81} = 3.14*10^{-5} m$$

Pérdidas por descarga de los laterales en el principal:

$$h_{plat} = 1.5 * \frac{V^2}{2g}$$

$$V = 0.925 * VL$$

V_L = Velocidad de filtración por lateral = 0.185 m/s

$$V = 0.925 * 0.107 = 0.099 m/s$$

Remplazando se obtiene que:

$$h_{plat} = 1.5 * \frac{0.099^2}{2 * 9.81} = 7.5 * 10^{-4} m$$

Pérdida total lateral = $3.14*10^{-5}$m + $7.5*10^{-4}$m = $7.8*10^{-4}$ m

– Pérdida de carga en la tubería principal:

$$h_P = \frac{1}{3} * \frac{0.0175 * L}{D} * \frac{V^2}{2g}$$

Donde:

L = longitud del tubo = 1.90 m
D = diámetro, Para 2” = 0.0508 m
A_P = Área del principal = 0.00203 m^2
V_{FP} = Velocidad filtración principal

$$V_{FP} = \frac{Q_F}{A_P} = \frac{0.00065 m^3/s}{0.00203 m^2} = 0.32 m/s$$

Remplazando se obtiene que:

$$h_P = \frac{1}{3} * \frac{0.0175 * 1.90}{0.0508} * \frac{0.32^2}{2 * 9.81} = 0.0011m$$

– Pérdidas por accesorios: Las pérdidas por accesorios en operación normal se presentan en la Tabla 25.

$$hf = K * \frac{V^2}{2g}$$

Tabla 25. Pérdidas por accesorios en la filtración.

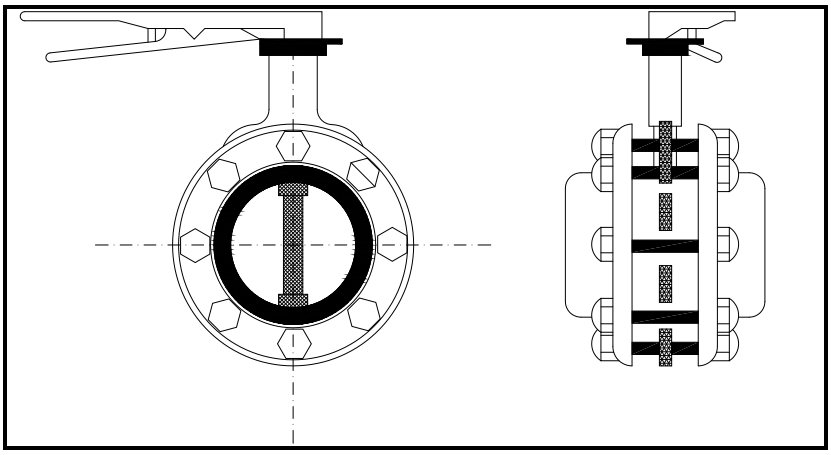
Tipo de accesorio	Cant	Km	Q (m3/s)	V(m/s)	P (m)
LAT 1 :CODO 90X 3"	1	0,35	0,0002	0,11	0,0002
LAT 2: TEE PD	1	0,30	0,0004	0,21	0,0007
LAT 3 : TEE PD	1	0,30	0,0007	0,32	0,0016
VAL COMPUERTA X 3"	1	0,20	0,0007	0,32	0,0010
TEE DE PASO LATRAL 6"	2	1,30	0,0007	0,32	0,0136
SALIDA X 6"	1	1,00	0,0007	0,32	0,0052
Hacc total					**0,022**

Resumen de pérdidas en la operación normal del filtro:

Por medio filtrante	= 0.0023 m
Por orificio	= 0.0053 m
Por tubería lateral	= 0.0008 m
Por tubería principal	= 0.0011m
Por longitud de tubería	= 0.0048 m
Por accesorios	= 0.0224 m
Total	= 0.037 m

Se asume, por seguridad H_T de 0.05m. Esta altura es mínima entre el nivel de entrada al filtro dinámico y el prefiltro.

Figura 10. Válvula de Mariposa tipo Waffer.



6.3 FILTRO GRUESO ASCENDENTE EN CAPAS

Los Filtros Gruesos Ascendentes en Capas, son las unidades de tratamiento que siguen a los Filtros Gruesos Dinámicos. En el compartimiento principal, se ubica un lecho filtrante de grava con diferentes tamaños, que disminuyen de tamaño en la dirección del flujo; cuentan en el fondo de la estructura con un sistema de tuberías, que distribuyen el flujo por el medio filtrante y también facilitan el drenaje del agua de lavado de la unidad cuando se estén limpiando. Los filtros tienen las siguientes características:

6.3.1 Dimensionamiento cámara de filtración. Para el dimensionamiento se tienen en cuenta los siguientes aspectos:

- Caudal de Diseño: El caudal de diseño corresponde al caudal máximo diario 1.3 L/s y el tipo de flujo es vertical ascendente.

- Para determinar la velocidad de filtración se tienen en cuenta recomendaciones del RAS 2000, en donde sugiere, que esta debe encontrarse entre 0.3 – 0.7m/h. Para efectos de este diseño se adopta una velocidad de filtración de 0.4 m/h.

- Área de Filtración: Para determinar el área Total de filtración necesaria para

efectuar el tratamiento, se tiene la siguiente fórmula:

$$Area\ de\ filtracion = \frac{Caudal\ de\ Diseño}{Velocidad\ de\ Filtracion}$$

$$Area\ de\ filtracion = \frac{4.7\,m^3/h}{0.4\,m/h} = 11.7m^2$$

Si se considera dos módulos para el filtro grueso ascendente se tiene:

$$Area\ de\ filtracion\ por\ modulo = \frac{11.7m^2}{2} = 5.9m^2$$

$$Caudal\ por\ modulo = \frac{1.3\,L/s}{2} = 0.65\,L/s$$

Al considerar un largo de 2.80m para cada modulo.

$$Ancho = \frac{5.9m^2}{2.8m} = 2.11m \cong 2.15m$$

Para efectos de construcción se adoptan las siguientes dimensiones por módulo:

Largo = 2.80m

Ancho = 2.15m

Recalculando la velocidad de filtración, se tiene:

$$Velocidad\ de\ filtracion = \frac{0.00065\,m^3/s * 3600\,s/h}{2.80 * 2.15} = 0.39\,m/h$$

Dato dentro del rango de 0.3 – 0.7 m/h recomendado por el RAS 2000.

Las secciones y velocidades observadas, cumplen con las referencias dadas en el RAS 2000.

6.3.2 Canal de distribución. Se calcula para que se presente flujo subcrítico.

Como b = 0.15m y Q = 0.65L/s

$$Y_C = \sqrt[3]{\frac{(0.00065/0.15)^2}{9.81}} = 0.012m$$

Se adopta un tirante de 0.03m.

6.3.3 Vertedero triangular. Se proyecta un canal de distribución de 0.15m de ancho y 0.9m de largo, seguido, de un vertedero triangular de 30° en platina de 5 mm, para aforo del caudal de entrada a cada modulo de filtración gruesa ascendente. El cálculo del vertedero es:

$$Q = K * H^{5/2}$$

$$K = \frac{8 * 0.72 * (2 * 9.81)^{0.5} * Tan(30/2)}{15} = 0.455$$

Para un caudal de 0.65 l/s,la carga sobre el vertedero es,

$$H = \left[\frac{Q}{K}\right]^{2/5} = \left[\frac{0.00065}{0.455}\right]^{2/5} = 0.0727m$$

La regla de aforo para el vertedero de 30° se presenta en la Tabla 26.

Tabla 26. Regla de aforo vertedero FGAC triangular 30º.

REGLA DE AFORO VERTEDERO FGAC		
CAUDAL, L/s	**H, cm**	**VELOCIDAD DE FILTRACION, m/h**
3,97	15	2,38
3,34	14	2,00
2,78	13	1,66
2,27	12	1,36
1,83	11	1,09
1,44	10	0,86
1,11	9	0,66
0,83	8	0,49
0,77	7,8	0,46
0,73	7,6	0,43
0,68	7,4	0,41
0,65	**7,27**	**0,39**
0,59	7	0,35
0,40	6	0,24
0,25	5	0,15
0,15	4	0,09
0,07	3	0,04
0,03	2	0,02

La cámara de entrada al FGAC, cuenta con un vertedero de excesos lateral, cuya cresta se ubica 7.3cm + 2.7cm por oleaje, total 0.10m por encima del vértice del vertedero triangular.

6.3.4 Lecho filtrante y de soporte. Se adopta una profundidad de lecho filtrante de 1.20 m, distribuido en 5 capas de grava con las especificaciones indicadas en la Tabla 27.

Tabla 27. Características del Lecho filtrante de los FGAC.

Capas	L, (m)	Grava (mm)	Grava (pulg.)
1 (superior)	0.2	1.6 A 3	1/15 - 1/8
2	0.2	3 A 6	1/8 - 1/4
3	0.2	6 A 13	1/4 - 1/2
4	0.2	13 A 19	1/2 - 3/4
5 (soporte)	0.2	19 - 25	3/4 - 1"
TOTAL	**1.0**		

6.3.5 Sistema de distribución, drenaje y cámara de lavado:

- Separación De Difusores Laterales: El sistema de distribución está compuesto por un Múltiple difusor, construido en tubería PVC perforada; que se ubica en el fondo del filtro para garantizar repartición uniforme del flujo en su interior.

El cálculo del sistema de distribución se hace considerando la condición más desfavorable que se presenta, cuando, los múltiples funcionan como recolectores de aguas de lavado del filtro. Para el cálculo del sistema de distribución se adopta una tasa de lavado de 1.3m/h, para esta condición el caudal producido durante el lavado es:

$$QL = \frac{1.3 m/h}{3600} * 6.02 m^2 = 0.00217 m^3/s$$

- Diámetro y Número de Orificios: Para la recolección de agua de lavado se instala un sistema de tuberías (4 unidades) perforadas. Con orificios de 1/2".

Caudal de lavado por lateral

$$q = \frac{QL}{4} = \frac{2.17 L/s}{4} = 0.54 L/s$$

Asumiendo una relación $R_0 = 0.0015$

$$R_0 = \frac{\sum Areas\ orificios\ lateral}{Area\ lecho} = \frac{n \times Area\ orificios}{Area\ lecho}$$

Área lecho = $6.02m^2$
Área orificios = $0.000127m^2$

El número de orificios para el lecho es:

$$n = \frac{0.0015 * 6.02}{0.000127} = 71.28$$

Número de orificios por lateral

$$\frac{71.28}{4} = 17.82 \cong 18$$

Se proyectan dieciocho orificios por lateral, ubicados en dos hileras de nueve orificios cada una, formando un ángulo de 45° con la horizontal. La separación entre los orificios es de 0.28m entre ejes de orificios.

– Área y Diámetro del difusor lateral: Para establecer el diámetro de cada difusor se utiliza las ecuaciones sugeridas por el CINARA, además, se tienen en cuenta las recomendaciones estipuladas en el RAS 2000.

$$R_1 = \frac{n * \phi^2}{D^2} = 1$$

Donde:

ø = diámetro del orificio
D = diámetro del lateral

Dicho valor R, garantiza una diferencia de recolección del 25%, entre el recolector más alejado y el más cercano al punto de descarga; de acuerdo a las ecuaciones

de diseño de múltiples difusores en sistemas de filtración rápida. Con dieciocho orificios de 1/2” por lateral, se tiene que el diámetro de la tubería del lateral es:

$$D = \sqrt{n * \phi^2} = \sqrt{18 * 1/2^2} = 2.12'' \cong 2''$$

Por lo tanto se adopta un diámetro de 2 pulgadas

Separación de colectores

$$S1 = \frac{Ancho\ lecho}{Numero\ de\ laterales} = \frac{2.15m}{4} = 0.54m$$

$$S2 = \frac{S1}{2} = \frac{0.54}{2} = 0.27m$$

– Diámetro difusor Principal: Al seguir las recomendaciones realizadas por el RAS 2000, se adopta una velocidad de drenaje de 0.5 m/s.

Si se asume un diámetro del lateral de 3”, entonces:

$$Ac = \frac{\pi * \phi^2}{4} = \frac{\pi * (3 * 0.0254)^2}{4} = 0.00456m^2$$

$$Velocidad = \frac{2.17 * 10^{-3} m^3 / s}{0.00456m^2} = 0.47m / s \prec 0.5m / s$$

Por tanto se adopta un diámetro de 3 pulgadas.

6.3.6 Pérdidas de carga lavado. A continuación, se consideran las pérdidas de carga generadas durante el lavado del filtro:

- Pérdidas en el lecho filtrante sucio:

$$h_{mf} = \frac{0.0608 * v * L_0}{100 * d_0^2}$$

En la Tabla 28 se muestran los cálculos realizados para determinar la pérdida de carga por el lecho filtrante, con una velocidad durante el lavado de 0.036 cm/s.

Tabla 28. Pérdida de Carga en el lecho Filtrante bajo la condición de Lavado.

Capas	L (cm)	Grava (pulg.)	To Min (cm)	Hmf Lav(m)
1 (superior)	20	1/15 - 1/8	0,17	0.00015
2	20	1/8 - 1/4	0,32	0.00004
3	20	1/4 - 1/2	0,64	0.00109
4	20	1/2 - 3/4	1,27	0.00027
5 (soporte)	20	3/4 - 1"	1,91	0.00012
TOTAL (m)	**1.0**			**0.00168**

Se considera una pérdida máxima en el lecho sucio de 0.017m

- Pérdidas por descarga de los orificios en el lateral:

$$h_{orif} = 1.5 * \frac{V^2}{2g}$$

$$V = 0.847 * \frac{Q_0}{A_0}$$

$$Q_{L0} = \frac{0.00217 m^3/s}{18 * 4} = 3.02 * 10^{-5} m^3/s$$

Para ½ pulg. $A_o = 1.27*10^{-4}$ m^2)

$$h_{orif} = 1.5 * \frac{\left(0.847 * \frac{3.02 * 10^{-5}}{1.27 * 10^{-4}}\right)^2}{2 * 9.81} = 0.0031 m$$

– Pérdida en el lateral:

$$h_L = \frac{1}{3} * \frac{0.0175 * L}{D} * \frac{V_L^{\,2}}{2g}$$

Donde:

L = longitud del tubo = 2.55 m
D = diámetro, Para 2” = 0.0508 m
N_L = Número de laterales = 4 und.
A_L = Área del lateral = 0.00203 m^2
V_L = velocidad (m/s)

$$V_L = \frac{Q_L}{N_L * A_L} = \frac{0.00054}{4 * 0.00203} = 0.27 m/s$$

Reemplazando se tiene:

$$h_L = \frac{1}{3} * \frac{0.0175 * 2.55}{0.0508} * \frac{0.27^2}{2 * 9.81} = 1.09 * 10^{-3} m$$

Pérdidas por descarga de los laterales en el principal:

$$h_{plat} = 1.5 * \frac{V^2}{2g}$$

$$V = 0.899 * VL$$

V_L = Velocidad de lavado por lateral = 1.46 m/s

$$V = 0.899 * 0.27 = 0.24 m/s$$

Remplazando se obtiene que:

$$h_{plat} = 1.5 * \frac{0.24^2}{2 * 9.81} = 4.51 * 10^{-3} m$$

Pérdida total lateral = $1.09*10^{-3}$m + $4.51*10^{-3}$m = $5.6*10^{-3}$m

– Pérdida de carga en la tubería principal:

$$h_P = \frac{1}{3} * \frac{0.0175 * L}{D} * \frac{V^2}{2g}$$

Donde:

L = longitud del tubo = 2.20 m
D = diámetro, Para 3” = 0.0762 m
A_P = Área del principal = 0.00456 m^2
V_{LP} = Velocidad lavado principal

$$V_{LP} = \frac{Q_L}{A_P} = \frac{0.00217 m^3/s}{0.00456 m^2} = 0.48 m/s$$

Remplazando se obtiene que:

$$h_P = \frac{1}{3} * \frac{0.0175 * 2.20}{0.0762} * \frac{0.48^2}{2 * 9.81} = 0.00191 m$$

– Pérdidas por accesorios: Las pérdidas en accesorios por condición de lavado se encuentran en la Tabla 29

$$hf = K * \frac{V^2}{2 * g}$$

Tabla 29. Pérdidas por accesorios en el lavado.

Tipo de accesorio	Cant	Km	Q (m^3/s)	V (m/s)	Hacc (m)
AMPLIACION 2X3"	1	1,56	0,0005	0,27	0,006
AMPLIACION 2X3"	1	1,56	0,0005	0,27	0,006
CODO 90º X3"	1	0,35	0,0005	0,12	0,000
LAT1: TEE PD	1	0,30	0,0011	0,24	0,001
LAT 2: TEE PD	1	0,30	0,0016	0,36	0,002
TEE PASO LATERAL	1	1,30	0,0022	0,48	0,015
VAL MARIPOSA X 3"	1	5,00	0,0022	0,48	0,058
SALIDA X 3"	1	1,00	0,0022	0,48	0,012
Hacc total					0,099

Resumen de pérdidas en el lavado del filtro:

Por medio filtrante	= 0.0017 m
Por orificio	= 0.0031 m
Por tubería lateral	= 0.0056 m
Por tubería principal	= 0.0019 m
Por longitud de tubería	= 0.0070 m
Por accesorios	= 0.0992 m
Total	= 0.1184 m

Se estima una pérdida de 0.12m, esta es la diferencia del nivel del agua en el filtro y el fondo de la cámara de recolección del agua de lavado.

Las pérdidas de carga totales durante el lavado del filtro grueso con una rata de lavado de 1.3m/h son:

H_T = 0.12m
Q de lavado = 2.17 L/s

Adoptando, una pérdida de carga disponible de 0.60m el caudal de lavado correspondiente es:

$$Q = Q_0 * \left[\frac{H_F}{H_0}\right]^{0.5} = 2.17 * \left[\frac{0.6}{0.12}\right]^{0.5} = 4.85 L/s$$

$$Tasa\ de\ lavado = \frac{Q}{Area\ lecho} = \frac{0.00485\ m^3/s * 3600\ s/h}{6.02 m^2} = 3.90\ m/h$$

Valor que se considera como aceptable para el lavado del filtro.

6.3.7 Pérdidas en la unidad durante la operación normal. Para evitar que el agua se represe en los FGAC, es necesario realizar un chequeo de las pérdidas en el filtro, que incluyen el lecho filtrante y la recolección de agua filtrada.

- Pérdidas en el lecho filtrante limpio: En la Tabla 30, se muestran los cálculos que se realizan para determinar la pérdida de carga por el lecho filtrante, se tiene en cuenta que la velocidad de filtración en condiciones de operación normal es 0.69m/h o 0.0192cm/s.

Tabla 30. Pérdidas de Carga en el lecho Filtrante en operación.

Capas	L (cm)	Grava (pulg.)	To Min (cm)	Hmf Op (m)
1 (superior)	20	1/15 - 1/8	0.169	0.000046
2	20	1/8 - 1/4	0.318	0.000013
3	20	1/4 - 1/2	0.635	0.000327
4	20	1/2 - 3/4	1.270	0.000082
5 (soporte)	20	3/4 - 1"	1.905	0.000036
TOTAL (m)	1.0			**0.000504**

Se considera una pérdida máxima en el lecho de 0.0005m

- Pérdidas por descarga de los orificios en el lateral:

$$h_{orif} = 1.5 * \frac{V^2}{2g}$$

$$V = 0.847 * \frac{Q_{F0}}{A_0}$$

Donde:

V = Velocidad de filtración por orificio, m/s
Q_{Fo} = Caudal de filtración por orificio.

$$Q_{F0} = \frac{0.00065 m^3 / s}{18 * 4} = 9.028 * 10^{-6} m^3 / s$$

A_o = Área de orifício (para ½ pulg. A_o= 1.27*10^{-4} m^2)

Al remplazar se obtiene que:

$$h_{orif} = 1.5 * \frac{\left(0.847 * \frac{9.028 * 10^{-6}}{1.27 * 10^{-4}}\right)^2}{2 * 9.81} = 0.000279 m$$

- Pérdida en el lateral:

$$h_L = \frac{1}{3} * \frac{0.0175 * L}{D} * \frac{V_L^{\,2}}{2g}$$

Donde:

L = longitud del tubo = 2.55 m
D = diámetro, Para 2” = 0.0508 m
N_L = Número de laterales = 4 und.
A_L = Área del lateral = 0.00203 m^2
V_L = velocidad (m/s)

$$V_L = \frac{Q_F}{N_L * A_L} = \frac{0.000163}{4 * 0.00203} = 0.0802 m / s$$

Reemplazando se tiene:

$$h_L = \frac{1}{3} * \frac{0.0175 * 2.55}{0.0508} * \frac{0.0802^2}{2 * 9.81} = 9.6 * 10^{-5} m$$

Pérdidas por descarga de los laterales en el principal:

$$h_{plat} = 1.5 * \frac{V^2}{2g}$$

$$V = 0.899 * VL$$

V_L = Velocidad de filtración por lateral = 0.0802 m/s

$$V = 0.898 * 0.0802 = 0.072 m/s$$

Remplazando se obtiene que:

$$h_{plat} = 1.5 * \frac{0.072^2}{2 * 9.81} = 3.97 * 10^{-4} m$$

Pérdida total lateral = $3.97*10^{-4}$m + $9.6*10^{-5}$m = $4.93*10^{-4}$ m

- Pérdida de carga en la tubería principal:

$$h_P = \frac{1}{3} * \frac{0.0175 * L}{D} * \frac{V^2}{2g}$$

Donde:

L = longitud del tubo = 2.15 m
D = diámetro, Para 3" = 0.0762 m
A_P = Área del principal = 0.00456 m^2
V_{FP} = Velocidad filtración principal

$$V_{FP} = \frac{Q_F}{A_P} = \frac{0.00065 m^3/s}{0.00456 m^2} = 0.143 m/s$$

Al remplazar se obtiene que:

$$h_P = \frac{1}{3} * \frac{0.0175 * 2.15}{0.0762} * \frac{0.143^2}{2 * 9.81} = 0.00017 m$$

- Pérdidas por accesorios

Las pérdidas por accesorios en operación normal se presentan en la Tabla 31.

$$hf = K * \frac{V^2}{2g}$$

Tabla 31. Pérdidas por accesorios en la filtración.

Tipo de accesorio	Cantidad	Km	Q (m^3/s)	V(m/s)	HACC (m)
ENTRADA	1	0,9	0,00065	0,143	0,0009
TEE PASO LATERAL	1	1,3	0,00065	0,143	0,0013
LAT3: TEE PD	1	0,30	0,00024	0,053	0,0000
LAT4: TEE PD	1	0,30	0,00008	0,018	0,0000
CODO 90	1	0,35	0,00016	0,036	0,0000
REDUCCION 3X2"	1	0,23	0,00016	0,080	0,0001
REDUCCION 3X2"	1	0,23	0,00016	0,080	0,0001
Hacc total					0,0025

Resumen de pérdidas en la operación normal del filtro:

Por medio filtrante	= 0.0005 m
Por orificio	= 0.0003 m
Por tubería lateral	= 0.0005 m
Por tubería principal	= 0.0002 m
Por longitud de tubería	= 0.0008 m
Por accesorios	= 0.0025 m
Total	= 0.0048m

La altura mínima entre el fondo de la canaleta de entrada y el nivel del agua a la salida del filtro grueso debe ser de 5cm.

6.4 FILTRO LENTO EN ARENA

Posterior a los filtros gruesos y para reducir al máximo la materia orgánica y el riesgo microbiológico (bacterias, virus y quistes), se diseñan los filtros lentos. La filtración lenta en arena presenta la mayor eficiencia de remoción bacteriológica, de igual forma, es el componente más vulnerable ante los picos de turbiedad, por lo tanto, en la operación del sistema no se debe dejar pasar lodo a los filtros lentos.

El filtro lento, consiste de un tanque con un lecho de arena fina colocado sobre un lecho de grava que constituye el medio de soporte. Sobre el fondo del filtro se encuentra instalada una tubería perforada la cual es utilizada como sistema de drenaje y recolección de agua filtrada tratada.

La entrada de agua a cada FLA, se realiza a través de una ventana que funciona como orificio sumergido.

6.4.1 Dimensionamiento cámara de filtración. Para el dimensionamiento se tienen en cuenta los siguientes aspectos:

- Caudal de Diseño: Corresponde al caudal máximo diario 1.3 L/s.

- Velocidad de Filtración: Para determinar la velocidad de filtración se tiene en cuenta las recomendaciones del RAS 2000, en donde sugiere que esta debe

encontrarse entre 0.15 – 0.3 m/h. Para efectos de este diseño, se adopta una velocidad de filtración de 0.3 m/h.

– Área de Filtración: Para determinar el área total de filtración necesaria para efectuar el tratamiento, se tiene la siguiente fórmula:

$$Area\ de\ filtracion = \frac{Caudal\ de\ Diseño}{Velocidad\ de\ Filtracion}$$

$$Area\ de\ filtracion = \frac{4.7\,m^3/h}{0.3\,m/h} = 15.6m^2$$

Se considera dos módulos para el filtro lento en arena se tiene:

$$Area\ de\ filtracion\ por\ modulo = \frac{15.6m^2}{2} = 7.80m^2$$

$$Caudal\ por\ modulo = \frac{1.3\,L/s}{2} = 0.65L/s$$

Si consideramos un ancho de 3.25m para cada modulo.

$$Ancho = \frac{7.8m^2}{3..25m} = 2.4m$$

Para efectos de construcción se adoptan las siguientes dimensiones por módulo:

Largo = 3.25m
Ancho = 2.4m

Recalculando la velocidad de filtración, se tiene:

$$Velocidad\ de\ filtracion = \frac{0.00065\,m^3/s * 3600\,s/h}{3.25 * 2.4} = 0.30\,m/h$$

Dato dentro del rango de 0.15 – 0.3 m/h recomendado por el RAS 2000.

Las secciones y velocidades chequeadas cumplen con las referencias dadas en el RAS 2000.

6.4.2 Canal de distribución. El canal de distribución se calcula para que se presente flujo subcrítico.

Como b = 0.15m y Q = 0.65L/s

$$Y_C = \sqrt[3]{\frac{(0.00065/0.15)^2}{9.81}} = 0.012m$$

Se adopta un tirante de 0.03m.

6.4.3 Vertedero triangular. Se proyecta un canal de distribución de 0.15m de ancho y 0.3m de largo, seguido de un vertedero triangular de 30° en lámina de acrílico de 5 mm, para aforo del caudal de entrada a cada modulo de filtración lenta en arena. El cálculo del vertedero es:

$$Q = K * H^{5/2}$$

$$K = \frac{8 * 0.72 * (2 * 9.81)^2 * Tan(30/2)}{15} = 0.455$$

Para un caudal de 0.65 L104/s, la carga sobre el vertedero es.

$$H = \left[\frac{Q}{K}\right]^{2/5} = \left[\frac{0.00065}{0.455}\right]^{2/5} = 0.073m$$

La regla de aforo para el vertedero de 30° se presenta en la Tabla 32.

Tabla 32. Regla de aforo vertedero FLA triangular 30º.

REGLA DE AFORO VERTEDERO DE ENTRADA FLA		
CAUDAL, L/s	**H, cm**	**VELOCIDAD DE FILTRACION, m/h**
1,44	10	0,67
1,11	9	0,51
0,83	8	0,38
0,77	7,8	0,36
0,73	7,6	0,33
0,68	7,4	0,31
0,65	**7,27**	**0,30**
0,59	7	0,27
0,40	6	0,19
0,25	5	0,12
0,15	4	0,07
0,07	3	0,03
0,03	2	0,01
0,00	1	0,00
0,00	0	0,00

6.4.4 Lecho filtrante y de soporte. Se adopta una Profundidad de lecho filtrante de 1.05 m, distribuido en tres capas de grava con las especificaciones indicadas en la Tabla 33.

Tabla 33. Características del Lecho filtrante de los FLA.

Capas	Longitud (cm)	Tamaño (mm)	Tamaño Mínimo (cm)
Arena fina C_u = 2 – 4 D_{10} 0.35 – 0.55mm	80	0.35 - 0.55	0.035
Arena gruesa D_u = 1 – 1.5 mm	5	1 – 1.5	1
Grava de soporte	20	12.7	1.27
TOTAL m	1.05		

6.4.5 Sistema de recolección, drenaje y cámara de lavado.

– Separación De Colectores Laterales: El agua filtrada es recogida a través de un sistema de tuberías en forma de peineta, que a su vez, recogen el agua de lavado del filtro, construido en tubería PVC perforada que se ubica en el fondo del filtro.

El cálculo del sistema se hace considerando la condición más desfavorable que se presenta cuando los múltiples funcionan como recolectores de aguas de filtrado. Para el cálculo del sistema de recolección, se adopta una tasa de filtración de 0.3m/h, para esta condición el caudal es:

$$Qf = \frac{0.3m/h}{3600} * 7.65m^2 = 0.00065m^3/s$$

– Diámetro y Número de Orificios: Para la recolección de agua filtrada, se instala un sistema de tuberías (6 unidades) perforadas en forma de peineta. Con orificios de 1/2".

Caudal de filtración por lateral:

$$q = \frac{Qf}{6} = \frac{0.65L/s}{6} = 0.108L/s$$

Al asumir una relación $R_0 = 0.0015$

$$R_0 = \frac{\sum Areas\ orificios\ lateral}{Area\ lecho} = \frac{n \times Area\ orificios}{Area\ lecho}$$

Área lecho = $7.65m^2$
Área orificios = $0.0001267m^2$

El número de orificios para el lecho es:

$$n = \frac{0.0015 * 7.65}{0.0001267} = 92.36$$

Número de orificios por lateral

$$\frac{92.36}{6} = 15.39 \cong 16$$

Se proyectan dieciséis orificios por lateral, ubicados en dos hileras de 8 orificios cada una formando un ángulo de 45° con la horizontal. La separación entre los orificios es de 0.28m entre ejes de orificios.

– Área y Diámetro del colector lateral: Para establecer el diámetro de cada colector se utiliza las ecuaciones sugeridas por el CINARA, además, se tienen en cuenta las recomendaciones estipuladas en el RAS, 2000 en donde se sugiere que la velocidad máxima del colector sea igual a 0.50 m/s.

$$R_1 = \frac{n * \phi^2}{D^2} = 0.5$$

Donde:

ø = diámetro del orificio recolector
D = diámetro del lateral

Dicho valor R, garantiza una diferencia de recolección del 25% entre el recolector más alejado y el más cercano al punto de descarga; de acuerdo a las ecuaciones de diseño de múltiples recolectores en sistemas de filtración rápida.

Con 16 orificios de 1/2” por lateral, se tiene que el diámetro de la tubería del lateral es:

$$D = \sqrt{\frac{n * \phi^2}{0.5}} = \sqrt{\frac{16 * 1/2^2}{0.5}} = 2.82'' \cong 2''$$

Por lo tanto se adopta un diámetro de 2 pulgadas.

Separación de colectores

$$S1 = \frac{Largo\ lecho}{Numero\ de\ laterales} = \frac{3.25m}{6} = 0.542m$$

$$S2 = \frac{S1}{2} = \frac{0.54}{2} = 0.271m$$

– Diámetro colector Principal: Siguiendo las recomendaciones realizadas por el RAS 2000, se adopta una velocidad de drenaje de 0.5 m/s.

Si se asume un diámetro del lateral de 3", entonces:

$$Ac = \frac{\pi * \phi^2}{4} = \frac{\pi * (3 * 0.0254)^2}{4} = 0.00456m^2$$

$$Velocidad = \frac{6.5 * 10^{-4} m^3 / s}{0.018m^2} = 0.14m / s \prec 0.5m / s$$

Por tanto se adopta un diámetro de 3 pulgadas.

6.4.6 Pérdidas en la unidad durante la operación normal. A continuación, se consideran las pérdidas de carga generadas durante la filtración:

- Pérdidas en el lecho filtrante sucio:

$$h_{mf} = \frac{0.0608 * v * L_0}{100 * d_0^2}$$

En la Tabla 34, se muestra los cálculos que se realizan para determinar la pérdida de carga por el lecho filtrante, con una velocidad de filtración de $8.33*10^{-5}$ cm/s.

Tabla 34. Pérdida de Carga en el lecho Filtrante bajo la condición de Lavado.

Capas	Longitud (cm)	Tamaño (mm)	T. Mínimo (cm)	Hmf (cm)
Arena fina C_u = 2 – 4 mm	80	0.35 - 0.55	0.045	20,02
Arena gruesa Cu = 1 - 1.5 mm	5	1 - 1.5 mm	0.125	0,162
Grava de soporte 2 - 9 mm	5	2 - 9 mm	0.5	0,010
Grava de soporte 9 - 10 mm	15	9 - 10 mm	0.95	0,008
L suma	1.05	m	Hmf total, m	0,202

Se considera una pérdida máxima en el lecho de 0.202m

- Pérdidas por descarga de los orificios en el lateral:

$$h_{orif} = 1.5 * \frac{V^2}{2g}$$

$$V = 0.858 * \frac{Q_0}{A_0}$$

Donde:

V = Velocidad de filtración por orificio, m/s
Q_{Fo} = Caudal de filtración por orificio.

$$Q_{F0} = \frac{0.00065 m^3/s}{16 * 6} = 6.8 * 10^{-6} m^3/s$$

A_o = Área de orifício (para 1/2 pulg. A_o= $1.267*10^{-4}$ m^2)

Remplazando se obtiene que:

$$h_{orif} = 1.5 * \frac{\left(0.858 * \frac{6.8 * 10^{-6}}{1.267 * 10^{-4}}\right)^2}{2 * 9.81} = 1.61 * 10^{-4} m$$

- Pérdida en el lateral:

$$h_L = \frac{1}{3} * \frac{0.0175 * L}{D} * \frac{V_L^2}{2g}$$

Donde:

L	= longitud del tubo	= 2.20 m
D	= diámetro, Para 2”	= 0.0508 m
N_L	= Número de laterales	= 6 und.
A_L	= Área del lateral	= 0.00203 m^2
V_L	= velocidad (m/s)	

$$V_L = \frac{Q_L}{N_L * A_L} = \frac{0.00065}{6 * 0.00203} = 0.0533 m / s$$

Reemplazando se tiene:

$$h_L = \frac{1}{3} * \frac{0.0175 * 2.20}{0.0508} * \frac{0.0533^2}{2 * 9.81} = 3.68 * 10^{-5} m$$

Pérdidas por descarga de los laterales en el principal:

$$h_{plat} = 1.5 * \frac{V^2}{2g}$$

$$V = 0.909 * VL$$

V_L = Velocidad de filtración por lateral = 0.123 m/s

$$V = 0.909 * 0.0533 = 0.484 m/s$$

Remplazando se obtiene que:

$$h_{plat} = 1.5 * \frac{0.0249^2}{2 * 9.81} = 1.79 * 10^{-4} m$$

Pérdida total lateral = $3.68*10^{-5}$m + $1.79*10^{-5}$m = $2.17*10^{-4}$ m

- Pérdida de carga en la tubería principal:

$$h_P = \frac{1}{3} * \frac{0.0175 * L}{D} * \frac{V^2}{2g}$$

Donde:

L = longitud del tubo = 3.10 m
D = diámetro, Para 3" = 0.0762 m
A_P = Área del principal = 0.00456 m^2
V_{FP} = Velocidad filtración principal

$$V_{FP} = \frac{Q_F}{A_P} = \frac{0.00293 m^3/s}{0.00203 m^2} = 1.44 m/s$$

Remplazando se obtiene que:

$$h_P = \frac{1}{3} * \frac{0.0175 * 3.10}{0.0762} * \frac{0.14^2}{2 * 9.81} = 0.00025 m$$

- Pérdidas por accesorios

Las pérdidas por accesorios en operación normal se presentan en la Tabla 35.

$$hf = K * \frac{V^2}{2g}$$

Tabla 35. Pérdidas por accesorios en la filtración.

Tipo de accesorio	Cant	Km	Área (m2)	Q (m3/s)	Velocidad (m/s)	Pérdida (m)
Ampliación de 2x3"	1	1,56	0,002	0,0001	0,05	0,00023
CODO 90	1	1,8	0,005	0,00011	0,02	0,00005
TEE PASO DIRECTO 1	1	0,3	0,005	0,00011	0,02	0,00001
TEE PASO DIRECTO 2	1	0,3	0,005	0,00022	0,05	0,00003
TEE PASO DIRECTO 3	1	0,3	0,005	0,00033	0,07	0,00008
TEE PASO DIRECTO 4	1	0,3	0,005	0,00043	0,10	0,00014
TEE PASO DIRECTO 5	1	0,3	0,005	0,00054	0,12	0,00022
TEE PASO DIRECTO 6	1	0,3	0,005	0,00065	0,14	0,00031
VALVULA DE COMPUERTA	1	0,2	0,005	0,00065	0,14	0,00021
SALIDA	1	1	0,005	0,00065	0,14	0,00104
Hacc total						0,00231

Resumen de pérdidas en la operación normal del filtro:

Por medio filtrante	= 0.20189 m
Por orificio	= 0.00016 m
Por tubería lateral	= 0.00022 m
Por tubería principal	= 0.00025 m
Por longitud de tubería	= 0.00004 m
Por accesorios	= 0.00231 m
Total	= 0.2048m

Se adopta una pérdida de 0.25cm.
Por seguridad se adopta una pérdida de 0.30m

6.4.7 Vertedero final. En la cámara de salida del filtro se construye un vertedero de control de nivel. El cálculo de la carga sobre la cresta del vertedero se hace con la ecuación de Francis así:

$$Q = C * L * hv^{2/3}$$

$$hv = \left[\frac{Q}{C * L} \right]^{2/3}$$

En donde:

hv = Carga sobre el vertedero
C = Coeficiente de descarga
L = Longitud del vertedero en m
Q = Caudal a través del vertedero en m^3/s

$$hv = \left[\frac{0.00065}{1.9 * 0.30} \right]^{2/3} = 0.0109m \cong 0.011m$$

Para calcular la altura del nivel de agua en la cámara de salida de los filtros lentos en arena, se aplica la siguiente expresión:

$$Q = 0.61 * S * \sqrt{2 * g * h} = 2.1209 * d^2 * h^{1/2}$$

Donde:

Q = Caudal de salida m^3/s.
S = Área del orificio de salida m^2.
h = Profundidad al orificio de salida m.
g = Gravedad m/s^2.
d = Diámetro tubería de salida 3”

$$h = \left(\frac{0.0013m^3 / d}{2.1209 * (3 * 0.0254)^2} \right)^2 = 0.011m$$

7. DESINFECCIÓN (2ª Fase)

Este capítulo consistente en la desinfección, se desarrolla en su etapa teórica, debido a que se contempla como parte de una segunda fase, indicada en la introducción y justificada con los objetivos del proyecto. Por lo tanto si se desea tener agua totalmente tratada y purificada para consumo humano se hace necesario hacer el diseño hidráulico y estructural de los componentes de la etapa de desinfección demás elementos necesarios.

7.1 MÉTODO CONCENTRACIÓN –TIEMPO.

De acuerdo a las características de la planta de tratamiento de la Universidad de Nariño, se determina utilizar para el valor de la constante K en el método de concentración – tiempo C * t = K, dado en el RAS 2000 en la tabla C.8.2.B y para los siguientes datos:

Temperatura del agua 10º C

Dosis de cloro a aplicar 2 mg/l. (Según literal C.8.5.1 de la norma RAS 2000, en presencia de concentraciones altas de partículas; turbiedad mayor a 1.0 UNT, la dosis de cloro debe ser mayor)

pH = 7.65

Valor de K determinado = 76.79 mg-min/l

Tiempo de Detección = t = K/C= (76.79 mg-min /l) / 2 mg/l = 38.40 min.

Volumen del tanque de cloración = Caudal * tiempo

Caudal =Q = 1 l/s = 60l/min

Tiempo = t = 38.4 min

Volumen = 60 * 38.4 = 2304 L = 2.30 m^3

7.2 CHEQUEO DEL TIEMPO DE CONTACTO.

Se efectúa el chequeo respectivo, para en la segunda etapa del proyecto se diseñe y construya una caseta de cloración, ubicada encima del tanque de almacenamiento; en la cual se realiza la dosificación y desinfección del agua y así suministrar agua potable.

Área mojada = 2.2 * 5.0 = 11m^2

Velocidad = Q / A = 0.001 / 11 = 0.000091m/s

Longitud de recorrido del agua = 5.0m

Tiempo = 5.0 / 0.000091 = 55000s = 916.67min. > 38.4min. **OK ¡**

8. TANQUE DE ALMACENAMIENTO

El tanque de almacenamiento, debe diseñarse para garantizar a la red un QMH. Este caudal se puede estimar, (si no hay datos) como 1/3 del volumen distribuido a la zona que va a ser abastecida en el día de máximo consumo, (ART. 9.4.4 RAS2000). Considerando el hecho de que el QMD fluye continuamente, un tercio de este se adopta como el pico necesario para alcanzar el QMH requerido.

Ya que el periodo de diseño de los tanques de almacenamiento es a veinte años y si el caudal máximo diario para el sistema de abastecimiento de agua potable de la Universidad de Nariño corresponde a:

QMD = 1.3 L/s.

8.1 CAPACIDAD

8.1.1 Volumen máximo diario.

$$Vmáxdiario = \frac{QMD\,x\,86400}{1000}$$

$$Vmáxdiario = \frac{1.3\,x\,86400}{1000} = 112.32\,m^3$$

Actualmente, la Universidad de Nariño, requiere 167 m³ de agua y es necesario construir un volumen de 54.68 m³ adicional para compensar este volumen.

8.1.2 Capacidad de regulación.

$$Creg = \frac{VMD}{3}$$

$$Creg = \frac{167}{3} = 55.66 \approx 56\ m^3$$

8.2 DIMENSIONAMIENTO

Se proyecta un tanque semienterrado, cubierto y en concreto reforzado (Ver plano 12 del anexo H).

Altura útil = 2.20 m

$$Area = \frac{Volumén}{H\,útil}$$

$$Area = \frac{56\,m^3}{2.2\ m} = 25.45\ m^2$$

Con el área total del tanque, y asumiendo B=L, se tiene:

$$Area = B^2$$

$$B = \sqrt{Area}$$

$$B = \sqrt{25.45} = 5.04 \approx 5.00\,m$$

Se deja un borde libre de 0.30 m (Lit.B.9.4.6 RAS 2000), con lo cual, la profundidad total del tanque es de 2.50 m.

8.3 ACCESORIOS COMPLEMENTARIOS

La tubería de llegada al tanque está definida por el diámetro de llegada de la conducción de 2", está provista de una válvula de igual diámetro antes de la entrada al tanque para efectos de regulación del mismo, con un By-pass que garantice la continuidad del suministro, en caso de que el tanque requiera mantenimiento.

Dimensiones del compartimiento:

L = 5.0 m
B = 5.0 m

8.3 CÁLCULO DEL CAUDAL Y TUBERIA DE DESAGÜE

La tubería de lavado debe ser de un diámetro que facilite el vaciado del tanque en un periodo < a 8 horas (Lit.B.9.4.10 RAS 2000)

8.3.1 Caudal de vaciado.

$$Qv = C_D \, x \, A \, x \sqrt{2 \, x \, g \, x \, h}$$

Donde:

h= Altura del agua en el tanque
A=Área del orificio de desagüe
C_D=Coeficiente para orificios sumergidos (C_D = 0.61)
Q_v=Caudal a desaguar

$$Qv = 0.61 x \, A \, x \sqrt{2 \, x \, g \, x 1.8}$$

Al adoptar un tiempo de vaciado de 2 horas.

$$Qv = \frac{Vol}{Tv}$$

$$Qv = \frac{56 m^3}{7200 s} = 0.00777 m^3 / s$$

Área de la tubería de vaciado.

$$Av = \frac{Qv}{C_D \, x\sqrt{2gh}}$$

$$Av = \frac{0.00777}{0.61x\sqrt{2\,x\,9.81x1.8}} = 0.0021m$$

8.3.2 Diámetro de la tubería de vaciado.

$$D = 2\sqrt{\frac{Av}{\pi}}$$

$$D = 2\sqrt{\frac{0.0021}{\pi}} = 0.05224 \approx 2"$$

Esta tubería se encuentra unida a la tubería de rebose mediante una te. El fondo del tanque tiene una pendiente del 2% hacia su final.

8.4 TIEMPO DE VACIADO

Se calcula mediante la siguiente expresión:

$$T = \frac{2 \cdot A \cdot \sqrt{h}}{m \cdot a \cdot \sqrt{2g}}$$

Donde:

T= Tiempo de vaciado en segundos

A=Área superficial del tanque
m=Coeficiente 0.50-0.60
a=Área tubería de desagüe
h=Altura del tanque en m

Diámetro efectivo de la tubería de 2” (55.7 mm)

$$a = \frac{\pi x D^2}{4}$$

$$a = \frac{\pi x 0.0557 m^2}{4} = 0.002436 m^2$$

$$T = \frac{2 x 25.45 \cdot \sqrt{2.2}}{0.55 x 0.002436 \cdot \sqrt{2 x 9.81}} = 12721.53 sg = 3.53 h$$

8.5 CÁLCULO DEL REBOSE

El diámetro se calcula mediante la ecuación de Manning.

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

Donde:

A= Área de la sección de flujo m^2
Rh= Radio hidráulico en m = D/4
S=Pendiente expresada en %= 2
n=Coeficiente de rugosidad =0.08 PVC (Tabla 36)
Q=Caudal m^3/s

Tabla 36. Coeficientes de rugosidad de Manning.

MATERIAL	n
Asbesto cemento	0.010
Concreto liso	0.012
Concreto rugoso	0.014
Ladrillo	0.016
Ladrillo vitrificado	0.014
Metal corrugado	0.022
Hierro fundido	0.015
Plástico (PVC)	0.009

La tubería de rebose, debe ser diseñada para que su capacidad sea igual o ligeramente mayor, que, el caudal máximo horario.QMH=2.08 l/s, utilizando la ecuación de Manning.

$$Q = \frac{\left(\frac{\pi x D^2}{4}\right) x \left(\frac{D}{4}\right)^{2/3} x S^{1/2}}{n}$$

Despejando el diámetro de la tubería se tiene:

$$D = 1.548 \left(\frac{n x Q}{S^{1/2}}\right)^{\frac{3}{8}}$$

$$D = 1.548 \left(\frac{0.009 x 0.00208}{0.02^{1/2}}\right)^{\frac{3}{8}} = 0.05438 m = 2.14"$$

Por razones de seguridad se adopta un diámetro de 3” para el rebose.

8.6 DISEÑO DEL PASO DIRECTO BY-PASS

El diámetro de la tubería de paso es de 2”, contando, con válvulas de control al comienzo de la tubería, la tubería de paso va bordeando el tanque a 0.40 m de la pared y se comunica con la tubería de salida del tanque. El sistema, cuenta además con 2 tees y dos codos de 90º diámetro 2”

8.7 ACCESORIOS ADICIONALES

Se colocan cuatro conos de ventilación, protegidos por angeo sintético (malla), distribuidos sobre la cubierta, y escaleras que permitan realizar su mantenimiento.

9. RED DE DISTRIBUCIÓN

9.1 ELEMENTOS DE DISEÑO

9.1.1 Caudal de diseño. El caudal de diseño para la red de distribución del acueducto, depende, del nivel de complejidad del sistema, para el NIVEL MEDIO de complejidad**,** el caudal de diseño es el caudal máximo horario.

QD = QMH = 2.08 L/seg.

9.1.2 Presiones en la red de distribución:

⋆ **Presiones mínimas.** Se tiene en cuenta el nivel de complejidad MEDIO del sistema, la presión mínima de servicio es de 10 metros, de acuerdo a la norma RAS 2000, titulo B.7.4.5.1. Las presiones mínimas establecidas en este literal deben tenerse cuando por la red de distribución esté circulando el caudal de diseño, tomando como base la cota del nivel mínimo del tanque de almacenamiento.

⋆ **Presiones máximas.** Para todos los niveles de complejidad del sistema, debe ser de 588.6 kPa (60 mca), corresponde a los niveles estáticos máximos, es decir, cuando no haya flujo en movimiento, a través de la red de distribución, tomando como referencia la cota del tanque a nivel máximo, de acuerdo a la norma RAS 2000, titulo B.7.4.5.2.

9.1.3 Diámetros de las tuberías en la red de distribución:

⋆ **Diámetros internos mínimos en la red matriz.** Según el nivel de complejidad del sistema el diámetro mínimo de la red matriz para el nivel MEDIO de complejidad es de 4”, de acuerdo a la norma RAS 2000, titulo B.7.4.6.1.

⋆ **Diámetros internos mínimos en las redes menores de distribución.** El valor del diámetro mínimo de las redes menores de distribución, para un nivel de complejidad MEDIO es de 2”, de acuerdo a la norma RAS 2000, titulo B.7.4.6.2.

9.1.4 Material de las tuberías. Para redes de distribución existen en el mercado tuberías de distintos materiales, para este proyecto se decide utilizar tuberías de PVC con un factor K: 0.0015.

9.2 DISEÑO

Para el cálculo de pérdidas por fricción, velocidades y presiones en la red matriz y en la red total de distribución se utiliza el programa de computador EPANET, utilizando como unidades de caudal LPS (litros por segundo) y DARCY-WEISBACH como fórmula para pérdidas (Ver planos del 13 al 17 del anexo H).

Para la Red, la distribución de caudales se realiza para cada nodo dependiendo de la necesidad que requiera cada uno, como se indica en la tabla 37; donde los consumos reales, se afectan por un 20% adicional previendo expansión y/o futuras remodelaciones de los bloques o lugares abastecidos.

9.3 PÉRDIDAS MENORES

Las pérdidas menores, también denominadas pérdidas localizadas, se deben al incremento de la turbulencia cuando el flujo pasa por un codo o un accesorio. La importancia de incluir o no tales pérdidas dependen del tipo de red modelizada y de la precisión de los resultados deseados. La constante de proporcionalidad se denomina “Coeficiente de Pérdidas Menores” y su valor depende de la geometría y el tipo de accesorio. Ver tabla 38.

Tabla 37. Demandas en los nodos.

EDIFICACIONES	NODO	DUCHAS	GRIFOS	INODOROS	LAVAMANOS	LAVAPLATOS	ORINALES	TOTAL	FACTOR DE SIMULTANEIDAD	CAUDAL (LPS)			DEMANDA BASE=% DE DEMANDA x3,25 LPS	DEMANDA NODO= 20% x DEMANDA REAL
		0,15 LPS	0,2 LPS	0,15 LPS	0,2 LPS	0,15 LPS	0,15 LPS			MAXIMO POSIBLE (LPS)	MAXIMO PROBABLE (LPS)	% DE DEMANDA (LPS)		
CASETA CELADOR ENTRADA PRINCIPAL	6	1	1	1	1	0	0	4	0,68	0,7	0,476	0,7127	0,028	0,068
GRIFO CANCHA DE FUTBOL VIEJA	6	0	1	0	0	0	0	1	1	0,2	0,200	0,2995	0,012	0,024
CASETA CELADOR ENTRADA PEATONAL	13	0	1	1	1	0	0	3	0,8	0,55	0,440	0,6588	0,026	0,053
FUENTE DE AGUA ADMINISTRACION	13	0	1	0	0	0	0	1	1	0,2	0,200	0,2995	0,012	0,024
GRIFO BIBLIOTECA	16	0	1	0	0	0	0	1	1	0,2	0,200	0,2995	0,012	0,024
BLOQUE 1 ENTRADA BAÑOS OFICINAS	23	0	0	1	1	0	0	2	1	0,35	0,350	0,5241	0,020	0,043
BLOQUE AULAS AMPLIACION	24	1	5	0	0	6	0	12	0,5	2,05	1,025	1,5347	0,060	0,124
BLOQUE AULAS	25	0	15	12	10	6	2	45	0,39	8	3,120	4,6715	0,182	0,379
INSECTARIO	21	0	2	0	0	0	0	2	1	0,4	0,400	0,5989	0,023	0,049
ANFITEATRO	21	0	12	4	4	0	0	20	0,42	3,8	1,596	2,3897	0,093	0,194
BOTERO	21	0	2	0	0	0	0	2	1	0,4	0,400	0,5989	0,023	0,049
LABORATORIO DE PRODUCCION ANIMAL	21	1	22	1	1	3	0	28	0,4	5,35	2,140	3,2042	0,125	0,260
INVERNADERO	22	0	5	0	0	0	0	5	0,62	1	0,620	0,9283	0,036	0,075
LABORATORIOS DE INGENIERIA HIDRAULICA	19	0	4	0	0	7	0	11	0,5	1,85	0,925	1,3850	0,054	0,112
LABORATORIOS DE INGENIERIA GRIFO	19	0	1	0	0	0	0	1	1	0,2	0,200	0,2995	0,012	0,024
LABORATORIOS DE INGENIERIA BAÑOS	19	0	4	6	7	5	4	26	0,42	4,45	1,869	2,7984	0,109	0,227
CLINICA MEDICINA VETERINARIA LAB	3	3	2	2	3	4	0	14	0,5	2,35	1,175	1,7593	0,069	0,143
CLINICA MEDICINA VETERINARIA CELEVACION	3	0	3	0	0	0	0	3	0,8	0,6	0,480	0,7187	0,028	0,058
CLINICA MEDICINA VETERINARIA LAB	3	1	3	1	1	1	0	7	0,58	1,25	0,725	1,0855	0,042	0,088
GRIFOS NUEVOS	27,11,12,17	0	6	0	0	0	0	6	0,58	1,2	0,696	1,0421	0,041	0,085
													1,0	2,09

Tabla 38. Coeficientes de pérdidas por accesorios.

ACCESORIO	COEF. PÉRDIDAS
Válvula de Globo, totalmente abierta	10
Válvula de Ángulo, totalmente abierta	5
Válvula de Retención de Clapeta, totalmente abierta	2.5
Válvula de Compuerta, totalmente abierta	0.2
Codo de Radio Pequeño	0.9
Codo de Radio Mediano	0.8
Codo de Radio Grande	0.6
Codo a 45º	0.4
‘ T ’ estándar (flujo recto)	0.6
‘ T ‘ estándar (flujo desviado)	1.8
Entrada brusca	0.5
Salida brusca	1

9.4 TANQUE

En el proyecto se contempla la construcción de un tanque de almacenamiento el cual provee de agua a la Universidad de Nariño, sede Torobajo; se utiliza como depósito para realizar los cálculos en la red de distribución, sus propiedades se indican en la tabla 39.

Tabla 39. Propiedades del tanque de almacenamiento.

ID	Coordenada (X)	Coordenada (Y)	Cota solera	Nivel inicial (m)	Nivel mínimo (m)	Nivel máximo (m)
1	975734.649	627794.569	2519.54	0.5	0.1	2

9.5 NODOS

Los nodos de la red de distribución, son obtenidos en el plano, así como su ubicación en coordenadas y cotas reales, partiendo de la topografía del plano real; en la Tabla 40, se describen las propiedades en los nodos.

Tabla 40. Propiedades en los nodos.

ID	Coordenada X	Coordenada Y	Cota (m)
T	975734.649	627794.569	2519.54
1	975836.669	627897.968	2495.50
2	975837.882	627897.237	2495.38
3	975844.145	627909.664	2495.23
4	975888.704	627942.601	2492.29
5	975884.759	627944.417	2492.23
6	975883.575	627941.749	2492.25
7	975824.62	627978.301	2489.53
8	975899.687	627936.884	2491.47
9	975964.132	627902.357	2488.93
10	975984.136	627942.363	2487.13
11	975982.75	627943.015	2487.14
12	975992.798	627963.929	2486.21
13	975987.164	627890.705	2487.01
14	975949.623	628042.478	2484.91
15	976063.522	627985.139	2481.75
16	976090.143	627968.889	2481.19
17	976052.767	627962.011	2482.65
18	975968.608	628082.655	2483.17
19	975914.899	628109.031	2482.63
20	975991.877	628132.574	2481.43
21	975950.143	628152.192	2481.36
22	975931.405	628161.022	2481.75
23	976049.073	628105.612	2480.07
24	976079.253	628090.721	2478.15
25	976091.425	628084.708	2479.17

9.6 LONGITUD, DIÁMETROS Y PÉRDIDAS EN LAS TUBERÍAS

Las longitudes de los tramos se establecen con medidas reales, en los planos de los alineamientos trazados para tuberías de acueducto, los diámetros de las tuberías corresponden a los diámetros mínimos exigidos por la norma RAS 2000, las pérdidas son obtenidas de acuerdo a los accesorios ubicados en cada tramo, en la Tabla 41, se indican las propiedades de las tuberías.

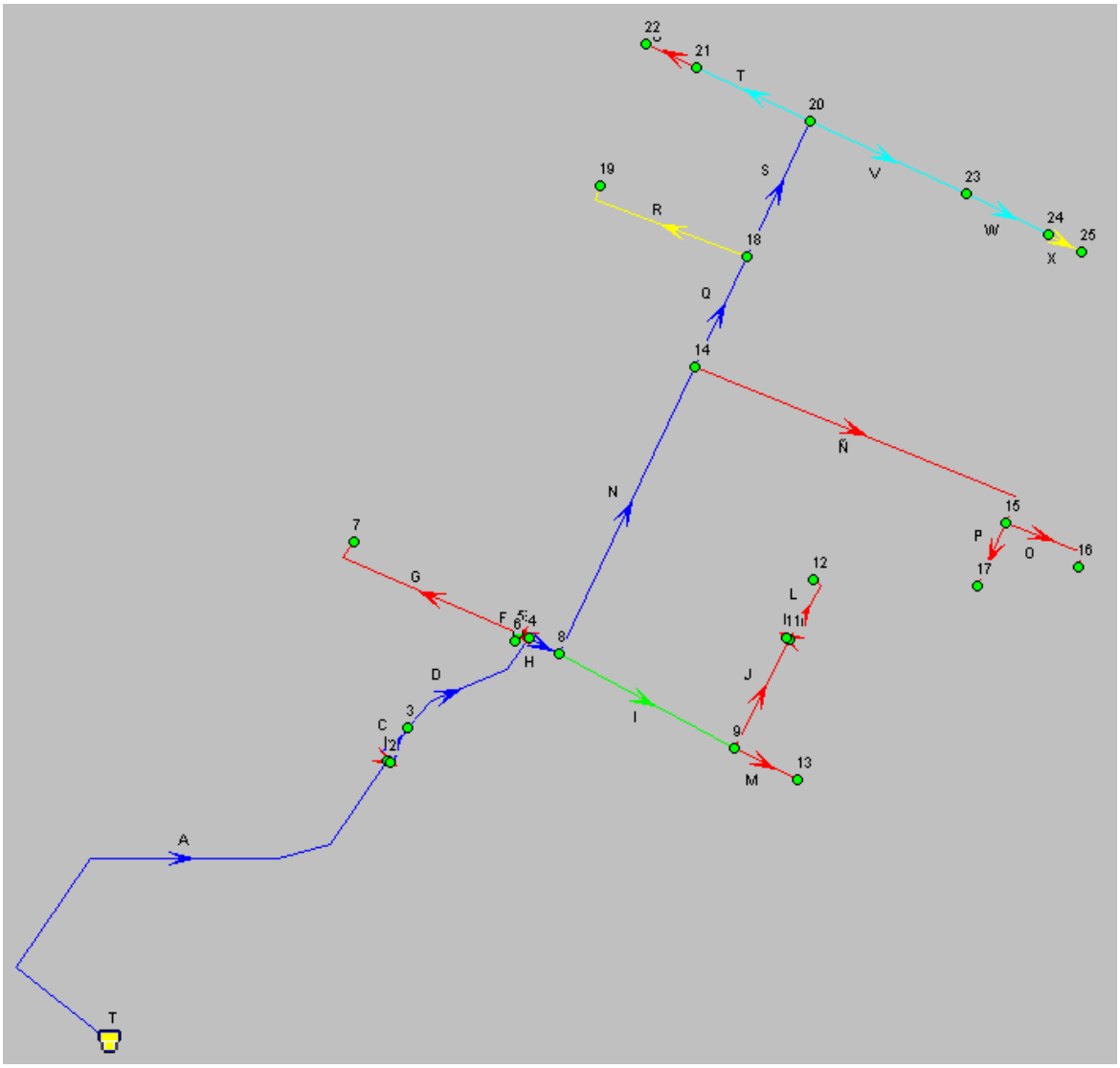
Tabla 41. Propiedades de las tuberías.

Tubería	Nudo Inicial	Nudo Final	Long. Real (m)	Ø (pulg)	RDE	Ø interno (mm)	Rugosidad	Pérdidas menores
A	T	1	194.05	2	26	55.7	0.0015	2.2
B	1	2	1.43	2	26	55.7	0.0015	0.3
C	1	3	13.75	2	26	55.7	0.0015	0.2
D	3	4	57.91	2	26	55.7	0.0015	2.2
E	4	5	4.34	2	26	55.7	0.0015	0.5
F	5	6	2.92	2	26	55.7	0.0015	0.6
G	5	7	71.60	2	26	55.7	0.0015	0.9
H	4	8	12.41	2	26	55.7	0.0015	0
I	8	9	73.23	2	26	55.7	0.0015	0.5
J	9	10	44.77	2	26	55.7	0.0015	0.5
K	10	11	1.53	2	26	55.7	0.0015	0.3
L	10	12	25.08	2	26	55.7	0.0015	0.9
M	9	13	25.88	2	26	55.7	0.0015	0.5
N	8	14	116.99	2	26	55.7	0.0015	0
Ñ	14	15	130.89	2	26	55.7	0.0015	1.4
O	15	16	34.34	2	26	55.7	0.0015	1.2
P	15	17	25.53	2	26	55.7	0.0015	0
Q	14	18	44.47	2	26	55.7	0.0015	0
R	18	19	60.80	2	26	55.7	0.0015	1.7
S	18	20	55.12	2	26	55.7	0.0015	0
T	20	21	46.12	2	26	55.7	0.0015	0.5
U	21	22	20.72	2	26	55.7	0.0015	2.1
V	20	23	63.24	2	26	55.7	0.0015	0.2
W	23	24	33.70	2	26	55.7	0.0015	1.8
X	24	25	13.62	2	26	55.7	0.0015	2.3
		Σ =	**1174.5**					

9.7 HIPOTESIS DE ALIMENTACION

Con el objeto de determinar cómo se alimentan los tramos secundarios y poder fijar los caudales en las tuberías principales, es necesario efectuar un esquema en el cual se indica la forma de alimentación, en la Figura 11 se muestra la hipótesis de alimentación asumida.

Figura 11. Hipótesis de alimentación.



9.8 GASTOS PARCIALES

Definido el trazado de la red principal se dispone a calcular las demandas en cada nodo. Ver tabla 42.

Tabla 42. Demanda base en los nodos.

ID	Demanda LPS
T	0.00
1	0.000
2	0.014
3	0.289
4	0.000
5	0.000
6	0.081
7	0.014
8	0.000
9	0.000
10	0.000
11	0.014
12	0.014
13	0.077
14	0.000
15	0.000
16	0.025
17	0.014
18	0.000
19	0.364
20	0.000
21	0.551
22	0.075
23	0.042
24	0.125
25	0.379
	2.08

9.9 CÁLCULO RED DE DISTRIBUCIÓN

Los cálculos, se efectúan de acuerdo con el Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico RAS 2000. La red se conforma por los veinticinco nodos. El cálculo se realiza mediante el uso del programa EPANET, utilizando como unidades de caudal (L/seg) y Darcy Weisbach, para el cálculo de pérdidas; los resultados obtenidos se describen en la Tabla 43.

Tabla 43. Resultados simulación. EPANET.

```
  Página 1                                              12/08/2009 11:52:07
a.m.

******************************************************************************
*                              E P A N E T                                   *
*                  Análisis Hidráulico y de Calidad                          *
*                  para Redes de Distribución de Agua                        *
*                           Versión 2.0                                      *
*                                                                            *
* Traducción: Grupo REDHISP,UPV      Financ: Grupo Aguas de Valencia         *
******************************************************************************
  Fichero Input: SIMULACIÓN12082009.net
  Network created with Excel2EPA
  Tabla de Líneas y Nudos:
------------------------------------------------------------------------------
  ID              Nudo            Nudo                Longitud    Diámetro
  Línea           Inicial         Final                     m          mm
------------------------------------------------------------------------------
  B               1               2                      1.43       55.70
  C               1               3                     13.75       55.70
  D               3               4                     57.91       55.70
  E               4               5                      4.34       55.70
  F               5               6                      2.92       55.70
  G               5               7                     71.60       55.70
  H               4               8                     12.41       55.70
  I               8               9                     73.23       55.70
  J               9               10                    44.77       55.70
  K               10              11                     1.53       55.70
  L               10              12                    25.08       55.70
  M               9               13                    25.88       55.70
  N               8               14                   116.99       55.70
  Ñ               14              15                   130.89       55.70
  O               15              16                    34.34       55.70
  P               15              17                    25.53       55.70
```

Q	14	18	44.47	55.70
R	18	19	60.80	55.70
S	18	20	55.12	55.70
T	20	21	46.12	55.70
U	21	22	20.72	55.70
V	20	23	63.24	55.70
W	23	24	33.70	55.70
X	24	25	13.62	55.70
A	T	1	194.05	55.70

Resultados en los Nudos:

ID Nudo	Demanda LPS	Altura m	Presión m	Calidad	
1	0.00	2517.72	22.22	0.00	
2	0.01	2517.72	22.34	0.00	
3	0.29	2517.52	22.29	0.00	
4	0.00	2516.84	24.55	0.00	
5	0.00	2516.84	24.61	0.00	
6	0.08	2516.84	24.59	0.00	
7	0.01	2516.84	27.31	0.00	
8	0.00	2516.72	25.25	0.00	
9	0.00	2516.72	27.80	0.00	
10	0.00	2516.72	29.59	0.00	
11	0.01	2516.72	29.58	0.00	
12	0.01	2516.72	30.51	0.00	
13	0.08	2516.72	29.71	0.00	
14	0.00	2515.71	30.80	0.00	
15	0.00	2515.71	33.96	0.00	
16	0.03	2515.71	34.52	0.00	
17	0.01	2515.71	33.06	0.00	
18	0.00	2515.35	32.18	0.00	
19	0.36	2515.30	32.67	0.00	
20	0.00	2515.06	33.63	0.00	
21	0.55	2514.98	33.62	0.00	
22	0.08	2514.98	33.23	0.00	
23	0.04	2514.98	34.91	0.00	
24	0.12	2514.94	36.79	0.00	
25	0.38	2514.92	35.75	0.00	
T	-2.08	2520.54	1.00	0.00	Depósito

Resultados en las Líneas:

ID	Caudal	Velocidad	Pérdida Unit.	Estado

Línea	LPS	m/s	m/km	
B	0.01	0.01	0.21	Abierta
C	2.06	0.85	14.48	Abierta
D	1.78	0.73	11.69	Abierta
E	0.09	0.04	0.07	Abierta
F	0.08	0.03	0.00	Abierta
G	0.01	0.01	0.00	Abierta
H	1.68	0.69	9.69	Abierta
I	0.11	0.04	0.05	Abierta
J	0.03	0.01	0.01	Abierta
K	0.01	0.01	0.00	Abierta
L	0.01	0.01	0.00	Abierta
M	0.08	0.03	0.03	Abierta
N	1.58	0.65	8.63	Abierta
Ñ	0.04	0.02	0.02	Abierta

Resultados en las Líneas: (continuación)

ID Línea	Caudal LPS	Velocidad m/s	Pérdida Unit. m/km	Estado
O	0.03	0.01	0.02	Abierta
P	0.01	0.01	0.01	Abierta
Q	1.54	0.63	8.26	Abierta
R	0.36	0.15	0.70	Abierta
S	1.17	0.48	5.12	Abierta
T	0.63	0.26	1.74	Abierta
U	0.08	0.03	0.04	Abierta
V	0.55	0.22	1.36	Abierta
W	0.50	0.21	1.29	Abierta
X	0.38	0.16	0.94	Abierta
A	2.08	0.85	14.53	Abierta

9.10 PRESIONES

Para el cálculo de las presiones en la red de distribución, se tiene en cuenta las presiones dinámicas y estáticas, para lo cual se referencia la primera, con respecto al nivel mínimo del tanque y circulando el caudal por la red, y la segunda con respecto al nivel máximo del tanque y sin tener flujo en la red. Los resultados se indican en la tabla 44.

Cota tanque: 2519.5

Cota nivel mínimo: 2520.0

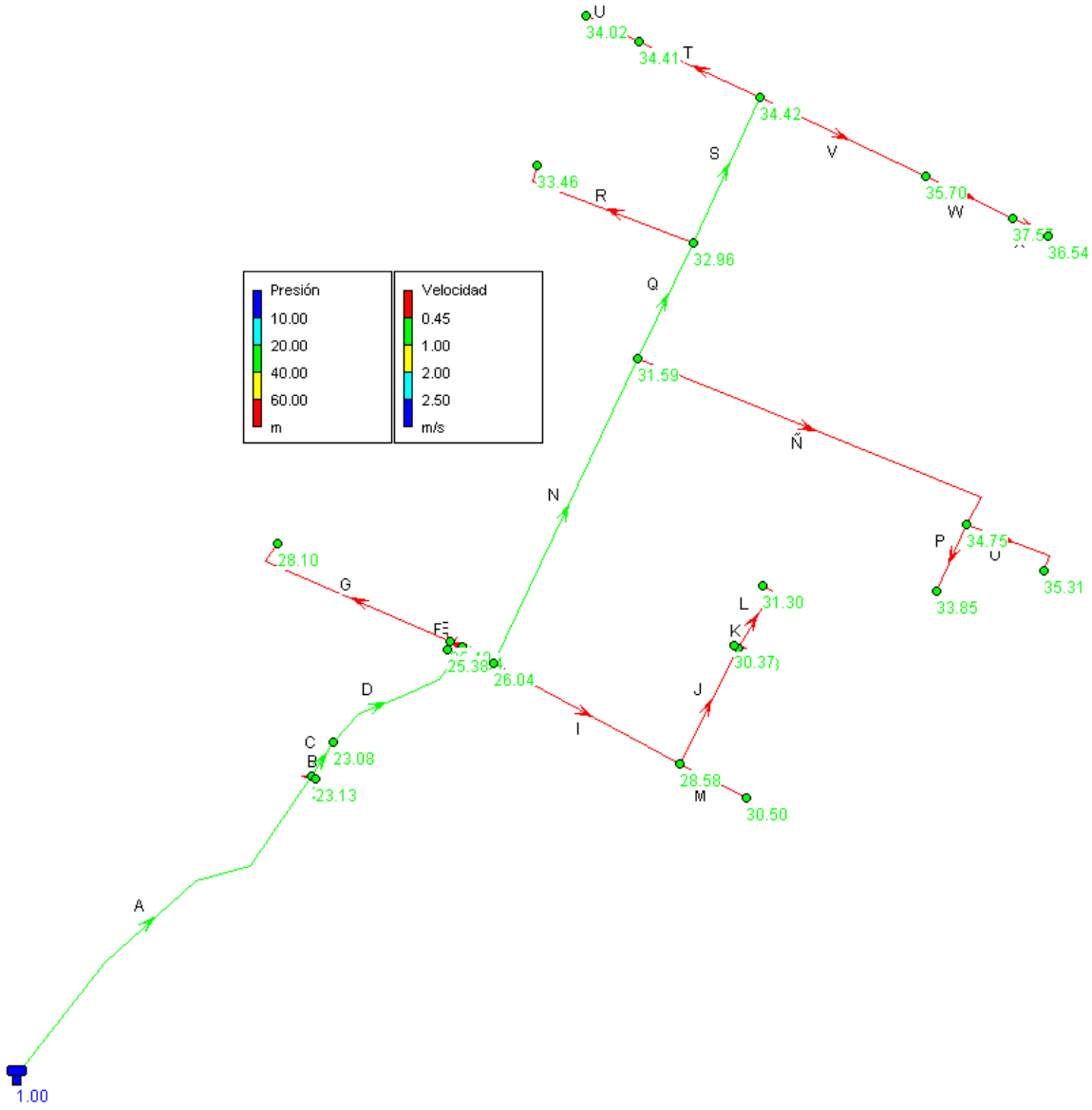
Cota nivel máximo: 2521.5

Tabla 44. Cuadro de presiones.

ID	Cota (m)	Presión Estática	Presión Dinámica
1	2495.50	26.03	22.22
2	2495.38	26.16	22.34
3	2495.23	26.30	22.29
4	2492.29	29.24	24.55
5	2492.23	29.30	24.61
6	2492.25	29.28	24.59
7	2489.53	32.00	27.31
8	2491.47	30.07	25.25
9	2488.93	32.61	27.80
10	2487.13	34.40	29.59
11	2487.14	34.40	29.58
12	2486.21	35.32	30.51
13	2487.01	34.52	29.71
14	2484.91	36.63	30.80
15	2481.75	39.78	33.96
16	2481.19	40.34	34.52
17	2482.65	38.88	33.06
18	2483.17	38.36	32.18
19	2482.63	38.90	32.67
20	2481.43	40.11	33.63
21	2481.36	40.17	33.62
22	2481.75	39.78	33.23
23	2480.07	41.46	34.91
24	2478.15	43.38	36.79
25	2479.17	42.36	35.75

En ninguno de los nodos de la red se presentan presiones que excedan los rangos establecidos en la norma RAS 2000, para presiones mínimas de 10 mca y máximas de 60 mca, como se muestra en la tabla anterior.

Figura 12. Simulación de la red en Epanet.



10. DISEÑO ESTRUCTURAL

10.1 CAPTACIÓN

10.1.1 Datos preliminares:

Peso unitario del agua wt= 1000 kg/m^3

Peso unitario del suelo Ws: 1750 kg/m^3

Peso unitario del concreto Wc: 2400 kg/m^3

Ángulo de rozamiento interno de tierras ø=30º

Adoptaremos un hormigón con resistencia nominal del concreto a la compresión.
f'c = 21.1 MPa (211 kgf/cm^2)

Armadura de refuerzo.

Resistencia nominal a la fluencia del acero de refuerzo [f_y] = 420 MPa (4200 kgf/cm^2)

Recubrimiento [d´] se adoptaran 50 mm

Para la solera o placa de fondo se adoptaran 70 mm de recubrimiento. C.7.7.1 NSR.98

10.1.2 Aletas:

- **Geometría.**

Longitud de las aletas [L]: 2.62 m
Ancho útil de la captación [a]: 0.60 m
Altura útil de aletas [lu]: 0.86 m
Profundidad lamina de agua en m: 0.30 m
Ancho de muros [b]: 0.15 m
Altura de aletas [H]: 1.16 m
Altura de suelo [h]: 1.0 m

Unidad de Análisis [u] : 1m
Espesor de base [e] : 0.20 m
Capacidad portante del suelo : 8 T/m^2

Volumen Suministrado:

$$Vs = L \ x \ a \ x \ lu$$

$$Vs = 2.62 \ m \ x \ 0.60 \ m \ x \ 0.86 \ m = 1.35 \ m^3$$

10.1.3 Análisis de estabilidad:

- **Volcamiento.** Para el análisis de estabilidad se considera el muro sometido al empuje de la tierra cuando la caja está vacía. Si está lleno el empuje hidrostático tiene un componente en el empuje de la tierra, favoreciendo de esta manera la estabilidad del muro.

Las cargas consideradas son: el peso propio de la estructura, el empuje de la tierra y la presión del suelo.

Para garantizar la estabilidad del muro se debe verificar que la carga unitaria sea igual o menor a la capacidad de carga del terreno, mientras que para garantizar la estabilidad del muro al deslizamiento y al volteo, se debe verificar un factor de seguridad F.S no menor a 2 y 1.5 para deslizamiento.

Tabla 45. Evaluación de las cargas verticales y su momento de volcamiento

Fuerzas Volcantes	Carga T/m	Brazo	Momento
Presión del suelo	0.291	0.33	0.097

Empuje total lateral ejercida por el terreno sobre la estructura P_A

$$P_A = K_A \frac{\gamma \ h^2}{2}$$

Donde:

Teniendo en cuenta el empuje del suelo (estado activo) se tiene:
Coeficiente activo de presión de tierras K_A

$$K_A = \frac{1 - Sen\ \phi}{1 + Sen\ \phi}$$

$$K_A = \frac{1 - Sen\ 30}{1 + Sen\ 30} = 0.333$$

γ : Peso especifico del suelo: 1750 kg/m^3

Reemplazando:

$$P_A = 0.333\ \frac{1.75\ T/m^3\ 1.0^2\ m}{2} = 0.291\ T/m$$

Momento del empuje aplicado a H/3

$$M = P_A . u . \frac{H}{3}$$

$$Mo = 0.291\ T/m\ x 1\ m\ \frac{1.00\ m}{3} = 0.097\ T - m$$

Tabla 46. Momento de estabilización Mr.

Fuerzas Estabilizantes	Carga (T)	Brazo (m)	Momento(T-m)
P1	0.417	0.175	0.073
P2	0.408	0.425	0.173
TOTALES	0.825		0.246

$$P1 = h . b . Wc\ .u := 1.16\ m\ x\ 0.15\ m\ x\ 2400\ kg/m^3\ x 1m = 0.417\ T$$

$$P2 = (a + b + p).\ e.Wc := (0.60 + 0.15 + .10)m\ x\ 0.2\ m\ x\ 2400\ kg/m^3\ x\ 1m = 0.408\ T$$

$$Mr = 0.246\ T - m$$

Punto de aplicación de la resultante con respecto al punto A

$$a = \frac{Mr - Mo}{Wt} = \frac{(0.246 - 0.097)\ T - m}{0.825\ m} = 0.18\ m$$

Chequeo por vuelco, por máxima carga unitaria y por deslizamiento

- **Por vuelco.**

$$FS_v = \frac{Mr}{Mo} = \frac{0.246\ T - m}{0.097\ T - m} = 2.54\ \ ok$$

- **Por máxima carga unitaria.**

Reacciones

$$P_1 = (4L - 6a)\frac{Wt}{L^2} = (4(0.85) - 6(0.18))\frac{0.825}{0.85^2} = 2.65\ T/m^2 < 8\ T/m^2\ \ ok$$

$$P_2 = (6a - 2L)\frac{Wt}{L^2} = (6(0.18) - 2(0.85))\frac{0.825}{0.85^2} = -0.86\ T/m^2$$

- **Deslizamiento.** La verificación de este concepto consiste en obtener el factor de seguridad resultante de la oposición entre la fuerza de fricción en la base de sustentación y la componente horizontal del empuje.

$$FS_d = \frac{F}{P_A}$$

Donde:

$$F = \mu \; x \, Wt$$

μ = coeficiente de fricción suelo-estructura de concreto

Concreto o mampostería contra arena limosa media a gruesa, grava limosa μ: 0.55

$$F = 0.55 \; x \, 0.825 \; T = 0.454 \; T$$

$$FS_{d} = \frac{0.454}{0.291} = 1.56 > 1.5 \; ok$$

10.1.4 Cálculo de muros:

- **Estado activo.**
  - Diseño por flexión.

Momento del empuje aplicado a H/3

$$Mo = 0.097 \; T - m$$

Utilizando un factor de seguridad U=1.7 tenemos:

$$M_{\phi} = 1.7 \; x \; 0.097 \; T - m = 0.165 \; T - m$$

Con el momento máximo se halla la cuantía de diseño.

$$\rho = \frac{f'c}{fy} \; x \left[\; 0.85 - \sqrt{0.85^{2} - \frac{K}{0.59 \; x \phi \; x f'c}} \geq 0.0033 \; \right]$$

Coeficiente de resistencia nominal K

$$K = \frac{M_{\phi}}{u \; x \; d^{2}}$$

$$d = b - d' = 0.15\ m - 0.04\ m = 0.11\ m$$

$$K = \frac{0.165\ T - m}{1\ m\ x\ 0.11\ m^2} = 0.0013636\ \ T/cm^2$$

$$\rho = \frac{211\ \text{kg/cm}^2}{4200\ \text{kg/cm}^2}\ \text{x}\ 0.85 - \sqrt{0.85^2 - \frac{1.363\ \text{kg/cm}^2}{0.59\ x\ 0.9\ x\ 211\ \text{kg/cm}^2}}$$

$$\rho = 0.0004 \Rightarrow 0.0033\ \rho_{min}$$

$$As_{Lon} = 0.0033\ \text{x}\ 100\ x\ (15 - 4) = 3.63\ cm^2 = 1\ N\ 3\ @\ 20\ cm$$

- Diseño por cortante.

Cortante al borde [V] (borde)

Reacciones R_A=R_B = (corte en el eje de los apoyos)

$$R_A = R_B = 0.5\ x\ 0.291\ T/m\ x\ 2.62\ m = 0.38\ T$$

Cortante V_0=0.38 T
Corte en una sección a la distancia d del borde $V_{B\text{-}d}$

d: 0.11 m

$$V_{B-d} = 0.38\ T - (\frac{0.15\ m}{2} + 0.11\ m)\ x\ 0.291\ T/m = 0.328\ T$$

Utilizando un factor de seguridad U=1.7 tenemos:

$$V_u = 1.7 \; x \; 0.326 \;\; T = 0.558 \;\; T$$

Por lo tanto v_u:

$$v_u = \frac{0.55\ 8T}{0.15\ m \; x \; 0.11\ m} = 33\ .6\ T\ /\ m^2 = 3.36\ \ kgf\ \ /\ cm^2$$

$$\phi v_c = 0.85\ * \sqrt{\frac{f'c}{6}} = 0.65\ Mpa\ \ = 6.5\ kgf\ \ /\ cm^2$$

$$\phi v_c > v_u$$

El concreto resiste al cortante no se necesitan flejes, pero por contracción y temperatura se adicionan por cuantía mínima.

Refuerzo por refracción y temperatura

El valor de cuantía mínima por refracción y temperatura será de 0.0028 TABLA C.20-1 NSR.98

$$As = 0.0028 \quad \text{x}\, 100 \;\; x \quad (15 - 4) = 3.08\ cm^2 = \quad 1 \;\; N\,3 @ \; 23\ cm$$

Separación adoptada $= 1\ \ N3@20cm$

- **Estado pasivo.**
  - Diseño por flexión.

Cuando la caja está llena el empuje hidrostático tiene un componente en el empuje de la tierra, favoreciendo de esta manera la estabilidad del muro, determinado por la h del suelo.

Presión hidrostática P_h

$$P_h = \frac{\gamma_w \ h^2}{2} = \frac{1 \ T/m^3 \ x \ 0.86^2 \ m}{2} = 0.369 \ T/m$$

Momento del empuje aplicado a H/3

$$M = P_h . u . \frac{H}{3}$$

$$Mo = 0.369 \ T/m \ x \ 1 \ m \ \frac{0.86 \ m}{3} = 0.106 \ T - m$$

Utilizando un factor de seguridad U=1.7 tenemos:

$$M_{\phi w} = 1.7 \ x \ 0.106 \ T - m = 0.179 \ T - m$$

Momento actuante

$$M_A = M_{\phi w} - M_{\phi} = (0.169 - 0.165) \ T - m = 0.004 \ T - m$$

Con el momento actuante se halla la cuantía de diseño.

$$\rho = \frac{f'c}{fy} \ x \left[0.85 - \sqrt{0.85^2 - \frac{K}{0.59 \ x \phi \ x f'c}} \geq 0.0033 \right]$$

Coeficiente de resistencia nominal K

$$K = \frac{M_A}{u \; x \; d^2}$$

$$d = b - d' = 0.15 \; m - 0.04 \; m = 0.11 \; m$$

$$K = \frac{0.004 \;\; T - m}{1 \, m \; x \; 0.11 \; m^2} = 0.000033 \;\; T / cm^2$$

$$\rho = \frac{211 \text{ kg/cm}^2}{4200 \text{ kg/cm}^2} \text{ x } 0.85 - \sqrt{0.85^2 - \frac{0.3305 \text{ kg/cm}^2}{0.59 \; x \; 0.9 \; x \; 211 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$\rho = 0.00009 \;\; \Rightarrow \;\; 0.0033 \;\; \rho_{min}$$

$$As_{Lon} = 0.0033 \text{ x } 100 \; x \; (15 - 4) = 3.63 \; cm^2 = 1 \; N3 @ 20 \; cm$$

- Diseño por cortante.

Cortante al borde [V] (borde)

Reacciones R_A=R_B = (corte en el eje de los apoyos)

Carga Total P_T de trabajo:

$$P_T = P_h - P_A = 0.369 - 0.291 = 0.078 \;\; T / m$$

$$R_A = R_B = 0.5 \; x \; 0.078 \;\; T / m \; x \; 2.62 \; m = 0.102 \;\; T$$

Cortante V_0=0.102 T
Corte en una sección a la distancia d del borde V_{B-d}

d: 0.11 m

$$V_{B-d} = 0.102\ T - \left(\frac{0.15\ m}{2} + 0.11\ m\right) x\ 0.078\ T/m = 0.088\ T$$

Utilizando un factor de seguridad U=1.7 tenemos:

$$V_u = 1.7\ x\ 0.088\ T = 0.149\ T$$

Por lo tanto v_u:

$$v_u = \frac{0.149\ T}{0.15\ m\ x\ 0.11\ m} = 9.056\ T/m^2 = 0.906\ kgf/cm^2$$

$$\phi v_c = \sqrt{\frac{f'c}{6}} = 0.65\ Mpa = 6.5\ kgf/cm^2$$

$$\phi v_c > v_u$$

El concreto resiste al cortante no se necesitan flejes, pero por contracción y temperatura se adicionan por cuantía mínima.

Refuerzo por refracción y temperatura
El valor de cuantía mínima por refracción y temperatura será de 0.0028 TABLA C.20-1 NSR.98

$$As = 0.0028 \text{ x } 100\ x\ (15-4) = 3.08\ cm^2 = 1\ N3@23\ cm$$

Separación adoptada $= 1\ N3@20cm$

10.1.5 Diseño de la losa de fondo. La condición de diseño seleccionada corresponde a aquella en la cual la bocatoma se encuentra llena de agua, la cual es la Condición de Diseño más Crítica.

Se asume un espesor de losa e_l de 0.20 m

B = 0.90 m (Ancho de losa)
L = 2.7 m (Longitud de losa)
d = 13 cm (Distancia de la fibra externa sometida a compresión al centroide del refuerzo sometido a tensión)
d‘ = 0.07 m (Recubrimiento)
γ_{Cto} = 2.40 T/m^3 (Peso Específico del Concreto)
γ_w = 1 T/m^3 (Peso Específico del agua)

- **Carga de diseño.** La carga total mayorada U se estima de acuerdo a la expresión: Para cargas verticales y horizontales (empuje lateral o presión hidrostática) combinadas.

$$U = 1.4\ _{CM} + 1.7\ _{CV} + 1.7H$$

Donde:

H = carga debida al empuje lateral del suelo o presión hidrostática
C_M : Carga Muerta (T/m^2)
C_V : Carga Viva (T/m^2)

Acciones a ser consideradas en el cálculo de la losa, se tendrá en cuenta la carga muerta y la carga debida al empuje de la presión hidrostática.

Peso propio losa:

$$ppl = e_l . \mathrm{B} . a . \gamma \mathrm{Cto}$$

$$C_M = 0.20\ m\ x\ 0.90\ m\ x\ 2.4\ T/\mathrm{m}^3 = 0.432\ T/m$$

Presión hidrostática.

$$ph = lu.\mathrm{B}..\gamma_{\mathrm{w}}$$

$$ph = 0.86\ m\ x\ 0.60\ m\ .\mathrm{x}\ 1T/\mathrm{m}^3 = 0.516\ T\ /\ m$$

Carga de diseño mayorada q_u:

$$q_u = 1.4\ x\ 0.432 + 1.7\ x\ 0.516 = 1.482\ T\ /\ m$$

Momento mayorado en la placa de fondo Mu

$$Mu = \frac{1}{8}\ x\ qu\ \ x\ l^2$$

Donde l es la luz menor en este caso 0.90 m

$$Mu = \frac{1}{8}\ x\ 1.482\ \ T\ /\ m\ x\ 0.90\ m^2 = 0.150\ \ T.m$$

Con el momento actuante se halla la cuantía de diseño.

$$\rho = \frac{\mathrm{f'c}}{\mathrm{fy}}\ \ \mathrm{x}\ \left[\ 0.85 - \sqrt{0.85^2 - \frac{K}{0.59\ x\ \phi\ x\mathrm{f'c}}} \geq 0.0033\ \right]$$

10.1.6 Coeficiente de resistencia nominal K:

$$K = \frac{M_A}{u\ x\ d^2}$$

$$d = b - d' = 0.15\ m - 0.04\ m = 0.11\ m$$

$$K = \frac{0.15\ T - m}{0.9\ m\ x\ 0.13\ m^2} = 0.0009861\ \ T / cm^2$$

$$\rho = \frac{211\ \text{kg/cm}^2}{4200\ \text{kg/cm}^2}\ \text{x}\ 0.85 - \sqrt{0.85^2 - \frac{0.0009861\ \text{kg/cm}^2}{0.59\ x\ 0.9\ x\ 211\ \text{kg/cm}^2}}$$

$$\rho = 0.000261 \Rightarrow 0.0033\ \rho_{min}$$

$$As_{Lon} = 0.0033\ \text{x}\ 100\ x\ (20 - 7) = 4.29\ cm^2 = 1\ N3@17\ cm$$

El refuerzo principal se realiza en ambos sentidos en cada cara

- **Refuerzo por refracción y temperatura**

El valor de cuantía mínima por refracción y temperatura será de 0.0028 TABLA C.20-1 NSR.98

$$As = 0.0028\ \text{x}\ 100\ x\ (15 - 4) = 3.08\ cm^2 = 1\ N3@20\ cm$$

Separación adoptada= $1\ N3@20cm$

10.2 DESARENADOR

10.2.1 Datos preliminares:

Peso unitario del agua γ_w= 1000 kg/m^3

Peso unitario del suelo γ_s: 1750 kg/m^3

Peso unitario del concreto γ_c: 2400 kg/m^3

Ángulo de rozamiento interno de tierras ø=30º.

Coeficiente de Aceleraciones Pico Efectiva Municipio de Pasto Aa=0.30

Adoptaremos un hormigón con resistencia nominal del concreto a la compresión. f'c = 21.1 MPa (211 kgf/cm^2)

Armadura de refuerzo

Resistencia nominal a la fluencia del acero de refuerzo [f_y] = 420 MPa (4200 kgf/cm^2)

Recubrimiento [d´] se adoptaran 50 mm

Para la solera o placa de fondo se adoptaran 70 mm de recubrimiento. C.7.7.1 NSR.98
Espesor de muros [b] se adoptaran 200 mm

Longitud L: 3.60 m

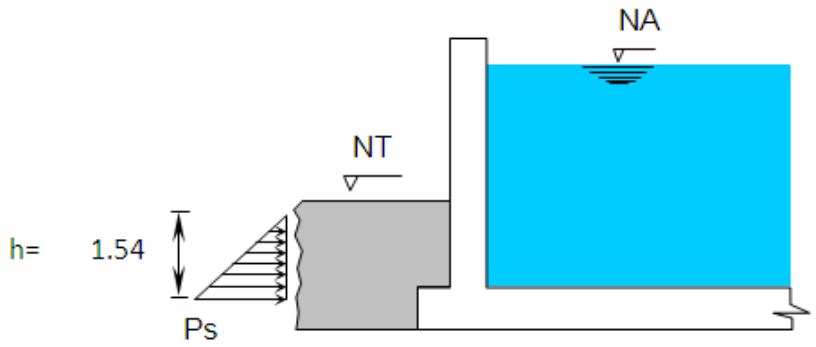
10.2.2 Análisis de cargas:

- **Empuje del terreno P_S.**
  - Coeficiente activo de presión de tierras K_A

$$K_A = \frac{1 - Sen\ \phi}{1 + Sen\ \phi}$$

$$K_A = \frac{1 - Sen\ 30}{1 + Sen\ 30} = 0.333$$

Figura 13. Empuje del terreno.

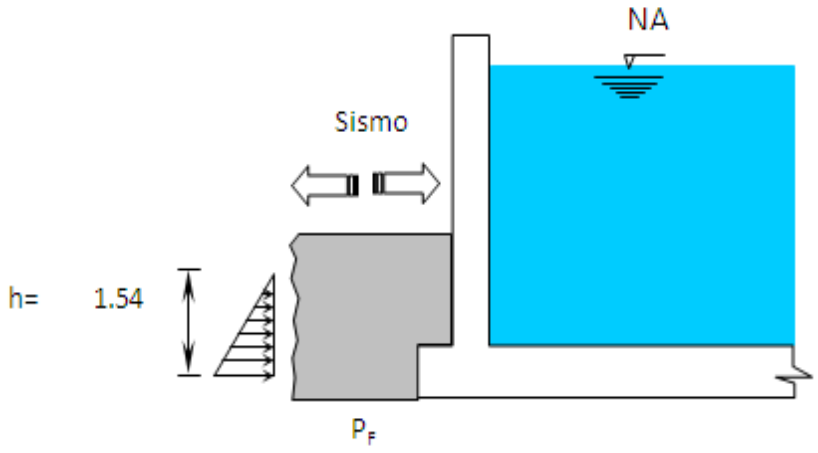


$$Ps = K_A \; x \; \gamma_s \; h$$

$$Ps = 0.33 \; x 1.75 \; T/m^3 \; x 1.54 \; m = 0.90 \; T/m^2$$

Empuje del sismo en el terreno P_F (Teoría de Mononobe Okabe - Priestley)

Figura 14. Empuje de sismo.

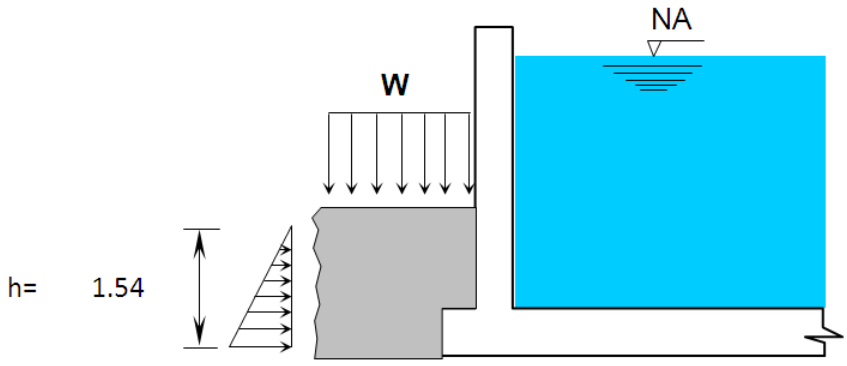


$$P_F = \frac{3}{4} x \; Aa \; x \; Ps$$

$$P_F = \frac{3}{4} x\ 0.30\ x\ 0.90\ T/m^2 = 0.20\ T/m^2$$

Empuje por sobrecarga P_C

Figura 15. Empuje por sobrecarga.



$$Pc = K_A\ x\ \gamma_s\ x\ hw$$

$$hW = \frac{W}{\gamma_s}$$

$$hW = \frac{0\ T/m^2}{1.75\ T/m^2} = 0$$

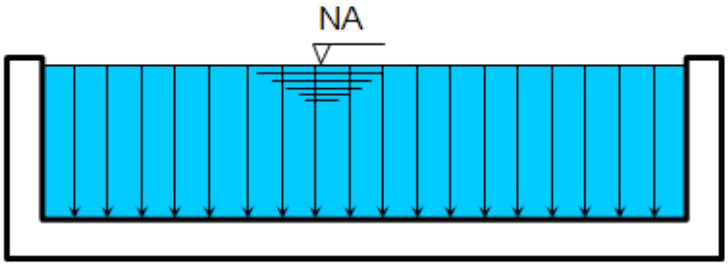
No existe sobrecarga sobre en el terreno, por lo tanto Pc= 0

Empuje hidrostático P_{WF}

Empuje hidrostático placa de fondo

Se aconseja adoptar la carga hidrostática en toda la altura del muro, por posibles obstrucciones de los aliviaderos (desagües), con lo que H= Hw=Ht =1.34 m.

Figura 16. Empuje hidrostático losa de fondo.



$$P_{wf} = \gamma_w \; x \; hw$$

$$P_{wf} = 1.0 \; x \; 1.02 = 1.34 \; T / m^2$$

Carga distribuida sobre la placa Pwf= 1.34 T/m^2

- Empuje hidrostático muros laterales Pw

Figura 17. Empuje hidrostático muros laterales.

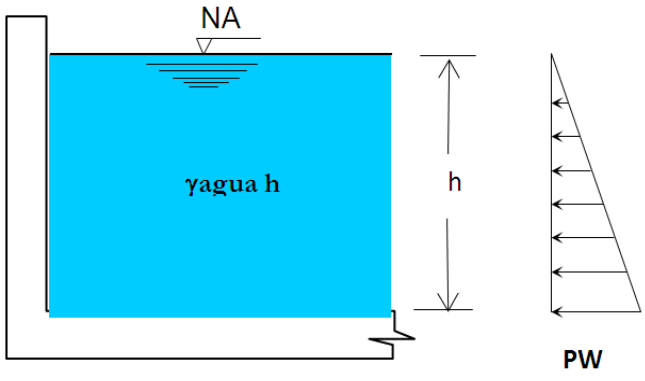
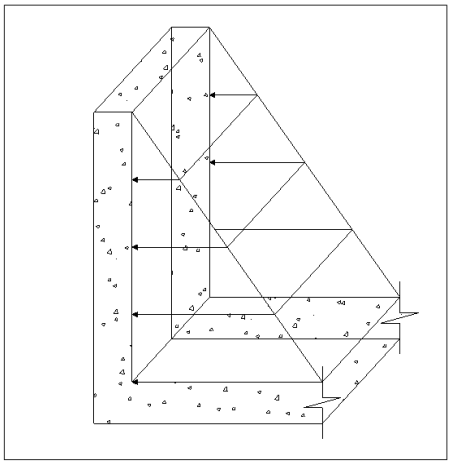


Tabla 47. Variación de la presión hidrostática con la altura.

h (m)	Pu (Ton m2)
0.22	0.22
0.45	0.45
0.67	0.67
0.89	0.89
1.12	1.12
1.34	1.34

Figura 18. Variación de la presión hidrostática con la altura.



$$P_w = \gamma_w \; x \; hw$$

$$P_w = 1.0 \; x \; 1.02 = 1.34 \; T / m^2$$

- Empuje hidrodinámico P_H

$$P_H = \frac{7}{8} x\ A_a\ x\ \gamma_w\ x\ hw$$

Figura 19. Empuje Hidrodinámico.

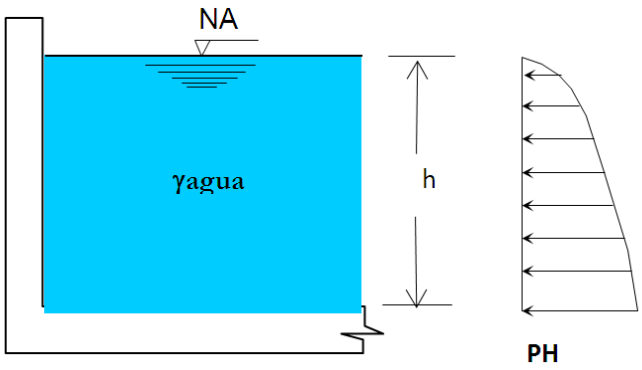
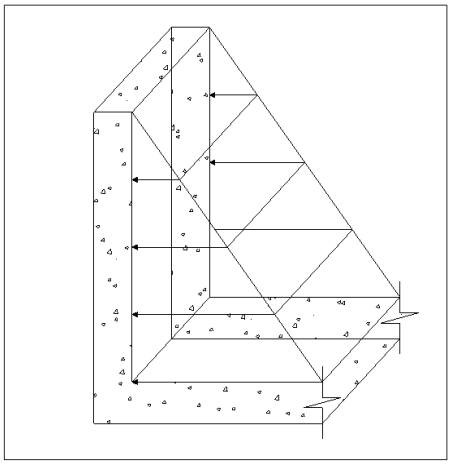


Tabla 48. Variación de la presión hidrodinámica con la altura.

h (m)	Pu (Ton m2)
0.00	0.00
0.45	0.12
0.67	0.18
0.89	0.23
1.12	0.29
1.34	0.35

Figura 20. Variación de la presión hidrodinámica con la altura.



$$P_H = \frac{7}{8} x\ 0.30\ x 1 x 1.34 = 0.35\ T/m^2$$

Combinaciones de carga

- Empuje del terreno

U1 = 1.30 (1.7 (P_S)+ 1.40 P_C + 1.0(P_F))

Pc = 0 Empuje por sobrecarga

Por lo tanto U1=1.30 (1.7 (P_S + 1.0(P_F))

- Empuje del liquido

Este puede producirse por pérdida de soporte lateral del terreno o por encontrarse la estructura apoyada superficialmente sobre el terreno.

U2 = 1.30 (1.7 P_W+1.10 P_H)

Por ser el desarenador un elemento contenedor de sedimentos se tendrá en cuenta el factor de 1.30 de las normas hidráulicas.

Empuje sobre la losa de piso:

El esfuerzo neto, será el peso total de la estructura (Wo) menos el peso de la losa de fondo, dividido entre el área de cimentación o de contacto con el terreno.

$$\sigma n = (\text{Wo - peso losa del fondo}) / \text{área de cimentación}$$

Se utilizará el método de la resistencia Ultima y Coeficientes de carga para el diseño de las diferentes estructuras.

10.2.3 Tanque de prueba:

- **Cálculo estructural de muro.** Acciones a considerar en el cálculo de la pared.

Empuje hidrostático:

$$U2 = 1.3\ x\ (1.7\ x\ 1.34\ \frac{T}{m^2} + 1.10\ \ x\ \ 0.35\ \frac{T}{m^2}),$$

$$U2 = 3.46\ \ T / m^2$$

Empuje de tierras:

$$U1 = 1.3\ x\ (1.7\ x\ 0.90\ \frac{T}{m^2} / + 0.20\ \frac{T}{m^2}),$$

$$U1 = 2.25\ \ T / m^2$$

Para el cálculo se considera un empuje activo de tierras siendo considerada la situación más desfavorable cuando el valor del ángulo de fricción ø=0º.

Carga actuante tanque de prueba CTP: Empuje hidrostático- Empuje de tierras

$$CTP = U2 - U1 = 3.46 - 2.25 = 1.22\ T/m^2$$

- **Armaduras mínimas en las paredes.**

Cara interior:

$$Asvmin1 = Ashmin1 = 0.0018 \text{ x } 100 \text{ cm x } 20\,cm = 3.6\ cm^2 \quad 1\ N3 @ 20\ cm$$

Cara exterior:

$$Asvmin2 = Ashmin2 = 0.0018 \text{ x } 100 \text{ cm x } 0.20\ cm = 3.6\ cm^2 \quad 1\ N3 @ 20\ cm$$

Separación entre barras [s]: C.20.2.4. NSR.98

$$S = 1\left(\frac{\text{área de la barra}}{\text{área de refuerzo requerida por metro de ancho}}\right)$$

- **Cálculo de la pared en estado limite último de flexión.** La envolvente de momentos flectores verticales del lado interior en la unión de las combinaciones C1 y C2 nos da:

Momento mayorado

En la parte superior:

$$M^{h/3} = +0.15 \text{ T - m}$$

$$\rho = \frac{f'c}{fy} \text{ x } 0.85 - \sqrt{0.85^2 - \frac{K}{0.59\ x\ \phi\ x\ f'c}} \geq 0.0033$$

Cuantía mínima para tanques y reservorios 0.003

Coeficiente de resistencia nominal K

$$K = \frac{M_{máx}}{bd^2}$$

$$K = \frac{0.15}{1 \text{ x } (0.20 - 0.05)^2} = 6.59 \ T/m^2$$

$$\rho = \frac{211 \text{ kg/cm}^2}{4200 \text{ kg/cm}^2} x\, 0.85 - \sqrt{0.85^2 - \frac{6.59 \text{ kg/cm}^2}{0.59 \ x\, 0.9 \ x\, 211 \text{ kg/cm}^2}} = 0.000176 \Rightarrow 0.0033 \ \rho_{min}$$

$$A_{sv1} = 0.0033 \text{ x } 100 \ x \ (20 - 5) = 4.95 \ cm^2 = 1 \ N\,4 @ 25 \ cm$$

- **Cálculo de la pared en estado limite último de esfuerzo cortante.**

Cortante al borde [V] (borde)

Carga máxima mayorada en la base.

$$qhd = 1.22 \ T/m^2$$

Se encuentran los máximos valores para las reacciones.

$$R_A = R_B = 0.5 \ x\, 1.22 \ T/m^2 \ x\, 3.60 \ m = 2.19 \ T/m$$

$$Vu = 2.19T$$

Por lo tanto:

$$vu = \frac{Vu}{b_w \text{ x } d} = \frac{2.19 \text{ T}}{0.20 \ x\, (1.34 - 0.05)} = 8.49 \ T/m\, 2 = 0.085 \ Mpa$$

La resistencia proporcionada por el concreto ø Vc. será:

$$\phi V_c = 0.85x \frac{\sqrt{f\ddot{}c}}{6} = 0.85\ x \frac{\sqrt{21.1}}{6} = 0.65\ Mpa$$

El hormigón resiste al cortante $vu < \phi V_c$

El concreto resiste al cortante no se necesitan flejes, pero por contracción y temperatura se adicionan por cuantía mínima.

- **Refuerzo por refracción y temperatura.** El valor de cuantía mínima por refracción y temperatura será de 0.0028 Tabla C.20-1 NSR.98

$$As = 0.0028 \quad \text{x } 100 \quad x \quad (15 - 4) = 3.08\ cm^2 = \quad 1 \quad N\,3 @ \ 23\ cm$$

Separación adoptada $= 1\ N3@20cm$

10.2.4 Estado activo:

- **Cálculo estructural de muro.** Se evalúan las cargas como la suma de presiones del conglomerado y sobrecarga del mismo

Acciones a considerar en el cálculo de la pared.

Empuje de tierras:

$$\text{U1} = 1.3\ x\ (1.7\ x\ 0.90\ \frac{T}{m^2} / + 0.20\ \frac{T}{m^2}),$$

$$\text{U1} = 2.25\ T / m^2$$

Para el cálculo se considera un empuje activo de tierras siendo considerada la situación más desfavorable cuando el valor del ángulo de fricción ø=0º.

Carga actuante tanque vacio CTV: Empuje de tierras

$$CTV = U1 = 2.25\ T/m^2$$

- **Armaduras mínimas en las paredes.**

Cara interior:

$$Asvmin1 = Ashmin1 = 0.0018 \text{ x } 100 \text{ cm x } 20\,cm = 3.6\ cm^2 \quad 1\ N3@20\ cm$$

Cara exterior:

$$Asvmin2 = Ashmin2 = 0.0018 \text{ x } 100 \text{ cm x } 0.20\ cm = 3.6\ cm^2 \quad 1\ N3@20\ cm$$

Separación entre barras [s]: C.20.2.4NSR.98

$$S = 1\left(\frac{\text{área de la barra}}{\text{área de refuerzo requerida por metro de ancho}}\right)$$

- **Cálculo de la pared en estado limite último de flexión.**

Combinación de acciones C1: U1

Momento mayorado.

En la parte superior: $M^{h/3} = +0.89\ T - m$

$$\rho = \frac{f'c}{fy} \text{ x } 0.85 - \sqrt{0.85^2 - \frac{K}{0.59\ x\ \phi\ x f'c}} \geq 0.0033$$

Cuantía mínima para tanques y reservorios 0.003

Coeficiente de resistencia nominal K

$$K = \frac{M_{máx}}{bd^2}$$

$$K = \frac{0.89}{1 \text{ x } (0.20 - 0.05)^2} = 39.49 \ T/m^2$$

$$\rho = \frac{211 \text{ kg/cm}^2}{4200 \text{ kg/cm}^2} x\, 0.85 - \sqrt{0.85^2 - \frac{39.49 \text{ kg/cm}^2}{0.59 \ x\, 0.9 \ x\, 211 \text{ kg/cm}^2}} = 0.001056 \Rightarrow 0.0033 \ \rho_{min}$$

$$A_{sv1} = 0.0033 \text{ x } 100 \ x \ (20 - 5) = 4.95 \ cm^2 = 1 \ N\,4 @ 25 \ cm$$

- **Cálculo de la pared en estado limite último de esfuerzo cortante.**

Cortante al borde [V] (borde)

Carga máxima mayorada en la base.

$$qhd = 2.25 \ T/m^2$$

Se encuentran los máximos valores para las reacciones.

$$R_A = R_B = 0.5 \ x\, 2.25 \ T/m^2 \ x\, 3.60 \ m = 4.05 \ T/m$$

$$Vu = 4.05 \text{ T}$$

Por lo tanto:

$$vu = \frac{Vu}{b_w \text{ x } d} = \frac{4.05 \text{ T}}{0.20 \ x\,(1.34 - 0.05)} = 15.69 \ T/m\,2 = 0.157 \ Mpa$$

La resistencia proporcionada por el concreto ø Vc. será:

$$\phi V_c = 0.85x \ \frac{\sqrt{f'c}}{6} = 0.85 \ x \frac{\sqrt{21.1}}{6} = 0.65 \ Mpa$$

El hormigón resiste al cortante $vu < \phi V_c$

El concreto resiste al cortante no se necesitan flejes, pero por contracción y temperatura se adicionan por cuantía mínima.

- **Refuerzo por refracción y temperatura.** El valor de cuantía mínima por refracción y temperatura será de 0.0028 TABLA C.20-1 NSR.98

$$As = 0.0028 \text{ x } 100 \; x \; (15 - 4) = 3.08 \; cm^2 = 1 \; N3 @ 23 \; cm$$

Separación adoptada $= 1 \; N3@20cm$

10.2.5 Estado pasivo:

- **Cálculo estructural de muro.** Cuando la caja está llena el empuje hidrostático tiene un componente en el empuje de la tierra, favoreciendo de esta manera la estabilidad del muro, determinado por el suelo, se tiene en cuenta la condición de rebosamiento. Se utilizara la hipótesis de que no existe la componente del suelo, para obtener el valor más critico

Acciones a considerar en el cálculo de la pared.

Empuje hidrostático:

$$U2 = 1.3 \, x \, (1.7 \, x 1.34 \, \frac{T}{m^2} + 1.10 \; x \; 0.35 \, \frac{T}{m^2})$$

$$U2 = 3.46 \; T / m^2$$

Carga actuante tanque lleno CTL: Empuje del agua.

$$CTL = U2 = 3.46 \; T / m^2$$

- **Armaduras mínimas en las paredes.**

Cara interior:

$$Asvmin1 = Ashmin1 = 0.0018 \text{ x } 100 \text{ cm x } 20\,cm = 3.6\ cm^2 \quad 1\ N3@20\ cm$$

Cara exterior:

$$Asvmin2 = Ashmin2 = 0.0018 \text{ x } 100 \text{ cm x } 0.20\ cm = 3.6\ cm^2 \quad 1\ N3@20\ cm$$

Separación entre barras [s]: C.20.2.4NSR.98

$$S = 1\left(\frac{\text{área de la barra}}{\text{área de refuerzo requerida por metro de ancho}}\right)$$

- **Cálculo de la pared en estado limite último de flexión.**

Combinación de acciones C1: U2

Momento mayorado.

En la parte superior:

$$M^{h/3} = +1.04 \text{ T - m}$$

$$\rho = \frac{f'c}{fy} \text{ x } 0.85 - \sqrt{0.85^2 - \frac{K}{0.59\ x\ \phi\ x f'c}} \geq 0.0033$$

Cuantía mínima para tanques y reservorios 0.003

Coeficiente de resistencia nominal K

$$K = \frac{M_{máx}}{bd^2}$$

$$K = \frac{1.04}{1 \text{ x } (0.20 - 0.05)^2} = 46.20\ T/m^2$$

$$\rho = \frac{211\ kg/cm^2}{4200\ kg/cm^2} x\ 0.85 - \sqrt{0.85^2 - \frac{46.20\ kg/cm^2}{0.59\ x\ 0.9\ x\ 211\ kg/cm^2}} = 0.001237 \Rightarrow 0.0033\ \rho_{min}$$

$$A_{sv1} = 0.0033\ \text{x}\ 100\ x\ (20 - 5) = 4.95\ cm^2 = 1\ N\ 4\ @\ 25\ cm$$

- **Cálculo de la pared en estado limite último de esfuerzo cortante.**

Cortante al borde [V] (borde)

Carga máxima mayorada en la base.

$$qhd = 3.46\ T/m^2$$

Se encuentran los máximos valores para las reacciones.

$$R_A = R_B = 0.5\ x\ 3.46\ T/m^2\ x\ 3.60\ m = 6.23\ T/m$$

$$Vu = 6.23\ T$$

Por lo tanto:

$$vu = \frac{Vu}{b_w\ x\ d} = \frac{6.23\ T}{0.20\ x\ (1.34 - 0.05)} = 24.15\ T/m\ 2 = 0.241\ Mpa$$

La resistencia proporcionada por el concreto ø Vc. será:

$$\phi V_c = 0.85x\ \frac{\sqrt{f'c}}{6} = 0.85\ x\ \frac{\sqrt{21.1}}{6} = 0.65\ Mpa$$

El hormigón resiste al cortante $vu < \phi V_c$
El concreto resiste al cortante no se necesitan flejes, pero por contracción y temperatura se adicionan por cuantía mínima.

- **Refuerzo por refracción y temperatura.** El valor de cuantía mínima por refracción y temperatura será de 0.0028 Tabla C.20-1 NSR.98

$$As = 0.0028 \quad x\,100 \quad x \quad (15 - 4) = 3.08\ cm^2 = \quad 1 \quad N3 @ 23\ cm$$

Separación adoptada $= 1\ N3@20cm$

Disposición de armaduras en las paredes del depósito
Refuerzo longitudinal externo: 1 N4 @ 25 cm
Refuerzo longitudinal interno: 1 N4 @ 25 cm
Refuerzo Transversal: 1 N3 @ 20 cm

10.2.6 Losas de concreto reforzado:

Numero de placas: 2, contra piso + cubierta

Tipo de Placas: Contra piso o solera. Losa maciza de concreto espesor 0.20 m
Cubierta. Loza maciza de concreto espesor 0.15 m

10.2.7 Diseño de la placa de cubierta:

Datos.

- Materiales

Hormigón con resistencia nominal del concreto a la compresión f'c = 210 kgf/cm²

Resistencia nominal a la fluencia del acero de refuerzo: fy = 4,200 kgf/cm²

- Sección:

b = 1 m
Espesor adoptado t: 15 cm
d = 11 cm (Distancia de la fibra externa sometida a compresión al centroide del refuerzo sometido a tensión)

- **Carga de diseño.** La carga total mayorada U se estima de acuerdo a la expresión:

$$U = 1.4\ _{CM} + 1.7\ _{CV}$$

Donde:

H = carga debida al empuje lateral del suelo o presión hidrostática
C_M : Carga Muerta (T/m^2), Peso propio de la placa 0.36 T/m^2
C_V : Carga Viva (T/m^2), 10% de C_M = 0.036 T/m^2

Carga de diseño mayorada CU T/m^2

$$CU = 1.4\ x\ 0.36 + 1.7\ x\ 0.036 = 0.565\ \text{T/m2}$$

- **Análisis de carga.**

Carga de diseño qu = Cu x b = 0.565 T/m^2 x 1 m = 0.565 T/m

Momento mayorado en la placa de fondo Mu

Donde l es la luz menor en este caso 3.2 m

$$Mu = \frac{1}{8}\ x\ qu\ x\ l^2$$

$$Mu = \frac{1}{8}\ x\ 0.565\ \text{T/m}\ x\ 3.2\ m^2 = 0.72\ T - m$$

Con el momento actuante se halla la cuantía de diseño.

$$\rho = \frac{\text{f´c}}{\text{fy}}\ \text{x}\ \left[\ 0.85 - \sqrt{0.85^2 - \frac{K}{0.59\ x\ \phi\ x\ \text{f´c}}} \geq 0.0033\ \right]$$

Coeficiente de resistencia nominal K

$$K = \frac{M_A}{u \; x \; d^2}$$

$$d = b - d' = 0.15 \; m - 0.04 \; m = 0.11 \; m$$

$$K = \frac{0.72 \; T - m}{1 \, m \; x \; 0.11 \; m^2} = 0.005950 \quad T / cm^2$$

$$\rho = \frac{211 \text{ kg/cm}^2}{4200 \text{ kg/cm}^2} \text{ x } 0.85 - \sqrt{0.85^2 - \frac{0.000005950 \text{ kg/cm}^2}{0.59 \; x \; 0.9 \; x \; 211 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$\rho = 0.0016 \Rightarrow 0.0033 \; \rho_{min}$$

$$As_{Lon} = 0.0033 \text{ x } 100 \; x \; (15 - 4) = 3.63 \; cm^2 = 1 \; N3 @ 20 \; cm$$

El refuerzo principal se realiza en ambos sentidos en cada cara

- **Refuerzo por refracción y temperatura.** El valor de cuantía mínima por refracción y temperatura será de 0.0028 Tabla C.20-1 NSR.98

$$As = 0.0028 \text{ x } 100 \; x \; (15 - 4) = 3.08 \; cm^2 = 1 \; N3 @ 20 \; cm$$

Separación adoptada $= 1 \; N3@20cm$
Disposición de armaduras en la placa de cubierta.
Refuerzo longitudinal superior: 1 N3 @ 20 cm
Refuerzo longitudinal inferior: 1 N3 @ 20 cm
Refuerzo Transversal: 1 N3 @ 20 cm

10.2.8 Diseño de la placa de solera o contra piso. La condición de diseño seleccionada corresponde a aquella en la cual el tanque se encuentra lleno de agua, la cual es la condición de diseño más crítica.

Se asume un espesor de losa e de 0.20 m

B = 1 m
L = 3.60 m (Longitud de losa)
d = 13 cm (Dist. de la fibra externa sometida a compresión al centroide del refuerzo sometido a tensión)
d‘ = 0.07 m (Recubrimiento)
γ_{Cto} = 2.40 T/m^3 (Peso Específico del Concreto)
γ_w = 1 T/m^3 (Peso Específico del agua)

- **Carga de diseño.** La carga total mayorada U se estima de acuerdo a la expresión: Para cargas verticales y horizontales (empuje lateral o presión hidrostática) combinadas.

$$U = 1.4\ C_M + 1.7\ C_V + 1.7\ H$$

Donde:

H = carga debida al empuje lateral del suelo o presión hidrostática
C_M : Carga Muerta (T/m^2)
C_V : Carga Viva (T/m^2)

- **Análisis de carga.** Acciones a ser consideradas en el cálculo de la losa, se tendrá en cuenta la carga muerta y la carga debida al empuje de la presión hidrostática.

Peso propio losa:

$$ppl = e_l \,.\, \mathrm{B} \,.\, a \,.\, \gamma\ \mathrm{Cto}$$

$$C_M = 0.20\ m\ x\ 1.0\ m\ x\ 2.4\ T/\mathrm{m}^3 = 0.48\ T\ /\ m$$

Peso por sobrecarga cuando el tanque se encuentra con lodos.

$$ppsc = 0.30 \text{ T/m}^2$$

Presión hidrostática.

$$ph = lu.\text{B}..\gamma_w$$
$$ph = 1.34 \ m \ x 1 \ m \ .\text{x} \ 1 T/\text{m}^3 = 1.34 \ T \ / \ m$$

Carga de diseño mayorada q_u:

$$q_u = 1.4 \ x \ 0.78 \ + 1.7 \ x 1.34 \ = 3.37 \ \ T \ / \ m$$

Esfuerzo neto desarrollado

Carga total de servicio:

ppl = peso propio de la losa = 2.08 T
ppsc= peso por sobrecarga =1.22 T
ppli = peso propio del liquido =5.14T
Carga total de servicio=8.44 T
Carga total ultima de diseño= 8.44 x 1.2 = 10.13 T

$$\text{Área mínima de contacto} = \frac{\text{Carga total de servicio}}{\text{capacidad portante del suelo}} = \frac{8.44 \ T}{7.5 \ T \ / \ m^2} = 1.12 \ m^2$$

Longitud mínima de cimentación:

$$L = \sqrt{\text{Área mínima de contacto}} = \sqrt{12.01 \ m^2} = 1.06 \ m$$

Se adopta como longitud de cimentación 3.6 correspondiente a la longitud mayor del tanque.

$$\text{Esfuerzo neto} = \frac{\text{Carga total ultima de diseño}}{(\text{Longitud de cimentació n})^2} = \frac{10.13\ T}{(3.6\ m)^2} = 0.78\ T/m^2$$

$0.78\ T/m^2 < 7.5\ T/m^2$

La longitud de cimentación es suficiente.

Esfuerzo neto de diseño= $0.78\ T/m^2$

Carga de diseño = 0.78 T/m2 /b = 0.78 T/m2/1m = 0.78 T/m

Momento mayorado en la placa de fondo Mu

$$Mu = \frac{1}{8} x\ qu\ x\ l^2$$

$$Mu = (\frac{1}{8} x\ 0.78\ T/m\ x\ 1m^2) / 3.6 = 0.027\ T-m$$

Con el momento actuante se halla la cuantía de diseño.

$$\rho = \frac{f'c}{fy}\ x\ \left[0.85 - \sqrt{0.85^2 - \frac{K}{0.59\ x\ \phi\ x f'c}} \geq 0.0033 \right]$$

Coeficiente de resistencia nominal K

$$K = \frac{M_A}{u\ x\ d^2}$$

$$d = b - d' = 0.20\ m - 0.07\ m = 0.13\ m$$

$$K = \frac{0.0027 \quad T - m}{1\,m \;x\; 0.13\;\; m^{2}} = 0.00016 \quad T / cm^{2}$$

$$\rho = \frac{211 \text{ kg/cm}^{2}}{4200 \text{ kg/cm}^{2}} \text{ x } 0.85 - \sqrt{0.85^{2} - \frac{0.00000016 \text{ kg/cm}^{2}}{0.59 \;x\; 0.9 \;x\; 211 \text{ kg/cm}^{2}}}$$

$$\rho = 0.000042 \quad \Rightarrow \quad 0.0028 \quad \rho_{\min}$$

$$As_{\text{Lon}} = 0.0028 \text{ x } 100 \;x\; (20 - 7) = 3.64\ cm^{2} = \quad 1 \;\; N3 @ 20\ cm$$

El refuerzo principal se realiza en ambos sentidos en cada cara

- **Refuerzo por refracción y temperatura.** El valor de cuantía mínima por refracción y temperatura será de 0.0028 TABLA C.20-1 NSR.98

$$As = 0.0028 \text{ x } 100 \;x\; (20 - 7) = 3.64\ cm^{2} = \quad 1 \;\; N3 @ 20\ cm$$

Separación adoptada $= 1 \;\; N3 @ 20 cm$
Disposición de armaduras en la placa de cubierta.
Refuerzo longitudinal superior: 1 N3 @ 20 cm
Refuerzo longitudinal inferior: 1 N3 @ 20 cm
Refuerzo Transversal: 1 N3 @ 20 cm

10.3 FILTRO DINAMICO

10.3.1 Diseño de las paredes. Las paredes se consideran como muros en voladizo.

De acuerdo con las características constructivas, la mayor carga sobre los muros es la ejercida por el agua, desde el interior de los módulos hacia la parte externa del mismo.

- **Dimensiones.** Los Módulos del filtro presentan las siguientes medidas:

Altura Total Muros (H_M) : 0.9 m
Ancho : 1.35 m

- **Carga de diseño.** Se estima de acuerdo con la siguiente expresión:

$$q_D = F_S(\gamma_{WL} H_W^{\,2}) / 2$$

q_D = Carga de Diseño (T/m)
γ_{WL} = 1.90 T/m^3 (Peso Específico del Agua + lecho)
H_W = 0.90 m (Altura Máxima de la Lámina de Agua en los Módulos del filtro)
e = 0.15 m (Espesor del Muro)
d = 0.11 m (Distancia de la fibra externa sometida a compresión al centroide del refuerzo sometido a tensión)
F_{WS} = 1.70 m (Factor de Seguridad)

$q_D = 1.70 \times (1.90 \times 0.9^2)/2 = 1.308$ T/m

$q_D \approx 1.31$ T/m

- **Momento del empuje**. Los Momentos resultantes de acuerdo con las características dimensionales del filtro son:

$$M_A = q_D \; x \; H_M / 3$$

$M_A = 1.31$T/m x 0.9 / 3 = 0.393 T.m
$M_A \approx 0.39$ T.m

- **Área de refuerzo.** El área de refuerzo requerida de acuerdo con la siguiente metodología:

$$K_A = \frac{100 * M_A}{b * d^2}$$

M_A = 0.39 T.m (Momento de Empotramiento de los Muros en los Extremos)
b = 100 cm (Segmento del Muro considerado)
d = 11 cm (Distancia de la fibra externa sometida a compresión al centroide del refuerzo sometido a tensión)

$K_A = 100 \times 0.39 / (100 \times 11^2) = 0.003223$ T/cm^2
$K_A \approx 0.0032$ T/cm^2

La Cuantía es:

$$\rho = f'c[0.85 - (0.85^2 - 1000 x K_A / (0.59 x 0.9 x f'c))^{0.50}] / f_y$$

ρ : Cuantía de Acero
K_A = 0.0032 T/cm^2
f´c = 210 Kg/cm^2 (Resistencia del Hormigón a la Compresión)
fy = 4200 Kg/cm^2 (Límite del Esfuerzo a la Fluencia del acero de refuerzo)

$\rho = 210x[0.85 - (0.85^2 - 1000x0.0032/(0.59x0.90x210))^{0.50}]/4200$
$\rho = 0.00085$
$\rho \approx 0.0009$

Puesto que la Cuantía Requerida, es Menor que la Cuantía Mínima, se Adopta Cuantía Mínima:

$\rho = 0.0033$

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

As = 0.0033x100cmx11cm = **3.60 cm^2/m**

Adoptando Varillas **Ø = 1/2" cada 0.25 m**. El área de refuerzo resultante es:

As = 4 x 1.29cm^2 = 5.16 cm^2 > 3.60 cm^2/m

El Refuerzo Principal calculado se realizará en ambas caras de los muros.

- **Refuerzo por temperatura.** El Refuerzo Horizontal por temperatura para los muros de los módulos del filtro, se estima con la cuantía mínima:

$\rho \approx$ **0.0028**

As = ρbd = 0.0028x100cmx11cm= **3.08 cm^2/m**

Adoptando Varillas **Ø = 3/8" cada 0.20 m**. El área de refuerzo resultante es:

As = 5x0.71 cm^2 = 3.55 cm^2 > 3.08 cm^2/m

10.3.2 Diseño de la losa de fondo. La Losa del Fondo de los filtros, se diseña como una placa empotrada en los cuatro (4) lados (Paredes). La condición de diseño seleccionada corresponde a aquella en la cual los filtros se encuentran llenos de agua, la cual es la Condición de Diseño más Crítica.

Las dimensiones internas de los filtros son las siguientes:

Altura (H)	:	0.9 m (Sin Incluir la Losa de Fondo)
Espesor Muro (b_M)	:	0.15 m
Recubrimiento	:	0.040 m
f´c	:	3000 psi
fy	:	60000 psi

- **Carga de diseño.** La Carga de diseño se estima de acuerdo con la siguiente expresión:

$$q_D = 1.40C_M + 1.70C_V$$

q_D : Carga de Diseño (T/m^2)
C_M : Carga Muerta (T/m^2)
C_V : Carga Viva (T/m^2)
γ_{WL} = 1.90 T/m^3 (Peso Específico del Agua + Lecho)
γ_{Cto} = 2.40 T/m^3 (Peso Específico del Concreto)
H_u = 0.61 m (Altura útil)
L_u = 2.80 m (Longitud útil)
B_u = 1.35 m (Ancho útil)
L = 3.10 m (Longitud)
B = 1.65 m (Ancho)
e = 15 cm (Espesor de la Losa de Fondo)
d = 0.11 m (Distancia de la fibra externa sometida a compresión al centroide del refuerzo sometido a tensión)

- **Carga muerta.**

C_M = (Peso propio placa de fondo) + (Peso propio muros)

$$C_M = \frac{\gamma_{Cto} * e}{100} + (\gamma_{Cto} * H)$$

C_M = (2.4x15/100) + (2.4x0.9)
C_M = 2.52 T/m^2

- **Carga viva.**

C_V = (Peso del liquido) / (Área de influencia)

$$C_V = \frac{H_u * B_u * L_u * \gamma_{WL}}{B_u * L_u}$$

C_V = (0.61x1.35x2.80x1.90) / (1.35x2.80)
C_V = 1.159 t/m^2

- **Carga de diseño.**

$$q_D = 1.40C_M + 1.70C_V$$

q_D = (1.40x2.52) + (1.70x1.159)
q_D = 5.498 t/m^2
La losa de fondo se calcula adoptando una sección de 1.00mx1.00m, con carga uniformemente distribuida, para lo cual, el momento máximo es:

- **Carga última de diseño (Pu).**

$$Pu = 1.02\ x\ Ps$$

$$Ps = P_M + P_V$$

Donde:

P_M = (Peso propio placa de fondo) + (Peso propio muros)
P_V = (Peso del liquido)

$$P_M = \frac{\gamma_{Cto} * L * B * e}{100} + (\gamma_{Cto} * H * b_M * ((L * 2) + (B * 3)))$$

P_M = ((2.4x3.10x1.65x15/100) + (2.4x0.15x0.9x((3.10x2)+(1.65x3)))

P_M = 5.45 T

$$P_V = (H_u * B_u * L_u * \lambda_{WL})$$

P_V = (0.61x1.35x2.80x1.90)
P_V = 4.38 T

Finalmente :

Ps = 10.30 T

Pu = 10.51 T

Área mínima de contacto : Pu / Presión admisible de contacto
Área mínima de contacto : 10.51 T / 10 T/m^2
Área mínima de contacto : 1.05 m^2

Área de contacto : B x L
Área de contacto : 1.65m x 3.10m
Área de contacto : 5.12 m^2

Esfuerzo neto : Pu / Área de contacto
Esfuerzo neto : 10.51 T / 5.12 m^2
Esfuerzo neto : 2.05 T/ m^2

Chequeo de esfuerzos: Esfuerzo neto < Presión máxima admisible de contacto : 2.05 T/ m^2 < 10 T/ m^2 Ok.

Carga de diseño : Esfuerzo neto / (Aferencia de Losa)^2
Carga de diseño : 2.05 T/ m^2 / 1m^2
Carga de diseño : 2.05 T

Momento máximo : Carga de diseño x Aferencia de Losa
Momento máximo : 2.05 T x 1m
Momento máximo : 2.05 T.m

M_A = Momento máximo / L
M_A = 2.05 T.m / 3.10 m
M_A = 0.66 T.m

- **Área de refuerzo.** El área de refuerzo requerida es:

$$K_A = \frac{100 * M_A}{b * d^2}$$

M_A = 0.66 T.m/m (Momento en el centro de la Losa)
b = 100 cm (Segmento de Losa de fondo considerada)
d = 11 cm (Distancia de la fibra externa sometida a compresión al centroide del refuerzo sometido a tensión)
K_A = 100x0.66 / (100x11^2) = 0.0054 T/cm^2
K_A ≈ 0.0055 T/cm^2

La Cuantía es:

$$\rho = f'c * [0.85 - (0.85^2 - 1000K_A / (0.59 * 0.9 * f'c))^{0.50}] / f_y$$

ρ : Cuantía de Acero
K_A = 0.0055 T/cm^2
f´c = 210 Kg/cm^2 (Resistencia del hormigón a la compresión)
fy = 4200 Kg/cm^2 (Límite del esfuerzo a la fluencia del acero de refuerzo)

ρ = 210x[0.85–(0.85^2 – 1000x0.0055/(0.59x0.9x210))$^{0.50}$]/4200 = 0.0015

ρ ≈ 0.0015

Puesto que la cuantía requerida, es menor que la cuantía mínima, se adopta cuantía mínima:

ρ = 0.0033

As = ρbd = 0.0033x100cmx11cm = **3.63 cm^2/m**

Adoptando Varillas **Ø = 1/2" cada 0.25 m**. El área de refuerzo resultante es:

As = 4x1.29 = 5.16 cm^2 > 3.63 cm^2/m

El Refuerzo Principal calculado se realizará en Ambos Sentidos, en Cada Cara.

- **Refuerzo por temperatura.** El Refuerzo transversal por temperatura para la losa maciza de los módulos del filtro, se estima con la cuantía mínima:

$\rho \approx$ **0.0028**

As = ρbd = 0.0028x100cmx11cm= **3.08 cm^2/m**

Adoptando Varillas **Ø = 3/8" cada 0.20 m**. El área de refuerzo resultante es:

As = 5x0.71 cm^2 = 3.55 cm^2 > 3.08 cm^2/m

10.4 FILTRO GRUESO ASCENDENTE

10.4.1 Diseño de las paredes. Las paredes se consideran como muros en voladizo.

De acuerdo con las características constructivas, la mayor carga sobre los muros es la ejercida por el agua, desde el interior de los módulos hacia la parte externa del mismo.

- **Dimensiones.** Los Módulos del filtro presentan las siguientes medidas:

Altura Total Muros (H_M) : 1.40 m
Ancho : 2.80 m

- **Carga de diseño.** Se estima de acuerdo con la siguiente expresión:

$$q_D = F_S(\gamma_{WL} H_W^{\,2}) / 2$$

q_D = Carga de Diseño (T/m)
γ_{WL} = 1.90 T/m^3 (Peso específico del agua + lecho)
H_W = 1.40 m (Altura máxima de la lámina de agua en los módulos del filtro)
e = 0.15 m (Espesor del Muro)
d = 0.11 m (Distancia de la fibra externa sometida a compresión al centroide del refuerzo sometido a tensión)

F_{WS} = 1.70 m (Factor de Seguridad)

$q_D = 1.70 \times (1.90 \times 1.40^2)/2 = 3.17$ T/m
$q_D \approx 3.17$ T/m

- **Momento del empuje**. Los Momentos resultantes de acuerdo con las características dimensionales del filtro son:

$$M_A = q_D \; x \; H_M \; / \; 3$$

$M_A = 3.17$ T/m x 1.40 / 3 = 1.48 T.m
$M_A \approx 1.48$T.m

- **Área de refuerzo.** El área de refuerzo requerida de acuerdo con la siguiente metodología:

$$K_A = \frac{100 * M_A}{b * d^2}$$

M_A = 1.48 T.m (Momento de Empotramiento de los Muros en los Extremos)
b = 100 cm (Segmento del Muro considerado)
d = 11 cm (Distancia de la fibra externa sometida a compresión al centroide del refuerzo sometido a tensión)
$K_A = 100 \times 1.48 / (100 \times 11^2) = 0.0122$ T/cm^2
$K_A \approx 0.012$ T/cm^2

La Cuantía es:

$$\rho = f'c[0.85 \; - \; (0.85^2 \; - \; 1000 x K_A \; / \; (0.59 x 0.9 x f'c))^{0.50}] \; / \; f_y$$

ρ : Cuantía de Acero
K_A = 0.012 T/cm^2
f´c = 210 Kg/cm^2 (Resistencia del Hormigón a la Compresión)
fy = 4200 Kg/cm^2 (Límite del esfuerzo a la fluencia del acero de refuerzo)

$\rho = 210x[0.85 – (0.85^2 – 1000x0.012/(0.59x0.90x210))^{0.50}]/4200$

$\rho \approx 0.0034$

Luego:

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

As = 0.0034x100cmx11cm = **3.70 cm^2/m**

Adoptando Varillas **Ø = 1/2" cada 0.25 m**. El área de refuerzo resultante es:

As = 4 x 1.29cm^2 = 5.16 cm^2 > 3.70 cm^2/m

El Refuerzo Principal calculado se realizará en ambas caras de los muros.

- **Refuerzo por temperatura.** El Refuerzo Horizontal por temperatura para los muros de los módulos del filtro, se estima con la cuantía mínima:

$\rho \approx 0.0028$

As = ρbd = 0.0028x100cmx11cm= **3.08 cm^2/m**

Adoptando Varillas **Ø = 3/8" cada 0.20 m**. El área de refuerzo resultante es:

As = 5x0.71 cm^2 = 3.55 cm^2 > 3.08 cm^2/m

10.4.2 Diseño de la losa de fondo. La Losa del Fondo de los filtros, se diseña como una placa empotrada en los cuatro (4) lados (Paredes). La condición de diseño seleccionada corresponde a aquella en la cual los filtros se encuentran llenos de agua, la cual es la Condición de Diseño más Crítica.

Las dimensiones internas de los filtros son las siguientes:

Altura (H) : 1.40 m (Sin Incluir la Losa de Fondo)
Espesor Muro (b_M) : 0.15 m
Recubrimiento : 0.040 m

f´c : 3000 psi
fy : 60000 psi

- **Carga de diseño.** La Carga de diseño se estima de acuerdo con la siguiente expresión:

$$q_D = 1.40C_M + 1.70C_V$$

q_D : Carga de Diseño (T/m^2)
C_M : Carga Muerta (T/m^2)
C_V : Carga Viva (T/m^2)
γ_{WL} = 1.90 T/m^3 (Peso específico del agua + lecho)
γ_{Cto} = 2.40 T/m^3 (Peso específico del concreto)
H_u = 1.20 m (Altura útil)
L_u = 4.45 m (Longitud útil)
B_u = 2.80 m (Ancho útil)
L = 4.75 m (Longitud)
B = 3.10 m (Ancho)
e = 15 cm (Espesor de la losa de fondo)
d = 0.11 m (Distancia de la fibra externa sometida a compresión al centroide del refuerzo sometido a tensión)

- **Carga muerta.**

C_M = (Peso propio placa de fondo) + (Peso propio muros)

$$C_M = \frac{\gamma_{Cto} * e}{100} + (\gamma_{Cto} * H)$$

C_M = (2.4x15/100) + (2.4x1.40)
C_M = 3.72 T/m^2

- **Carga viva.**

C_V = (Peso del liquido) / (Área de influencia)

$$C_V = \frac{H_u * B_u * L_u * \gamma_{WL}}{B_u * L_u}$$

C_V = (1.20x2.80x4.45x1.90) / (2.80x4.45)
C_V = 2.28 T/m^2

- **Carga de diseño.**

$q_D = 1.40C_M + 1.70C_V$
q_D = (1.40x3.72) + (1.70x2.28)
q_D = 9.08 T/m^2

La Losa de Fondo se calcula adoptando una sección de 1.00mx1.00m, con carga uniformemente distribuida, para lo cual, el Momento máximo es:

- **Carga última de diseño (Pu).**

$$Pu = 1.02\ x\ Ps$$

$$Ps = P_M + P_V$$

Donde:

P_M = (Peso propio placa de fondo) + (Peso propio muros)
P_V = (Peso del liquido)

$$P_M = \frac{\gamma_{Cto} * L * B * e}{100} + (\gamma_{Cto} * H * b_M * ((L * 2) + (B * 3)))$$

P_M = ((2.4x4.75x3.10x15/100) + (2.4x0.15x1.40x((4.75x2)+(3.10x3)))

P_M = 14.78 T

$$P_V = (H_u * B_u * L_u * \gamma_{WL})$$

P_V = (1.20x2.80x2.80x4.45)

P_V = 28.41 T

Finalmente :

Ps = 43.19 T

Pu = 44.05 T

Área mínima de contacto : Pu / Presión admisible de contacto
Área mínima de contacto : 44.05 T / 10 T/m^2
Área mínima de contacto : 4.405 m^2

Área de contacto : B x L
Área de contacto : 3.10m x 4.75m
Área de contacto : 14.73 m^2

Esfuerzo neto : Pu / Área de contacto
Esfuerzo neto : 44.05 T / 14.73 m^2
Esfuerzo neto : 2.99 T/ m^2

Chequeo de esfuerzos: Esfuerzo neto < Presión máxima admisible de contacto : 2.99 T/ m^2 < 10 T/ m^2 Ok.

Carga de diseño : Esfuerzo neto / (Aferencia de losa)^2
Carga de diseño : 2.99 T/ m^2 / 1m^2
Carga de diseño : 2.99 T

Momento máximo : Carga de diseño x Aferencia de Losa
Momento máximo : 2.99 T x 1m
Momento máximo : 2.99 T.m

M_A = Momento máximo / L
M_A = 2.99 T.m / 4.75 m
M_A = 0.63 T.m

- **Área de refuerzo.** El área de refuerzo requerida es:

$$K_A = \frac{100 * M_A}{b * d^2}$$

M_A = 0.63 T.m/m (Momento en el centro de la losa)
b = 100 cm (Segmento de losa de fondo considerada)
d = 11 cm (Distancia de la fibra externa sometida a compresión al centroide del refuerzo sometido a tensión)
K_A = 100x0.63 / (100x11^2) = 0.000.0052 T/cm^2
K_A ≈ 0.0052 T/cm^2

La Cuantía es:

$$\rho = f'c * [0.85 - (0.85^2 - 1000K_A / (0.59 * 0.9 * f'c))^{0.50}] / f_y$$

ρ : Cuantía de Acero
K_A = 0.0052 T/cm^2
f´c = 210 Kg/cm^2 (Resistencia del Hormigón a la Compresión)
fy = 4200 Kg/cm^2 (Límite del Esfuerzo a la Fluencia del acero de refuerzo)

ρ = 210x[0.85–(0.85^2 – 1000x0.0052/(0.59x0.9x210))$^{0.50}$]/4200 = 0.0015

$\rho \approx$ 0.0014

Puesto que la Cuantía Requerida, es Menor que la Cuantía Mínima, se Adopta Cuantía Mínima:

ρ = 0.0033

As = ρbd = 0.0033x100cmx11cm = **3.63 cm^2/m**

Adoptando Varillas **Ø = 1/2" cada 0.25 m**. El área de refuerzo resultante es:

As = 4x1.29 = 5.16 cm^2 > 3.63 cm^2/m

El Refuerzo Principal calculado se realizará en Ambos Sentidos, en Cada Cara.

- **Refuerzo por temperatura.** El Refuerzo transversal por temperatura para la losa maciza de los módulos del filtro, se estima con la cuantía mínima:

$\rho \approx$ 0.0028

As = ρbd = 0.0028x100cmx11cm= **3.08 cm^2/m**

Adoptando Varillas **Ø = 3/8" cada 0.20 m**. El área de refuerzo resultante es:
As = 5x0.71 cm^2 = 3.55 cm^2 > 3.08 cm^2/m

10.5 FILTRO LENTO EN ARENA

10.5.1 Diseño de las paredes. Las paredes se consideran como muros en voladizo.

De acuerdo con las características constructivas, la mayor carga sobre los muros es la ejercida por el agua, desde el interior de los módulos hacia la parte externa del mismo.

Los Módulos del filtro presentan las siguientes medidas:

- **Dimensiones.** Los módulos del filtro presentan las siguientes medidas:

Altura Total Muros (H_M) : 1.95 m
Ancho : 3.25 m

- **Carga de Diseño**. Se estima de acuerdo con la siguiente expresión:

$$q_D = F_S(\gamma_{WL} H_W^{\,2}) / 2$$

q_D = Carga de Diseño (T/m)
γ_{WL} = 1.90 T/m^3 (Peso específico del agua + lecho)
H_W = 1.95 m (Altura máxima de la lámina de agua en los módulos del filtro)
e = 0.20 m (Espesor del Muro)
d = 0.16 m (Distancia de la fibra externa sometida a compresión al centroide del refuerzo sometido a tensión)
F_{WS} = 1.70 m (Factor de seguridad)

q_D = 1.70 x (1.90 x 1.95^2)/2 = 6.141 T/m

$q_D \approx$ 6.14 T/m

- **Momento del empuje**. Los Momentos resultantes de acuerdo con las características dimensionales del filtro son:

$$M_A = q_D \; x \; H_M / 3$$

M_A = 6.14T/m x 1.95 / 3 = 3.99 T.m
$M_A \approx$ 3.99 T.m

- **Área de refuerzo.** El área de refuerzo requerida de acuerdo con la siguiente metodología:

$$K_A = \frac{100 * M_A}{b * d^2}$$

M_A = 3.99 T.m (momento de empotramiento de los muros en los extremos)
b = 100 cm (Segmento del muro considerado)
d = 16 cm (Distancia de la fibra externa sometida a compresión al centroide del refuerzo sometido a tensión)
K_A = 100 x 3.99/ (100 x 16^2) = 0.01559 T/cm^2
$K_A \approx$ 0.0156 T/cm^2

La Cuantía es:

$$\rho = f'c[0.85 - (0.85^2 - 1000 x K_A / (0.59 x 0.9 x f'c))^{0.50}] / f_y$$

ρ : Cuantía de Acero
K_A = 0.0156 T/cm^2
f´c = 210 Kg/cm^2 (Resistencia del Hormigón a la Compresión)
fy = 4200 Kg/cm^2 (Límite del Esfuerzo a la Fluencia del acero de refuerzo)

$\rho = 210x[0.85 – (0.85^2 – 1000x0.0156/(0.59x0.90x210))^{0.50}]/4200$

$\rho \approx 0.0043$

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

As = ρbd = 0.0043x100cmx16cm = **6.88 cm^2/m**

Adoptando Varillas **Ø = 5/8" cada 0.25 m**. El área de refuerzo resultante es:

As = 4 x 1.99cm^2 = 7.96 cm^2 > 6.88 cm^2/m

El Refuerzo Principal calculado se realizará en ambas caras de los muros.

- **Refuerzo por temperatura.** El Refuerzo Horizontal por temperatura para los muros de los módulos del filtro, se estima con la cuantía mínima:

$\rho \approx 0.0028$

As = ρbd = 0.0028x100cmx16cm= **4.48 cm^2/m**

Adoptando Varillas **Ø = 1/2" cada 0.25 m**. El área de refuerzo resultante es:
As = 4 x 1.29 cm^2 = 5.16 cm^2 > 4.48 cm^2/m

10.5.2 Diseño de la losa de fondo. La Losa del Fondo de los filtros, se diseña como una placa empotrada en los cuatro (4) lados (Paredes). La condición de diseño seleccionada corresponde a aquella en la cual los filtros se encuentran llenos de agua, la cual es la Condición de Diseño más Crítica.

Las dimensiones internas de los filtros son las siguientes:

Altura (H)	:	1.95 m (Sin Incluir la Losa de Fondo)
Espesor Muro (b_M)	:	0.20 m
Recubrimiento	:	0.040 m
f´c	:	3000 psi
fy	:	60000 psi

- **Carga de diseño.** La Carga de diseño se estima de acuerdo con la siguiente expresión:

$$q_D = 1.40C_M + 1.70C_V$$

q_D : Carga de Diseño (T/m^2)
C_M : Carga Muerta (T/m^2)
C_V : Carga Viva (T/m^2)
γ_{WL} = 1.90 T/m^3 (Peso Específico del Agua + Lecho)
γ_{Cto} = 2.40 T/m^3 (Peso Específico del Concreto)
H_u = 1.75 m (Altura útil)
L_u = 5.0 m (Longitud útil)
B_u = 3.25 m (Ancho útil)
L = 5.40 m (Longitud)
B = 3.65 m (Ancho)
e = 20 cm (Espesor de la Losa de Fondo)
d = 0.16 m (Distancia de la fibra externa sometida a compresión al centroide del refuerzo sometido a tensión)

- **Carga muerta.**

C_M = (Peso propio placa de fondo) + (Peso propio muros)

$$C_M = \frac{\gamma_{Cto} * e}{100} + (\gamma_{Cto} * H)$$

C_M = (2.4x20/100) + (2.4x1.95)
C_M = 5.16 T/m^2

- **Carga viva.**

C_V = (Peso del liquido) / (Área de influencia)

$$C_V = \frac{H_u * B_u * L_u * \gamma_{WL}}{B_u * L_u}$$

C_V = (1.75x3.25x5.0x1.90) / (3.25x5.0)
C_V = 3.325 T/m^2

- **Carga de diseño.**

$$q_D = 1.40C_M + 1.70C_V$$

q_D = (1.40x5.16) + (1.70x3.325)

q_D = 12.88 T/m^2

La Losa de Fondo se calcula adoptando una sección de 1.00mx1.00m, con carga uniformemente distribuida, para lo cual, el Momento máximo es:

- **Carga última de diseño (Pu).**

$$Pu = 1.02\ x\ Ps$$

$$Ps = P_M + P_V$$

Donde:

P_M = (Peso propio placa de fondo) + (Peso propio muros)
P_V = (Peso del liquido)

$$P_M = \frac{\gamma_{Cto} * L * B * e}{100} + (\gamma_{Cto} * H * b_M * ((L * 2) + (B * 3)))$$

P_M = ((2.4x5.40x3.65x20/100) + (2.4x1.95x0.20x((5.40x2)+(3.65x3))

P_M = 29.82 T

$$P_V = (H_u * B_u * L_u * \gamma_{WL})$$

P_V = (1.75x3.25x5.0x1.90)

P_V = 54.03 T

Finalmente :

Ps = 83.85 T

Pu = 85.53 T

Área mínima de contacto : Pu / Presión admisible de contacto
Área mínima de contacto : 85.53 T / 10 T/m^2
Área mínima de contacto : 8.55 m^2

Área de contacto : B x L
Área de contacto :5.4 m x 3.65m
Área de contacto : 19.71 m^2

Esfuerzo neto : Pu / Área de contacto
Esfuerzo neto : 85.53 T / 19.71 m^2
Esfuerzo neto : 4.34 T/ m^2

Chequeo de esfuerzos: Esfuerzo neto < Presión máxima admisible de contacto : 4.34 T/ m^2 < 10 T/ m^2 Ok.

Carga de diseño : Esfuerzo neto / (Aferencia de Losa)^2
Carga de diseño : 4.37 T/ m^2 / 1m^2
Carga de diseño : 4.37 T

Momento máximo : Carga de diseño x Aferencia de Losa
Momento máximo : 4.34 T x 1m
Momento máximo : 4.34 T.m

M_A = Momento máximo / L
M_A = 4.34 T.m / 5.40 m
M_A = 0.803 T.m

- **Área de refuerzo.** El área de refuerzo requerida es:

$$K_A = \frac{100 * M_A}{b * d^2}$$

M_A = 0.803 T.m/m (Momento en el centro de la Losa)
b = 100 cm (Segmento de Losa de Fondo considerada)
d = 16 cm (Distancia de la fibra externa sometida a compresión al centroide del refuerzo sometido a tensión)
K_A = 100x0.26 / (100x16^2) = 0.00314 T/cm^2
K_A ≈ 0.0031 T/cm^2

La Cuantía es:

$$\rho = f'c * [0.85 - (0.85^2 - 1000K_A / (0.59 * 0.9 * f'c))^{0.50}] / f_y$$

ρ : Cuantía de Acero
K_A = 0.0031 T/cm^2
f´c = 210 Kg/cm^2 (Resistencia del Hormigón a la Compresión)
fy = 4200 Kg/cm^2 (Límite del Esfuerzo a la Fluencia del acero de refuerzo)

ρ = 210x[0.85–(0.85^2 – 1000x0.0031/(0.59x0.9x210))$^{0.50}$]/4200 = 0.000158

ρ ≈ 0.0008

Puesto que la Cuantía Requerida, es Menor que la Cuantía Mínima, se Adopta Cuantía Mínima:

ρ = 0.0033

As = ρbd = 0.0033x100cmx16cm = **5.28 cm^2/m**

Adoptando Varillas **Ø = 1/2" cada 0.20 m**. El área de refuerzo resultante es:

As = 5x1.29 = 6.45 cm^2 > 5.28 cm^2/m

El Refuerzo Principal calculado se realizará en Ambos Sentidos, en Cada Cara.

- **Refuerzo por temperatura.** El Refuerzo transversal por temperatura para la losa maciza de los módulos del filtro, se estima con la cuantía mínima:

$\rho \approx$ **0.0028**

As = ρbd = 0.0028x100cmx16cm= **4.48 cm^2/m**

Adoptando Varillas **Ø = 1/2" cada 0.25 m**. El área de refuerzo resultante es:

As = 4x1.29 cm^2 = 5.16 cm^2 > 4.48 cm^2/m

10.6 TANQUE DE ALMACENAMIENTO

10.6.1 Datos preliminares:

Dimensiones del tanque:

Altura de muros: 2.50 m

Ancho = a = b = 5 m, para una altura de agua H_w = 2.20 m y un borde libre de 0.30 m.

La altura del relleno de tierras H_t es de 2.50m, peso unitario del suelo Ws: 1750 kg/m^3, ángulo de rozamiento interno de tierras ø=30º.
Se aconseja adoptar la carga hidrostática en toda la altura del muro, por posibles obstrucciones de los aliviaderos (desagües), con lo que H= Hw=Ht =2.50 m.

Peso unitario del agua: wt= 1000 kg/m^3

Espesor de pared propuesto: h: 0.22m

Adoptaremos un hormigón con resistencia nominal del concreto a la compresión.
f'c = 21.1 MPa (211 kgf/cm^2)

Armadura de refuerzo

Resistencia nominal a la fluencia del acero de refuerzo [f_y] = 420 MPa (4200 kgf/cm^2)

Recubrimiento [d´] se adoptaran 50 mm

Para la solera o placa de fondo se adoptaran 70 mm de recubrimiento. C.7.7.1 NSR.98

Longitud L critica= 5.44 m

10.6.2 Acciones a considerar en el cálculo de la pared.

Empuje hidrostático:

$$q_h\ (x = 0) = \gamma_w\ x\ H_w\ ,$$

$$q_h\ (x = 0) = 1000\ \ kgf/m^3\ x\ 2.50\ m = 2.5\ T/m^2$$

Empuje de tierras:

$$q_t\ (x = 0) = \left(\frac{1750\ kgf/m^3 x 2.50^2}{2} \right) m = 5.47\ T/m^2$$

$$q_t\ (x = 0) = \tan^2(45^o - \phi/2)\ x \left(\frac{\gamma_t\ x H_t^2}{2} \right),$$

Para el cálculo se considera un empuje activo de tierras siendo considerada la situación más desfavorable cuando el valor del ángulo de fricción ø=0º.

Armaduras mínimas en las paredes.

Cara interior:

$$Asvmin1 = Ashmin1 = 0.0018\ \text{x}\ 100\ \text{cm}\ \text{x}\ 22\ cm = 3.96\ cm^2\ \ 1\ N\,4\ @\ 30\ cm$$

Cara exterior:

$$\text{Asvmin2} = \text{Ashmin2} = 0.0018 \text{ x } 100 \text{ cm x } 22\,cm = 3.96\ cm^2 \quad 1\ N\,4\,@\,30\ cm$$

Separación entre barras [s]: C.20.2.4 NSR.98

$$S = 1\left(\frac{\text{área de la barra}}{\text{área de refuerzo requerida por metro de ancho}}\right)$$

10.6.3 Cálculo de la pared en estado limite último de flexión:

- **Combinación de acciones C1: 1.7 x (Empuje hidrostático.)**

Cargas debidas al empuje lateral del suelo o a presión hidrostática, factor de mayoración H: 1.7 B.2.4.2 NSR.98

$$\gamma = \frac{a}{b(=H_w)} = \frac{5}{2.5} = 2$$

Carga máxima mayorada en la base.

$$qhd = 1.7x2.5\ T/m^2 = 4.25\ T/m^2$$

Momentos flectores horizontales, máximos negativos (Mx1d, Mx7d), máximos positivos (Mx6d, Mx10d).

Momentos flectores verticales, máximos negativos (My28d), como los máximos positivos (My14d,My18d).

$$M^{w}_{x1d} = -0.01610 \text{ x } qhd \text{ x } a^2 = -0.01610 \text{ x } 4.25\ T/m^2 \text{ x } (5\ m)^2 = -1.71\ T/m/m \qquad \text{(hor,int.)}$$

$$M^{w}_{x6d} = +0.00690 \text{ x } qhd \text{ x } a^2 = +0.00690 \text{ x } 4.25\ T/m^2 \text{ x } (5\ m)^2 = +0.73\ T/m/m \qquad \text{(hor, ext.)}$$

$$M^{w}_{y28d} = -0.0845 \quad x\ qhd \quad x\ H_w^2 = +0.0845 \quad x\ 4.25\ T/m^2\ x\ (2.5\ m)^2 = -2.24\ T/m/m \qquad (ver\ ,int.)$$

$$M^{w}_{y14d} = +0.0159 \quad x\ qhd \quad x\ H_w^2 = +0.0159 \quad x\ 4.25\ T/m^2\ x\ (2.5\ m)^2 = +0.42\ T/m/m \qquad (ver\ ,ext.)$$

- **Combinación de acciones C2: 1.7 x (Empuje de tierras.)**

Cargas debidas al empuje lateral del suelo o a presión hidrostática, factor de mayoración H: 1.7 B.2.4.2 NSR.98

$$\gamma = \frac{a}{b(=H_t)} = \frac{5}{2.5} = 2$$

Carga máxima mayorada en la base.

$$qtd = 1.7x5.47 \quad T/m^2 = 9.30\ T/m^2$$

Momentos flectores horizontales, máximos negativos (Mx1d, Mx7d), máximos positivos (Mx6d, Mx10d).

Momentos flectores verticales, máximos negativos (My28d), como los máximos positivos (My14d,My18d).

$$M^{t}_{x1d} = -0.01610 \quad x\ qtd \quad x\ a^2 = -0.01610 \quad x\ 9.30\ T/m^2\ x\ (5\ m)^2 = -3.74\ T/m/m \qquad (hor,int.)$$

$$M^{t}_{x6d} = +0.00690 \quad x\ qtd \quad x\ a^2 = +0.00690 \quad x\ 9.30\ T/m^2\ x\ (5\ m)^2 = +1.60\ T/m/m \qquad (hor,\ ext.)$$

$$M^{t}_{y28d} = -0.0845 \quad x\ qtd \quad x\ H_t^2 = +0.0845 \quad x\ 9.30\ T/m^2\ x\ (2.5\ m)^2 = -4.91\ T/m/m \qquad (ver\ ,int.)$$

$$M^{t}_{y14d} = +0.0159 \quad x\ qtd \quad x\ H_t^2 = +0.0159 \quad x\ 9.30\ T/m^2\ x\ (2.5\ m)^2 = +0.92\ T/m/m \qquad (ver\ ,ext.)$$

La envolvente de momentos flectores verticales del lado interior en la unión de las combinaciones C1 y C2 nos da:

En la parte superior: $M^{\frac{t}{y14d}} = +0.92 \quad T/m/m$

$$\rho = \frac{f'c}{fy} \text{ x } 0.85 - \sqrt{0.85^2 - \frac{K}{0.59 \; x \; \phi \; x f'c}} \geq 0.0033$$

Cuantía mínima para tanques y reservorios 0.003

$$K = \frac{M_{máx}}{bd^2}$$

$$K = \frac{0.92}{1 \, x \, (0.22 - 0.05)^2} = 31.83 \; T/m^2$$

$$\rho = \frac{211 \text{ kg/cm}^2}{4200 \text{ kg/cm}^2} x \, 0.85 - \sqrt{0.85^2 - \frac{3.18 \text{ kg/cm}^2}{0.59 \; x \; 0.9 \; x \; 211 \text{ kg/cm}^2}} = 0.0009 \Rightarrow 0.0033 \; \rho_{min}$$

$$As_{sv1} = 0.0033 \text{ x } 100 \; x \; (22 - 5) = 5.61 \; cm^2 = 1 \; N\,4 @ 22 \; cm$$

En la parte inferior: $M^{\frac{w}{y28d}} = -2.24 \quad T/m/m$

$$K = \frac{2.24}{1 \, x \, (0.22 - 0.05)^2} = 77.51 \; T/m^2$$

$$\rho = \frac{211 \text{ kg/cm}^2}{4200 \text{ kg/cm}^2} \text{ x } 0.85 - \sqrt{0.85^2 - \frac{7.75 \text{ kg/cm}^2}{0.59 \; x \; 0.9 \; x \; 211 \text{ kg/cm}^2}} = 0.0021 \Rightarrow 0.0033 \; \rho_{min}$$

$$As_{iv1} = 0.0022 \; x \, 100 \; x \; (22 - 5) = 5.61 \; cm^2 = 1 \; N\,4 @ 22 \; cm$$

La envolvente de momentos flectores verticales del lado exterior en la unión de las combinaciones C1 y C2 nos da:

En la parte superior: $M^{\frac{w}{y14d}} = +0.42 \ \ T/m/m$

$$K = \frac{M_{máx}}{bd^2}$$

$$K = \frac{0.42}{1\,x\,(0.22 - 0.05)^2} = 14.53 \ T/m^2$$

$$\rho = \frac{211 \text{ kg/cm}^2}{42000 \text{ kg/cm}^2} \text{ x } 0.85 - \sqrt{0.85^2 - \frac{1.45 \text{ kg/cm}^2}{0.59\ x\ 0.9\ x\ 211 \text{ kg/cm}^2}} = 0.0004 \Rightarrow 0.0033 \ \rho_{min}$$

$$As_{sv3} = 0.0033 \text{ x } 100 \ x \ (22 - 5) = 5.61 \ cm^2 = 1 \ N\,4 @ 22 \ cm$$

En la parte inferior: $M^{\frac{t}{y28d}} = -4.91 \ T/m/m$

$$K = \frac{4.91}{1\,x\,(0.22 - 0.05)^2} = 169.90 \ T/m^2$$

$$\rho = \frac{211 \text{ kg/cm}^2}{42000 \text{ kg/cm}^2} \text{ x } 0.85 - \sqrt{0.85^2 - \frac{16.99 \text{ kg/cm}^2}{0.59\ x\ 0.9\ x\ 211 \text{ kg/cm}^2}} = 0.0048 \geq 0.0033 \ \rho_{min}$$

$$As_{iv3} = 0.0048 \text{ x } 100 \ x \ (22 - 5) = 8.16 \ cm^2 = 1 \ N\,4 @ 16 \ cm$$

La envolvente de momentos flectores horizontales del lado interior en la unión de las combinaciones C1 y C2 nos da:

En la parte del empotramiento: $M^{\frac{w}{x1d}} = -1.71 \ \ T/m/m$

$$K = \frac{M_{máx}}{bd^2}$$

$$K = \frac{1.71}{1\,x\,(0.22 - 0.05)^2} = 59.17\ T/m^2$$

$$\rho = \frac{211\ \text{kg/cm}^2}{42000\ \text{kg/cm}^2}\ \text{x}\ 0.85 - \sqrt{0.85^2 - \frac{5.92\ \text{kg/cm}^2}{0.59\ x\ 0.9\ x\ 211\ \text{kg/cm}^2}} = 0.0016 \Rightarrow 0.0033\ \rho_{\min}$$

$$A_{h1}^{emp} = 0.0033\ \text{x}\ 100\ x\ (22 - 5) = 5.61\ cm^2 = 1\ N\ 4\ @\ 22\ cm$$

En la parte central: $M^{\frac{t}{x6d}} = +1.60\ T/m/m$

$$K = \frac{1.60}{1\,x\,(0.22 - 0.05)^2} = 55.36\ T/m^2$$

$$\rho = \frac{211\ \text{kg/cm}^2}{42000\ \text{kg/cm}^2}\ \text{x}\ 0.85 - \sqrt{0.85^2 - \frac{5.54\ \text{kg/cm}^2}{0.59\ x\ 0.9\ x\ 211\ \text{kg/cm}^2}} = 0.0015 \Rightarrow 0.0033\ \rho_{\min}$$

$$A_{h1}^{cent} = 0.0033\ \text{x}\ 100\ x\ (22 - 5) = 5.61\ cm^2 = 1\ N\ 4\ @\ 22\ cm$$

La envolvente de momentos flectores horizontales del lado exterior en la unión de las combinaciones C1 y C2 nos da:

En la parte del empotramiento: $M^{\frac{t}{x1d}} = -3.74\ T/m/m$

$$K = \frac{M_{máx}}{bd^2}$$

$$K = \frac{3.74}{1\,x\,(0.22 - 0.05)^2} = 129.41\ T/m^2$$

$$\rho = \frac{211\ \text{kg/cm}^2}{42000\ \text{kg/cm}^2}\ \text{x}\ 0.85\ - \sqrt{0.85^2 - \frac{12.94\ \text{kg/cm}^2}{0.59\ x\ 0.9\ x\ 211\ \text{kg/cm}^2}} = 0.0036\ \geq\ 0.0033\ \rho_{\min}$$

$$A_{h4}^{emp} = 0.0036\ \text{x}\ 100\ x\ (22-5) = 6.12\ cm^2 = 1\ N\ 4\ @\ 21\ cm$$

En la parte central: $M^{\frac{w}{x6d}} = +0.73\ T/m/m$

$$K = \frac{0.73}{1\ x\ (0.22 - 0.05)^2} = 25.26\ T/m^2$$

$$\rho = \frac{211\ \text{kg/cm}^2}{42000\ \text{kg/cm}^2}\ \text{x}\ 0.85\ - \sqrt{0.85^2 - \frac{2.53\ \text{kg/cm}^2}{0.59\ x\ 0.9\ x\ 211\ \text{kg/cm}^2}} = 0.0007\ \Rightarrow 0.0033\ \rho_{\min}$$

$$A_{h4}^{cen} = 0.0033\ \text{x}\ 100\ x\ (22-5) = 5.61\ cm^2 = 1\ N\ 4\ @\ 22\ cm$$

10.6.4 Cálculo de la pared en estado limite último de esfuerzo cortante. El espesor de muros deberá garantizar que tan solo con la contribución del hormigón, se pueda absorber el esfuerzo cortante sin disponer de refuerzo.

- **Combinación de acciones C1: 1.7 x (Empuje hidrostático.)**

$$\gamma = \frac{a}{b(=H_t)} = \frac{5}{2.5} = 2$$

Carga máxima mayorada en la base.

$$qhd = 1.7x2.5\ T/m^2 = 4.25\ T/m^2$$

Se encuentran los máximos valores para las reacciones.

$$R_{x7\ w} = +0.1282 \quad x\ q\ x\ a = 0.1282 \quad x\ 4.25\ T/m^2\ x\ 5\ m = 2.72\ T/m$$

$$R_{y28\ w} = +0.4584 \quad x\ q\ x\ a = 0.4584 \quad x\ 4.25\ T/m^2\ x\ 2.5\ m = 4.87\ T/m$$

- **Combinación de acciones C2: 1.7 x (Empuje de tierras.)**

$$\gamma = \frac{a}{b(=H_t)} = \frac{5}{2.5} = 2$$

Carga máxima mayorada en la base

$$qtd = 1.7x5.47 \quad T/m^2 = 9.30\ T/m^2$$

Se encuentran los máximos valores para las reacciones.

$$R_{x7\ t} = +0.1282 \quad x\ q\ x\ a = 0.1282 \quad x\ 9.30\ T/m^2\ x\ 5\ m = 5.96\ T/m$$

$$R_{y28\ t} = +0.4584 \quad x\ q\ x\ a = 0.4584 \quad x\ 9.30\ T/m^2\ x\ 2.5\ m = 10.66\ T/m$$

El máximo esfuerzo cortante R_{y28t} = 10.66 T/m pueda ser absorbida por la contribución del hormigón ø Vc.

Reacciones:

$$Ra = Rb = 0.5 * 10.66 \quad T/m * 2.5\ m = 13.32 \quad T$$

$$Vu = 13.32T$$

Por lo tanto:

$$vu = \frac{Vu}{b_w \, x \, d} = \frac{13.32 \;\; T}{0.22 \; x(2.5 - 0.05)} = 24.71 \, T \, / \, m2 = 0.24 \, Mpa$$

La resistencia proporcionada por el concreto ø Vc. será:

$$\phi V_c = 0.85x \; \frac{\sqrt{f\,\ddot{}\,c}}{6} = 0.85 \; x \frac{\sqrt{21.1}}{6} = 0.65 \; Mpa$$

No se precisa de armadura y el espesor adoptado de pared es el correcto.

El hormigón resiste al cortante $vu < \phi V_c$

10.6.5 Refuerzo por refracción y temperatura. El valor de cuantía mínimo por refracción y temperatura será de 0.0028 TABLA C.20-1 NSR.98

$$As = 0.0028 \quad x100 \;\; x \quad (22 - 5) = 4.76 \; cm^2 = \quad 1 \;\; N4 @ \; 27 \; cm$$

10.6.6 Disposición de armaduras en la pared del depósito. Armadura de la pared en la posición vertical interior:

En la parte superior= máx.(As_{sv1} , Asvmin1)=máx.(1 N4@22, 1 N4@30)≈1 N4@20

En la parte inferior= máx.(As_{iv1} , Asvmin1)=máx.(1 N4@22, 1 N4@30)≈1 N4@20 (refuerzo inferior interior)

Armadura de la pared en la posición vertical exterior:

En la parte superior= máx.(As_{sv3} , Asvmin2)=máx.(1 N4@22, 1 N4@30)≈1 N4@20

En la parte inferior= máx.(As_{iv3} , Asvmin2)=máx.(1 N4@16, 1 N4@30)≈1 N4@15

Armadura de la pared en la posición horizontal interior:

En la parte del empotramiento= máx.(Ah_{emp1} , Asvmin1)=máx.(1 N4@22, 1 N4@30)≈1 N4@20

En la parte central= máx.($As_{cen\ h1}$, Asvmin1)=máx.(1 N4@22, 1 N4@30)≈1 N4@20 (refuerzo inferior interior).

Armadura de la pared en la posición horizontal exterior:
En la parte del empotramiento= máx.(Ah_{emph4} , Asvmin2)=máx.(1 N4@21, 1 N4@30)≈1 N4@20

En la parte central= máx.($As_{cen\ h4}$, Asvmin2)=máx.(1 N4@22, 1 N4@30)≈1 N4@20

Refuerzo Transversal 1 N4@25

10.6.7 Losas de concreto reforzado:

Numero de placas: 2, contra piso + cubierta

Tipo de Placas: Contra piso o solera. Losa maciza de concreto espesor 0.20 m
Cubierta. Loza maciza de concreto espesor 0.20 m

- **Diseño de la placa de cubierta**

Datos.

Materiales

Hormigón con resistencia nominal del concreto a la compresión f'c = 210 kgf/cm²
Resistencia nominal a la fluencia del acero de refuerzo :fy = 4,200 kg{f}/cm²
Sección:

b = 1 m
Espesor adoptado t: 20 cm
d = 16 cm (Distancia de la fibra externa sometida a compresión al centroide del refuerzo sometido a tensión)
d = 4 cm (Recubrimiento)

- **Cargas**

Carga de diseño: La carga total mayorada U se estima de acuerdo a la expresión:

$$U = 1.4_{CM} + 1.7_{CV}$$

Donde:

Carga muerta C_M : Peso propio de la placa 0.48 T/m^2 + Se asume una sobrecarga para la caseta de cloración de: de 0.3 T/m2 C_M= 0.78 T/m^2

C_V : Carga Viva (T/m^2), 10% de C_M = 0.078 T/m^2

Carga de diseño mayorada CU T/m^2

$$CU = 1.4\ x\ 0.78 + 1.7\ x\ 0.078 = 1.22\ \text{T/m2}$$

- **Análisis**

Carga de diseño qu = Cu x b = 1.22 T/m^2 x 1 m = 1.22 T/m

Momento mayorado en la placa de fondo Mu

Donde l es la luz menor en este caso 5.44 m

$$Mu = \frac{1}{8}\ x\ qu\ x\ l^2$$

$$Mu = \frac{1}{8}\ x\ 1.22\ \text{T/m}\ x\ 5.44\ m^2 = 4.51\text{T-m}$$

Con el momento actuante se halla la cuantía de diseño.

$$\rho = \frac{\text{f´c}}{\text{fy}}\ \text{x}\ \left[\ 0.85 - \sqrt{0.85^2 - \frac{K}{0.59\ x\ \phi\ x\ \text{f´c}}} \geq 0.0033\ \right]$$

Coeficiente de resistencia nominal K

$$K = \frac{M_A}{u \; x \; d^2}$$

$$d = b - d' = 0.20 \; m - 0.04 \; m = 0.16 \; m$$

$$K = \frac{4.51 \; T - m}{1 \, m \; x \; 0.16 \; m^2} = 0.0017617 \quad T / cm^2$$

$$\rho = \frac{211 \text{ kg/cm}^2}{4200 \text{ kg/cm}^2} \text{ x } 0.85 - \sqrt{0.85^2 - \frac{0.0000017617 \text{ kg/cm}^2}{0.59 \; x \; 0.9 \; x \; 211 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$\rho = 0.0049 \Rightarrow 0.0033 \; \rho_{min}$$

$$As_{Lon} = 0.0049 \text{ x } 100 \; x \; (20 - 4) = 7.84 \; cm^2 = 1 \; N4 @ 20 \; cm$$

El refuerzo principal se realiza en ambos sentidos en cada cara

- **Refuerzo por refracción y temperatura**

El valor de cuantía mínima por refracción y temperatura será de 0.0028 TABLA C.20-1 NSR.98

$$As = 0.0028 \text{ x } 100 \; x \; (20 - 4) = 4.48 \; cm^2 = 1 \; N3 @ 20 \; cm$$

Separación adoptada $= 1 \; N3@20cm$
Disposición de armaduras en la placa de cubierta.
Refuerzo longitudinal superior: 1 N4 @ 20 cm

Refuerzo longitudinal inferior: 1 N4 @ 20 cm

Refuerzo Transversal: 1 N3 @ 20 cm

- **Diseño de la placa de solera o contra piso.**

La condición de diseño seleccionada corresponde a aquella en la cual el tanque se encuentra lleno de agua, la cual es la condición de diseño más crítica.
Se asume un espesor de losa e de 0.25 m

B = 1 m
L = 5.44 m (Longitud de losa)
d = 18 cm (Distancia de la fibra externa sometida a compresión al centroide del refuerzo sometido a tensión)
d‘ = 0.07 m (Recubrimiento)
γ_{Cto} = 2.40 T/m^3 (Peso Específico del Concreto)
γ_w = 1 T/m^3 (Peso Específico del agua)

- **Cargas**

Carga de diseño: La carga total mayorada U se estima de acuerdo a la expresión: Para cargas verticales y horizontales (empuje lateral o presión hidrostática) combinadas.

$$U = 1.4_{CM} + 1.7_{CV} + 1.7H$$

Donde:

H = carga debida al empuje lateral del suelo o presión hidrostática
C_M : Carga Muerta (T/m^2)
C_V : Carga Viva (T/m^2)

- **Análisis**

Acciones a ser consideradas en el cálculo de la losa, se tendrá en cuenta la carga muerta y la carga debida al empuje de la presión hidrostática.
Peso propio losa:

$$ppl = e_l . \mathrm{B} . a . \gamma \mathrm{Cto}$$

$$C_M = 0.25\ m\ x 1.0\ m\ x\ 2.4\ T/\mathrm{m}^3 = 0.60\ T\ /\ m$$

Peso por sobrecarga

$$ppsc = 0.30\ \mathrm{T/m}^2$$

Presión hidrostática

$$ph = lu . \mathrm{B} . . \gamma_w$$
$$ph = 2.50\ m\ x 1\ m\ .\mathrm{x}\ 1 T/\mathrm{m}^3 = 2.5 T\ /\ m$$

Carga de diseño mayorada q_u:

$$q_u = 1.4\ x\ 0.90 + 1.7\ x\ 2.5 = 5.51\ T\ /\ m$$

Esfuerzo neto desarrollado

Carga total de servicio:
ppl = peso propio de la losa = 17.76 T
ppsc= peso por sobrecarga =8.88 T
ppli = peso propio del liquido =63.50 T
Carga total de servicio=90.14
Carga total ultima de diseño= 90.14 x 1.2 = 108.17 T

$$\text{Área mínima de contacto} = \frac{\text{Carga total de servicio}}{\text{capacidad portante del suelo}} = \frac{103.80\ T}{7.5\ T\ /\ m^2} = 12.01\ m^2$$

$$L = \sqrt{\text{Área mínima de contacto}} = \sqrt{12.01 m^2} = 3.46\ m$$

Se adopta como longitud de cimentación 5.44 correspondiente a la longitud mayor del tanque.

$$\text{Esfuerzo neto} = \frac{\text{Carga total ultima de diseño}}{(\text{Longitud de cimentación})^2} = \frac{103.80\ T}{(5.44\ m)^2} = 3.51\ T/m^2$$

$3.51\ T/m^2 < 7.5\ T/m^2$

La longitud de cimentación es suficiente.

Esfuerzo neto de diseño= $3.51\ T/m^2$

$$\text{Carga de diseño} = 3{,}51\ \text{T/m2}\ /b = 3{,}51\ \text{T/m2/1m} = 3.51\text{T/m}$$

Momento mayorado en la placa de fondo Mu

$$Mu = \frac{1}{8} x\ qu\ x\ l^2$$

$$Mu = (\frac{1}{8} x\ 3.51\ T/m\ x\ 1\ m^2) / 5.44 = 0.075\ T-m$$

Con el momento actuante se halla la cuantía de diseño.

$$\rho = \frac{f'c}{fy}\ x\ \left[\ 0.85 - \sqrt{0.85^2 - \frac{K}{0.59\ x\phi\ x f'c}} \geq 0.0033\ \right]$$

Coeficiente de resistencia nominal K

$$K = \frac{M_A}{u\ x\ d^2}$$

$$d = b - d' = 0.25\ m - 0.07\ m = 0.18\ m$$

$$K = \frac{0.075 \ T - m}{1\,m \ x \ 0.18 \ m^2} = 0.00023 \ T / cm^2$$

$$\rho = \frac{211 \ \text{kg/cm}^2}{4200 \ \text{kg/cm}^2} \ \text{x} \ 0.85 - \sqrt{0.85^2 - \frac{0.00000023 \ \text{kg/cm}^2}{0.59 \ x \ 0.9 \ x \ 211 \ \text{kg/cm}^2}}$$

$$\rho = 0.000061 \Rightarrow 0.0028 \ \rho_{min}$$

$$As_{Lon} = 0.0028 \ \text{x} \ 100 \ x \ (25 - 7) = 5.04 \ cm^2 = 1 \ N4 @ 25 \ cm$$

El refuerzo principal se realiza en ambos sentidos en cada cara

- **Refuerzo por refracción y temperatura**

El valor de cuantía mínima por refracción y temperatura será de 0.0028 TABLA C.20-1 NSR.98

$$As = 0.0028 \ \text{x} \ 100 \ x \ (25 - 7) = 5.04 \ cm^2 = 1 \ N4 @ 25 \ cm$$

Separación adoptada 1 N4 @ 25cm

Disposición de armaduras en la placa de cubierta.
Refuerzo longitudinal superior: 1 N4 @ 25 cm
Refuerzo longitudinal inferior: 1 N4 @ 25 cm
Refuerzo Transversal: 1 N4 @ 25 cm

11. PRESUPUESTO

11.1 PRESUPUESTO RESUMEN

Tabla 49. Presupuesto resumen.

UNIVERSIDAD DE NARIÑO **CONSTRUCCION Y PUESTA EN FUNCIONAMIENTO DEL ACUEDUCTO PARA LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO**

RESUMEN DE COMPONENTES

COMPONENTE	***OBRA CIVIL***
RED DE DISTRIBUCIÓN	*$ 100,300,002.00*
PLANTA DE TRATAMIENTO	*$ 230,853,108.00*
BOCATOMA, ADUCCIÓN, CONDUCCIÓN Y TANQUE DE ALMACENAMIENTO	*$ 51,528,419.00*

COSTO DIRECTO TOTAL	***$ 382,681,529.00***

VALOR COSTOS DIRECTO	*$ 382,681,529.00*

VALOR COSTOS INDIRECTOS A.U.I 25%	*$ 95,670,383.00*

COSTO TOTAL OBRA	***$ 478,351,912.00***

11.2 CRONOGRAMA

Tabla 50. Cronograma.

DEPARTAMENTO DE NARIÑO
UNIVERSIDAD DE NARIÑO
CONSTRUCCION Y PUESTA EN FUNCIONAMIENTO DEL ACUEDUCTO PARA LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO
OCTUBRE DE 2010
FLUJO DE INVERSION

ACTIVIDADES	COSTO EN MILES	PERIODO 1				PERIODO 2				PERIODO 3			
BOCATOMA, ADUCCIÓN, CONDUCCIÓN Y TANQUE DE ALMACENAMIENTO		MES 1		MES 2		MES 3		MES 4		MES 5		MES 6	
Preliminares	1,338	1338											
Bocatoma	21,857		7286	7286	7286								
Aducción	199					50	50	50	50				
Desarenador	6,154					1539	1539	1539	1539				
Conducción	6,549									1637	1637	1637	1637
Tanque de Almacenamiento	15,432									3858	3858	3858	3858
PLANTA DE TRATAMIENTO													
Preliminares	5,495	5495											
Filtros Dinamicos	64,091		16023	16023	16023	16023							
Filtros Gruesos Ascendentes	62,428			15607	15607	15607	15607						
Filtros Lentos de Arena	96,751				16125	16125	16125	16125	16125	16125			
Sistema de desagues	2,089										696	696	696
RED DE DISTRIBUCIÓN													
Preliminares	1,066					1066							
Excavaciones y Rellenos	12,569						4190	4190	4190				
Tuberia y Accesorios en PVC y HF	26,213							5243	5243	5243	5243	5243	
Demolición y Reposición de Pavimento	60,452									15113	15113	15113	15113
COSTO DIRECTO	382,682	6,832	23,308	38,915	55,041	50,409	37,510	27,146	27,146	41,976	26,547	26,547	21,304
COSTO INDIRECTO	95,670	1,708	5,827	9,729	13,760	12,602	9,378	6,786	6,786	10,494	6,637	6,637	5,326
PORCENTAJE	%	1.79%	6.09%	10.17%	14.38%	13.17%	9.80%	7.09%	7.09%	10.97%	6.94%	6.94%	5.57%
PORCENTAJE ACUMULADO	%	1.79%	7.88%	18.05%	32.43%	45.60%	55.40%	62.50%	69.59%	80.56%	87.50%	94.43%	100.00%
COSTO TOTAL OBRA ACUMULADO	478,352	8,540	37,676	86,320	155,121	218,133	265,020	298,952	332,884	385,354	418,538	451,721	478,352

12. CONCLUSIONES

Los resultados del análisis físico-químico y bacteriológico, indican que el agua que abastecerá al acueducto de la Universidad de Nariño no es apta para consumo humano sin un previo tratamiento de la misma.

Los aforos efectuados en la fuente denotan que proporcionará agua en cantidad suficiente para abastecer el acueducto de la Universidad de Nariño.

FIME es una excelente alternativa para mejorar la calidad física, química y microbiológica de agua, como son la turbidez, hierro, manganeso, microorganismos.

La facilidad en la construcción de un sistema FIME, se ve reflejado en la facilidad de uso de materiales y de mano de obra del lugar, además no requiere equipos especializados para su construcción.

Este sistema es de gran confiabilidad, debido a que en la mayoría de veces no es preciso interrumpir el servicio, cuando aparezcan fallas mecánicas o problemas asociados con cambios de calidad de agua cruda.

El diseño cumple con los requisitos de las normas vigentes, por lo que el proyecto sea viable para su construcción.

13. RECOMENDACIONES

Capacitar al personal encargado de la operación y mantenimiento del sistema de abastecimiento.

Crear sitios de control y seguimiento para la apropiación del sistema por parte de la comunidad universitaria, ya que es un factor importante para tener un uso racional de los recursos necesarios que permitan alcanzar los objetivos.

Fomentar la investigación y enseñanza pedagógica de los elementos y procesos que se utilizarán en el sistema.

Seguir la ficha de control de la planta de tratamiento, y poder solucionar los problemas frecuentes que se presentan en este tipo de planta.

BIBLIOGRAFÍA

AIS. Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente. NSR-98 Bogotá D.C., Febrero de 1998.

ARBOLEDA VALENCIA, Jorge. Teoría y práctica de la purificación de agua. MacGraw Hill: Bogotá, 2000.

BURBANO RUIZ, Julio Vicente y NARVAEZ DE LA ROSA, Alexandra. Diseño del sistema de abastecimiento alterno para la Universidad de Nariño. Trabajo de grado (Ingeniero(s) Civil(es)). Universidad de Nariño. Facultad de Ingeniería. Departamento de Ingeniería Civil. San Juan de Pasto, 1994

CERDA GUTIERREZ, Hugo. Como elaborar proyectos: Diseño, ejecución y evaluación de proyectos sociales y educativos. Cooperativa Editorial Magisterio: Bogotá, 2003.

MINISTERIO DE DESARROLLO ECONOMICO. Reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico, RAS –2000. Bogotá, 2001.

CORCHO ROMERO, Freddy y DUQUE SERNA, José Ignacio. Acueductos teoría y diseño. Sello Editorial Universidad de Medellín: Medellín, 2005.

GALVIS CASTAÑO, Gerardo y LATORRE MONTERO, Jorge. Filtración en múltiples etapa: Tecnología innovativa para el tratamiento de agua. Universidad del Valle, Cinara: Cali, 1999.

ROCH AWAD, Roberto. Hormigón reforzado. Fondo Editorial EAFIT: Medellín, 2007.

SALAZAR CANO, Roberto. Plantas de Potabilización. Universidad de Nariño, Facultad de Ingeniería, Trabajo promoción para asenso a la categoría de Profesor titular. San Juan de Pasto, 1998.

_____. Acueductos y alcantarillados. Universidad de Nariño, Facultad de Ingeniería, Trabajo promoción para asenso a la categoría de Profesor titular. San Juan de Pasto, 1998.

SALDARRIAGA, Juan. Hidráulica de tuberías: Abastecimiento de agua, redes, riegos. Alfaomega: Bogotá, 2007.

ANEXOS

ANEXO A

Concesión de aguas.

aguas pasen a ser de un mismo dueño.

Que el artículo 28 de Decreto 1575 de 2007, establece que para efectos de la expedición o renovación de las concesiones de agua para consumo humano, el interesado, antes de acudir a la autoridad ambiental competente, deberá obtener la correspondiente autorización sanitaria favorable, la cual será enviada por la misma autoridad sanitaria a la autoridad ambiental que corresponda, para continuar con los trámites de concesión.

Que de acuerdo al artículo 111 de la ley 99 y al artículo 106 de la ley 1151 de 2007 del Plan Nacional de Desarrollo 2006-2010 en la cual se declaran de interés público las áreas de importancia estratégica para la conservación de recursos hídricos que surten de agua los acueductos municipales y distritales, los departamentos y municipios dedicarán un porcentaje no inferior al 1% de sus ingresos corrientes para la adquisición y mantenimiento de dichas zonas o para financiar esquemas de pago por servicios ambientales. Estos recursos, se destinarán prioritariamente a la adquisición y mantenimiento de las zonas.

Que de conformidad a lo dispuesto en esta misma Ley corresponde a las Corporaciones Autónomas Regionales administrar las aguas de uso público en el área de su jurisdicción.

En virtud de lo anterior,

RESUELVE:

ARTÍCULO PRIMERO.- Conceder a nombre del Doctor SILVIO AURELIO SANCHES FAJARDO, identificado(a) con la C.C. No. 12.953.568 de Pasto (N) quien obrando en calidad de Rector de la Universidad de Nariño para el periodo estatutario Diciembre 2007-Diciembre 2010 (Acuerdo Nro. 091 del 18 de octubre del 2007-Consejo Superior Universitario), solicitó concesión de aguas de la fuente de uso público El Cuscungo, ubicada en el sector de Torobajo del mencionado Municipio de Pasto, un caudal de agua en la cantidad de UNO PUNTO CERO PUNTO CERO LITROS POR SEGUNDO (1.0 LPS), aclarando que se hace un incremento de caudal en 0.44 litros por segundo, con base en las necesidades de la Universidad referida para su uso, lo anterior teniendo en cuenta las anteriores resoluciones de concesión otorgadas (Resol. 137/13-03-1992= 0.50 LPS, Resol. 107-15-09-1998 = 0.56 lps), de la fuente Cuscungo- El Tablazo, equivalente 9.6% del caudal total aforado destinado para uso doméstico, humano, actividades agropecuarias como riego de jardines y zonas verdes, piscicultura, clínica veterinaria. Se sugiere al autorizado cumplir con las siguientes recomendaciones:

* Por uso de caudal otorgado se solicitó al usuario, anexar el concepto de salubridad del agua expedido por el centro de Salud Departamental el cual ya reposa en el expediente de la referencia.

* El usuario deberá construir las obras civiles, con base al diseño y caudal concedido 1.0 lps. Igualmente el sistema recomendado para la calidad de agua y contexto específico es Filtración en múltiples etapas más desinfección permanente.

* Cumplir lo estipulado en el Decreto 1594 de 1984, en lo relacionado con vertimientos.

* Los reboses deberán retomar al cauce natural si existieren, sin deterioro en su calidad para futuro aprovechamiento de otros usuarios aguas abajo y la conservación del ecosistema.

* Que en cada uno de los puntos terminales se instalen los respectivos grifos y demás artefactos que garanticen un adecuado control del gasto.

- El usuario deberá comprometerse a proteger y reforestar las áreas adyacentes al nacimiento y orillas del corredor protector de la fuente. De igual manera deberá denunciar ante CORPONARIÑO a aquellas personas que realicen talas, quemas, contaminaciones y todo tipo de atentado contra los recursos naturales y el medio ambiente en general.

PARAGRAFO.- CORPONARIÑO se reserva el derecho de modificar parcial o totalmente los términos de la resolución de acuerdo a prioridades de tipo social, ecológico y económico que la entidad pueda establecer o al desarrollo de algún Plan de Ordenamiento que en la cuenca se adelante.

ARTICULO SEGUNDO.- El mencionado caudal de la concesión autorizada podrá ser destinado con exclusividad para uso doméstico, humano, actividades agropecuarias como riego de jardines y zonas verdes, piscicultura, clínica veterinaria y se otorga limitándolo al caudal disponible teniendo en cuenta los demás usos y las reservas que se deben mantener para el caudal ecológico u otras necesidades futuras previstas.

ARTÍCULO TERCERO.- El suministro de aguas para satisfacer concesiones está sujeto a la disponibilidad del recurso, por tanto, CORPONARIÑO no es responsable cuando por causas naturales no pueda garantizar el caudal concedido. La precedencia cronológica en las concesiones no otorga prioridad, y en casos de escasez todas serán abastecidas a prorrata o por turnos, según lo establecido en el Artículo 37 del Decreto 1541 de 1978.

ARTICULO CUARTO.- La obra de captación de aguas deberá estar provista de los elementos de control necesarios que permitan conocer en cualquier momento la cantidad de agua derivada por la bocatoma, de acuerdo con lo dispuesto en el Art. 121 del Decreto Ley 2811 de 1974.

ARTÍCULO QUINTO.- La vigencia de esta concesión es de cinco (5) años a partir de la notificación de la resolución, plazo que podrá ser prorrogado a solicitud del interesado, dentro del último año de vigencia, salvo razones de interés social o conveniencia pública. Esta concesión queda sujeta al cumplimiento de las normas vigentes sobre la materia y de las que se promulguen al respecto en el lapso de duración de la misma.

ARTICULO SEXTO. El autorizado(a) pagará anualmente a CORPONARIÑO la tasa de uso de acuerdo a lo estipulado en los Decretos 155 de 2004 y 4742 de 2005 emitidos por el Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial y la Resolución 541 de CORPONARIÑO, esta tasa se pagará de acuerdo al caudal concedido y/o captado para esto, el autorizado deberá tener implementado un sistema de macromedición que permita cuantificar los caudales captados en el proyecto.

ARTICULO SEPTIMO. La concesión está condicionada a la aprobación por parte de CORPONARIÑO un programa de Uso Eficiente y Ahorro del Agua, de acuerdo a los lineamientos de la Ley 373 de 1997 y los Términos de referencia emitidos por la Corporación para tal fin.

ARTICULO OCTAVO. CORPONARIÑO se reserva el derecho a modificar parcial o totalmente los términos de la resolución, de acuerdo a prioridades de tipo social, ecológico y económico, que la entidad pueda establecer o al desarrollo de algún plan de ordenamiento que en la cuenca se adelante o la reglamentación de la corriente hídrica.

ARTICULO NOVENO. La concesión aquí otorgada no grava con servidumbre de acueducto los predios ajenos por donde deba pasar la conducción; su establecimiento debe hacerse por convenio entre el concesionario y los propietarios de los posibles predios sirvientes. Si fuere necesario, deberá tramitarse mediante justicia ordinaria por los interesados.

ARTICULO DECIMO. En caso de que se produzca la tradición del predio el traspaso de

la concesión está condicionado a presentar la escritura pública de compra venta debidamente registrada ante la oficina de instrumentos públicos y el certificado de libertad y tradición expedido por la oficina de registro e instrumentos públicos con vigencia no mayor a tres meses.

ARTICULO DECIMO PRIMERO.- El autorizado como beneficiario de la concesión deberá cumplir con las siguientes obligaciones:

- Regreso de sobrantes a un cauce natural.
- Limitar el aprovechamiento al caudal concedido y a los usos aportados.
- Permitir la vigilancia e inspección de las obras de aprovechamiento y suministrar la información que solicite la corporación.
- Presentar estudios y diseños documentados y construir las obras que indique la Corporación para el aprovechamiento de las agua o su utilización, así como para su tratamiento y defensa de los demás recursos, dentro del plazo que se indique en el Plan de uso Eficiente y ahorro del Agua, y como condición para hacer seguir haciendo uso de la concesión.
- Presentar el Plan de Uso Eficiente y Ahorro del agua a CORPONARIÑO en las fechas determinadas y de acuerdo a los términos de referencia emitidos por la Corporación; una vez aprobado este presentar informes semestrales sobre la ejecución del mismo.
- Presentar anualmente el Formulario de autodeclaración de caudales captados en el marco del programa tasa de uso.
- Implementar un sistema de macromedición de caudales captados.

ARTICULO DECIMO SEGUNDO. Las condiciones en las que se otorga la concesión son inalterables, para reformarlas es necesario tener la aprobación de CORPONARIÑO.

ARTICULO DECIMO TERCERO. De acuerdo al Artículo 62 del Decreto 2811, serán causales generales de caducidad las siguientes, aparte de las demás contempladas en las leyes:

a). La cesión del derecho al uso del recurso, hecha a terceros sin autorización del concedente;
b). El destino de la concesión para uso diferente al señalado en la resolución o en el contrato;
c). El incumplimiento del concesionario a las condiciones impuestas o pactadas;
d). El incumplimiento grave o reiterado de las normas sobre preservación de recursos, salvo fuerza mayor debidamente comprobadas, siempre que el interesado de aviso dentro de los quince días siguientes al acaecimiento de la misma.

Para efectos de la aplicación del literal d se entenderá que hay incumplimiento, reiterado:

1. Cuando se haya sancionado al concesionario con multas, en dos oportunidades;
2. Cuando se haya requerido al concesionario en dos oportunidades para la presentación de los planos.

Se entenderá por incumplimiento grave:

1. La no ejecución de las obras para el aprovechamiento de la concesión con arreglo a los planos aprobados, dentro del término que se fija;
2. El incumplimiento de las obligaciones relacionadas con la preservación de la calidad de las aguas y de los recursos relacionados.

e). No usar la concesión durante dos años;
f). La disminución progresiva o el agotamiento del recurso;

g). La mora en la organización de un servicio público o la suspensión del mismo por término superior a tres meses cuando fueren imputables al concesionario;
h). Las demás que expresamente se consignen en la respectiva resolución de concesión.

ARTICULO DECIMO CUARTO. Por tratarse de aguas para consumo humano y de acuerdo con lo especificado en la Autorización Sanitaria expedida por el Instituto Departamental de Salud, el autorizado deberá implementar un sistema de tratamiento para cumplir lo estipulado en los Decretos 1594 de 1984, 1575 de 2007 y la Resolución 2115 de 2007 en lo relacionado al uso y calidad del agua para consumo humano.

ARTICULO DECIMO QUINTO. El autorizado, en coordinación con el ente territorial de conformidad con el artículo 111 de la Ley 99 y al artículo 106 de la Ley 1151 de 2007 del Plan Nacional de Desarrollo 2006-2010 deberá invertir en compra de predios y programas de protección y conservación de áreas de importancia estratégica. Estos programas e inversiones deben hacer parte del Plan de Uso Eficiente y Ahorro del Agua el cual debe ser aprobado por CORPONARIÑO. Al respecto se deben generar informes semestrales a la Corporación que permitan hacer seguimiento a esta clase de inversiones.

ARTICULO DECIMO SEXTO. El autorizado debe generar programas tendientes a proteger, conservar y reforestar las áreas adyacentes al nacimiento y las orillas del corredor protector de la fuente, con el propósito de asegurar la sostenibilidad del recurso. Estos programas deben contemplarse en el Plan de Uso Eficiente y Ahorro del Agua con sus respectivas inversiones. Al respecto se deben generar informes semestrales a la Corporación que permitan hacer seguimiento a estos programas.

ARTICULO DECIMO SEPTIMO. La presente providencia debe ser publicada por parte del beneficiario en el Boletín Oficial de la Corporación Autónoma Regional de Nariño "CORPONARIÑO", dentro de los diez (10) días a su ejecutoria.

ARTICULO DECIMO OCTAVO. Contra la presente resolución, procede el recurso de reposición ante la Subdirectora de Conocimiento y Evaluación Ambiental y el de apelación ante el Director General, dentro de los cinco (5) días hábiles siguientes a la notificación.

ARTÍCULO DECIMO NOVENO. La presente providencia rige a partir de la fecha de expedición.

San Juan de Pasto, 30 ABR 2009

NOTIFIQUESE, PUBLIQUESE Y CUMPLASE

YOLANDA BENAVIDES ROSADA
Subdirectora de Conocimiento y Evaluación Ambiental

Revisó: Myriam Luz López Insuasti
Profesional Especializado-Oficina Jurídica

ANEXO B

Concepto de salubridad.

INSTITUTO DEPARTAMENTAL DE SALUD DE NARIÑO
SUBDIRECCIÓN DE PROMOCIÓN Y PREVENCIÓN

AUTORIZACIÓN SANITARIA CONCESIÓN DE AGUAS
(05 de marzo de 2008)

CONSIDERANDO QUE:

SOLICITANTE: UNIVERSIDAD DE NARIÑO

REPRESENTANTE LEGAL: - SILVIO SÁNCHEZ FAJARDO

MUNICIPIO: Pasto

CORREGIMIENTO: Vereda El Tablazo

Presentó al Instituto Departamental de Salud de Nariño:

1- Formulario de solicitud número: 025, fecha : 05 de marzo de 2008

2-Análisis de agua del laboratorio: UNIVERSIDAD DE NARIÑO

3-Concepto de tratamiento propuesto suscrito por: Ing. Roberto Salazar Cano

Y de conformidad con lo establecido en el artículo 28 del Decreto 1575 de 2007, una vez analizados la caracterización de agua y el concepto de tratamiento propuesto,

Se concede AUTORIZACIÓN SANITARIA a la fuente:

TIPO DE FUENTE: SUPERFICIAL

NOMBRE DE LA FUENTE: QUEBRADA EL CUSCUNGO

UBICADA EN: VEREDA EL TABLAZO

Para **uso humano y doméstico** en concordancia con los parámetros establecidos en el Capítulo IV del Decreto 1594 de 1984 y el Capítulo XIII de la Resolución 1096 de 2000, previo cumplimiento de las siguientes recomendaciones que serán de forzosa observancia por parte del interesado, el sistema recomendado para la calidad de agua y contexto específico es **Filtración en múltiples etapas mas desinfección permanente. Cumplir lo estipulado en el Decreto 1594 de 1984, en lo relacionado con vertimientos.**

En virtud de lo establecido en la Ley 99 de 1993 artículo 31 numeral 9 corresponde a las Corporaciones Autónomas Regionales el otorgamiento de la concesión de aguas.

Para constancia se firma en Pasto, a 05 de marzo de 2008.

JAIME ANDRÉS RUANO MONTENEGRO
Profesional Especializado

M:\Autorización concesión

ANEXO C

Análisis físico-químico.
Fuente Cuscungo.

Universidad de Nariño	LABORATORIOS ESPECIALIZADOS			
	Código LAQ-RR	Vigencia	Versión	Página 1 de 1
	NOMBRE REGISTRO: REPORTE DE RESULTADOS			LABORATORIO DE AGUAS

EMISION RESULTADOS: 28/01/2008	REPORTE No: LAQ-R-08-13
DATOS CLIENTE	DATOS MUESTRAS
Solicitante: Roberto Salazar Cano	Tipo de Muestra: Agua Cruda
Dirección:	Tipo de Muestreo: Simple
Teléfono:	Sitio de Toma: Quebrada el Cuscungo
nit:	Fecha de Muestreo: Enero 23 de 2008
	Fecha Recepción Muestra en Laboratorio: 23/01/2008

TIPO DE ANALIS SOLICITADOS	Análisis Fisicoquímico Completo

Código Muestra	Descripción Muestra
LAQ-08-46	Quebrada Cuscungo

RESULTADOS

PARAMETRO	CODIGO MUESTRAS
	LAQ-08-46
pH	7,65
Color UCP	40,61
Turbiedad UNT	21,3
Conductvidad us/cm	68,6
Alcalnidad mg/L	70,4
Acidez mg/L	8
Dureza Total mg/L	76
Cloruros mg/L	8,19
Calcio mg/L	46,4
Magnesio mg/L	29,6
Hierro mg/L	0,27
Fosfatos mg/L	3,90
Sulfatos mg/L	14,78
Amonio mg/L	0,54
Nitratos mg/L	1,73
Nitritos mg/L	0,0052
Sólidos Totales mg/L	211
Sólidos Suspendidos mg/L	26
Sólidos Sedimentables mg/L	ND
UFC Coliformes Totales/100ml	288
UFC Echerichia Coli/100ml	224

OBSERVACIONES: ND : No Detectable

MARY LUZ VALENCIA ENRIQUEZ
Química PQ -1748 CPQ
Técnico Laboratorio de Aguas

Elaborado por:	Revisado por:	Aprobado por

ANEXO D

Manual de mantenimiento y operación – PTAP.

MANUAL DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO

OPERACIÓN

Filtros gruesos dinámicos (FGDi). La operación de los FGDi se fundamenta tanto en el control de la velocidad de filtración como en la medición y calidad del agua producida.

Tabla 1. *Actividades diarias de operación en el FGDi.*

Actividades	Acciones Claves
Control de Qi	➢ Revisar caudal afluente al filtro. ➢ Ajustar válvula de entrada, según se requiera.
Control de Qf	➢ Revisar caudal efluente del FGDi. ➢ Decidir necesidad de mantenimiento en FGDi.
Medición de turbiedad	➢ Con equipo de campo, medir turbiedad de agua afluente y tratada. ➢ Decidir sobre la necesidad de efectuar mantenimiento.
Registro de Información	➢ En el libro de registro, anotar el valor de turbiedad del agua, la fecha de lavado y otras observaciones que se consideren importantes.

Durante la operación se debe tener en cuenta lo siguiente:

- La velocidad de filtración no debe superar el valor de diseño. Para ello, el caudal **Qi** afluente a la unidad debe ser controlado y contrastado con el caudal requerido para generar la velocidad de diseño.

- Si el caudal efluente del FGDi no declina rápidamente y la turbiedad afluente a los filtros lentos presenta valores superiores a 20 UNT, será necesario disminuir el caudal de operación de la planta o en caso extremo suspender la entrada de agua a la planta.

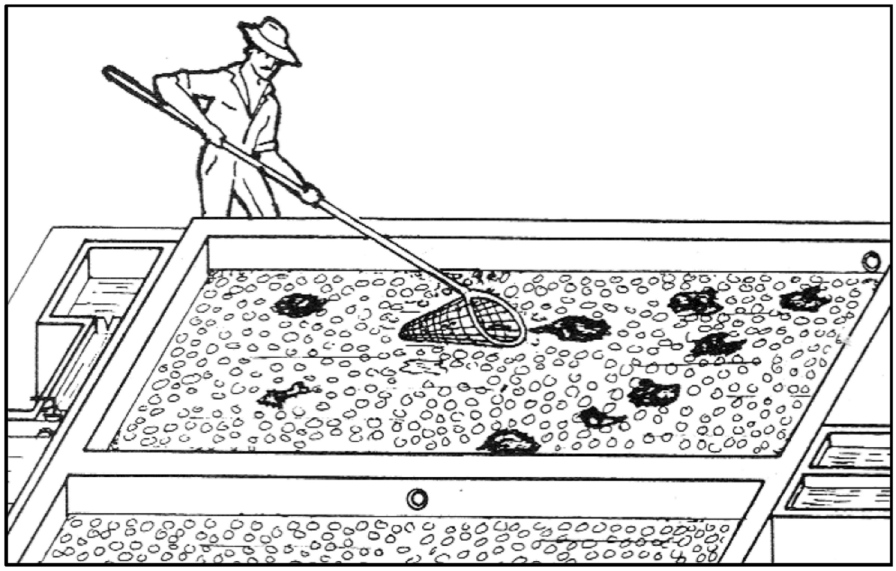
Filtros gruesos ascendentes en capas (FGAC). La operación de los filtros gruesos ascendentes está relacionada con el control de la velocidad de filtración y el control de la calidad de agua efluente.

La medición de pérdida de carga permitirá al operador tener control sobre las rutinas de mantenimiento y eficiencias de las unidades. Para facilitar la lectura de la pérdida de carga, se puede trasladar el nivel de agua en la superficie del filtro grueso a la cámara de entrada; este nivel puede ser señalado con pintura a prueba de agua, a partir del cual el operador puede determinar fácilmente la pérdida de carga, midiendo la diferencia entre esta línea y el nivel de agua presente en la cámara.

Tabla 2. *Actividades diarias de operación en filtros gruesos ascendentes.*

Actividades	Acciones Claves
Medición y control de caudal	➢ Verificar el nivel de agua en la reglilla de aforo de cada unidad. ➢ Ajustar la válvula de entrada hasta alcanzar el caudal de operación.
Medición de turbiedad	➢ Medir turbiedad del agua a la entrada del filtro grueso ascendente. ➢ Cerrar válvula cuando la turbiedad del agua afluente sea mayor que el valor previsto para operación normal.
Registro de material flotante	➢ Retirar material desprendido del lecho filtrante con una nasa.
Registro de Información	➢ Anotar en el libro de registro diario los valores de turbiedad en el ingreso y salida del filtro. ➢ Cambios en el caudal durante el día. ➢ Fecha de lavado del filtro.
Medición de pérdida de carga	➢ Medir nivel de agua en la cámara de entrada al filtro. ➢ Lavar el filtro cuando la pérdida de carga sea mayor que el valor esperado al finalizar la carrera de filtración.

Figura 1. *Retiro de material flotante.*



Filtros lentos de arena (FLA). Para lograr su adecuado funcionamiento es muy importante que la puesta en marcha del filtro se realice lentamente, con el fin de alcanzar la formación y maduración de la capa biológica en un tiempo más corto.

Figura 2. *Corte Transversal de un filtro lento.*

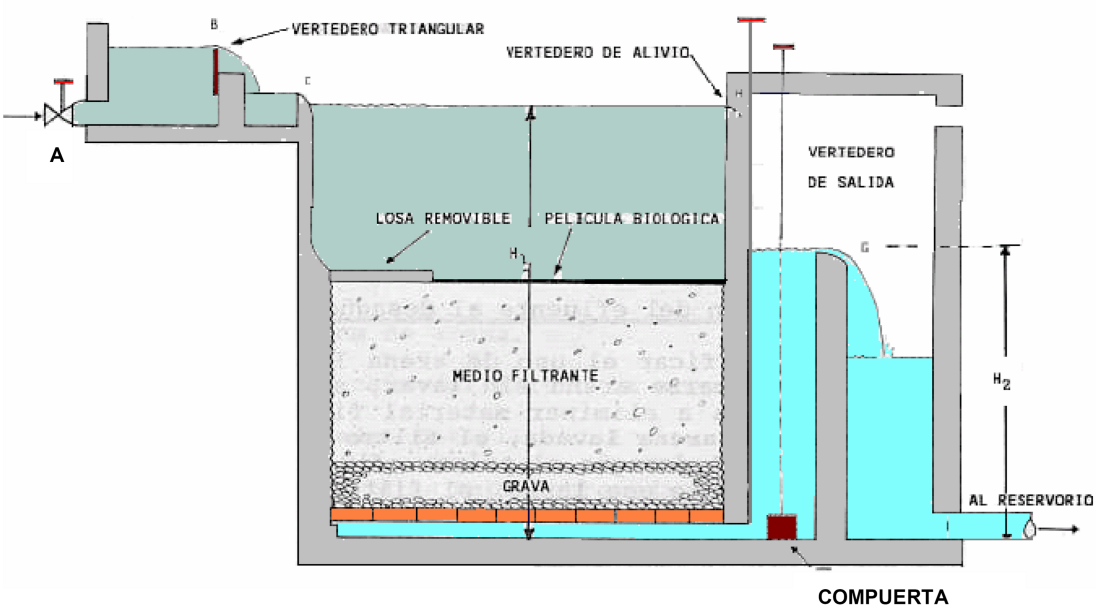


Tabla 3. *Actividades para poner en marcha un nuevo filtro lento en arena.*

Actividades	Acciones Claves
Llenar el filtro lentamente y en forma ascendente	➢ Abastecer la unidad hasta que el agua aparezca sobre la superficie de arena.
Nivelar la superficie del lecho de arena.	➢ Abrir la válvula de vaciado para descender el nivel de agua hasta 0.1 m debajo de la superficie de arena. ➢ Nivelar las irregularidades en la superficie de arena.
Poner en marcha el filtro	➢ Realizar nuevamente el llenado ascendente hasta que el nivel del agua alcance 0.2 m sobre la superficie de arena. ➢ Abrir la válvula de entrada de regulación del filtro y mantener la velocidad de filtración en 0.02 m/h. ➢ Abrir la válvula de desagüe de la cámara de agua filtrada. ➢ Aumentar la velocidad de filtración 0.02 m/h

	cada semana hasta alcanzar la velocidad de diseño (generalmente 0.10 ó 0.15 m/h). Si al alcanzar la velocidad de diseño, la turbiedad es superior a 5UNT, se debe continuar con la misma velocidad hasta que la turbiedad sea inferior a 5 UNT.
Retirar material flotante	➢ Retirar material desprendido del lecho filtrante con una nasa.
Revisar calidad del agua	➢ Durante el período de maduración del filtro, medir a diario si el agua filtrada reúne los criterios de calidad acordados para suministro.
Pasar el agua filtrada al sistema de abastecimiento	➢ Cuando la calidad el agua filtrada sea aceptable, cerrar la válvula de desagüe del agua filtrada y abrir la válvula de distribución.

Tabla 4. *Actividades de operación normal de un filtro lento en arena con control a la entrada.*

Actividades	Acciones Claves
Remover el material flotante	➢ Retirar material desprendido del lecho filtrante con una nasa.
Medir la velocidad de filtración	➢ Verificar en la regla de aforo o vertedero.
Regular la velocidad de filtración	➢ Manipular la válvula de entrada para mantener la velocidad de filtración constante.
Decidir la limpieza del lecho	➢ Cuando la altura del agua alcance el nivel de la tubería de rebose, se debe suspender el funcionamiento del filtro en servicio e iniciar su limpieza. ➢ Programar la limpieza de manera que solo una unidad salga de operación, mientras el otro funciona.

El área superficial del lecho de arena, es donde se acumula la mayor parte del material inorgánico, orgánico y la biomasa; es por ello que en esta biomembrana sucede la mayor parte de la pérdida de energía hidráulica, su raspado permite recuperar la conductividad hidráulica del filtro.

Operaciones Especiales.

a) Parada.

Esta operación puede darse en el caso de interrumpir el servicio para efectuar reparaciones o para suspender el ingreso de agua por deterioro del afluente; en lo posible debe evitarse pues al parar la filtración, el metabolismo de los organismos que se encuentran en el medio filtrante se altera, creando compuestos que afectan la calidad del agua. Cuando se para el filtro por periodos muy largos, los organismos muertos se descomponen y entonces es necesario efectuar el mantenimiento de todo el lecho de arena y someterlo a un nuevo periodo de maduración.

b) Operación para aguas con alto contenido de turbiedad o color.

Esta posibilidad solo se admite como emergencia. Cuando altas concentraciones se producen por periodos cortos, la práctica normal es cerrar el ingreso a la planta hasta que el agua aclare. Cuando el problema se prolonga y peligra la continuidad del servicio se puede optar por aceptar el agua turbia tal cual llega pero se tendrán graves problemas de mantenimiento, al acortarse considerablemente las carreras del filtro.

MANTENIMIENTO

Filtros gruesos dinámicos. El mantenimiento se realiza para la recuperación de la pérdida de carga en los medios filtrantes a través del lavado manual superficial y de descargas de fondo.

Solamente durante las actividades de mantenimiento y en particular durante el lavado superficial se puede aumentar el valor de **Qi**, de tal manera que se facilite el arrastre del material resuspendido por efecto de las acciones de rastrillo y arado sobre el lecho de grava fina.

El mantenimiento de los FGDi incluye actividades periódicas que consisten principalmente en la limpieza de la capa superficial de grava y en el lavado hidráulico o drenaje de fondo utilizando la válvula de apertura rápida.

Tabla 5. *Actividades periódicas de mantenimiento*

Actividades	Acciones Claves
Lavar cámaras de entrada y salida (una vez por semana)	➢ Remover material adherido a paredes y fondo de cámaras.
Limpiar capa superficial de grava (una o dos veces por semana)	➢ Cerrar válvula de control de agua filtrada. ➢ Revolver con un rastrillo u otro elemento similar, el lecho de grava superficial en sentido contrario al flujo, iniciando en la zona de entrada y finalizando en el vertedero de rebose. ➢ Revolver la grava hasta que el agua desaguada sea visiblemente similar al agua con la cual se está lavando.
Limpieza hidráulica o de fondo del filtro (una vez por semana)	➢ Llenar la cámara de filtración con agua cruda y abrir y cerrar 10 veces consecutivas la válvula de apertura rápida, dejar abierta la válvula y drenar el filtro hasta que el agua del desagüe sea visiblemente similar al agua de lavado. Este procedimiento puede repetirse por 2 ó 3 ocasiones dependiendo de la calidad del agua del desagüe.

Figura 3. *Lavado de la cámara de entrada de agua cruda al FGDi.*

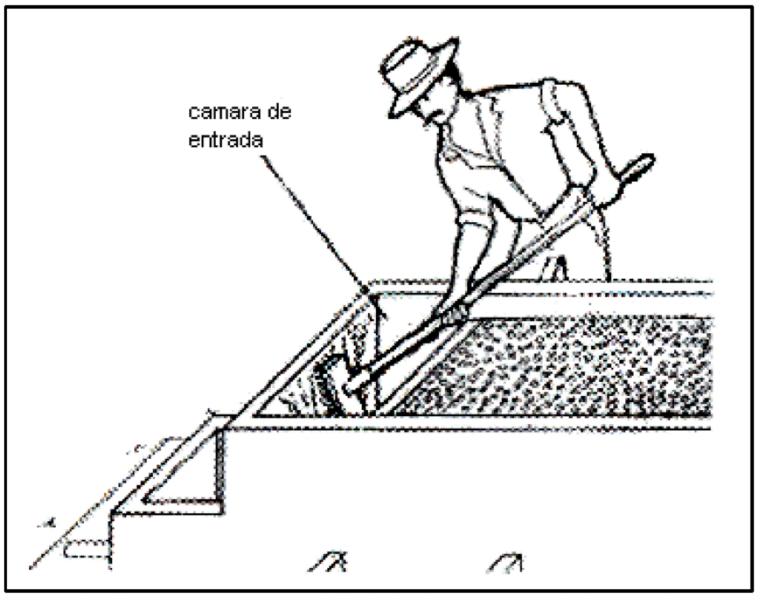
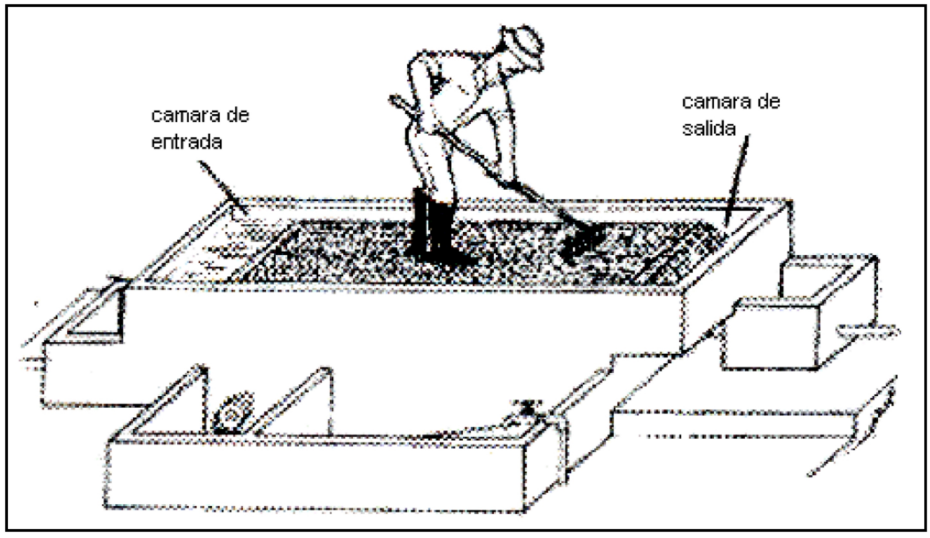


Figura 4. *Limpieza de la capa superficial de la grava del FGDi.*



Consideraciones especiales.

- Si terminado el lavado no se recupera la carga hidráulica, se debe drenar nuevamente el filtro. Si la situación persiste será necesario retirar todo el

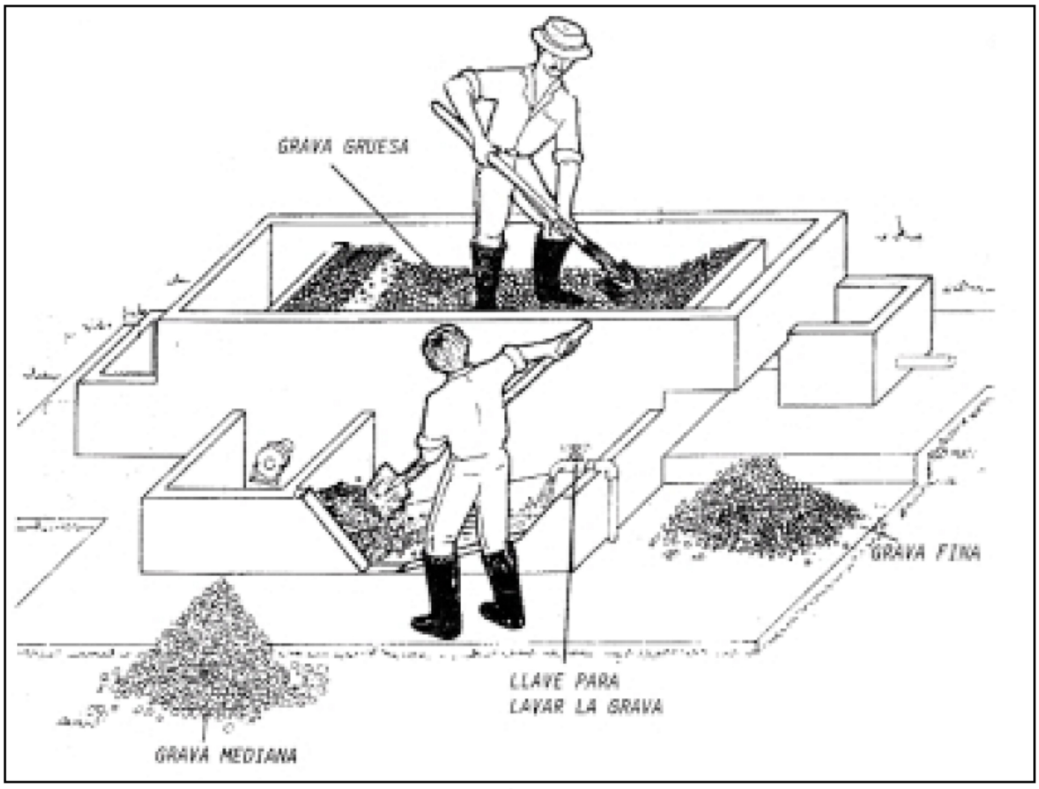
lecho filtrante, lavarlo manualmente o con ayuda mecánica e instalarlo nuevamente, conservando la estratificación inicial.

- Se debe tener especial cuidado en la extracción y posterior colocación de las capas de grava, a fin de evitar su mezcla. Si esto sucede, las gravas deben ser retiradas, tamizadas y colocadas nuevamente en correcto orden. La mezcla de los medios filtrantes origina un lecho no estratificado, que puede implicar menor eficiencia remocional, mayor penetración de lodo a lo largo de toda la profundidad del lecho, aumentando las ruinas de mantenimiento.

Tabla 6. *Actividades eventuales de operación y mantenimiento de un filtro grueso dinámico.*

Actividades	Acciones Claves
Retiro y lavado total de la grava	➢ Cerrar salida de agua filtrada. ➢ Cerrar entrada de agua cruda. ➢ Retirar capas de grava cuidando que éstas no se mezclen entre sí. ➢ Lavar en forma separada las capas de grava. ➢ Tamizar las fracciones de grava que puedan estar mezcladas. ➢ Lavar tuberías, fondo y paredes del filtro. ➢ Instalar capas de grava en el mismo orden y con igual espesor al especificado en los planos de replanteo. ➢ Abrir entrada de agua y realizar un lavado siguiendo las indicaciones del lavado normal del filtro.

Figura 5. *Retiro y lavado total de grava.*



Filtros gruesos. El mantenimiento está asociado con los lavados y las acciones tendientes a prevenir o reparar daños.

El lavado de las unidades deberá efectuarse con mayor frecuencia cuando se presenta deterioro en la calidad de agua afluente, siendo la pérdida de carga mayor al valor normalmente alcanzado cada semana, al finalizar cada carrera de filtración.

En algunas circunstancias al finalizar la carrera de filtración semanal, la pérdida de carga puede presentar variaciones mínimas que a juicio del operador no ameritan la ejecución del lavado; sin embargo es necesario tener mucho cuidado con este parámetro, pues el hecho de no lavar oportunamente, puede producir la compactación del material removido y almacenado en el interior de la unidad, ocasionando ineficiencia del lavado, aumento en la pérdida de carga, incremento en las actividades de operación y mantenimiento y disminución en la eficiencia del proceso de tratamiento.

Figura 6. *Corte transversal del filtro grueso ascendente.*

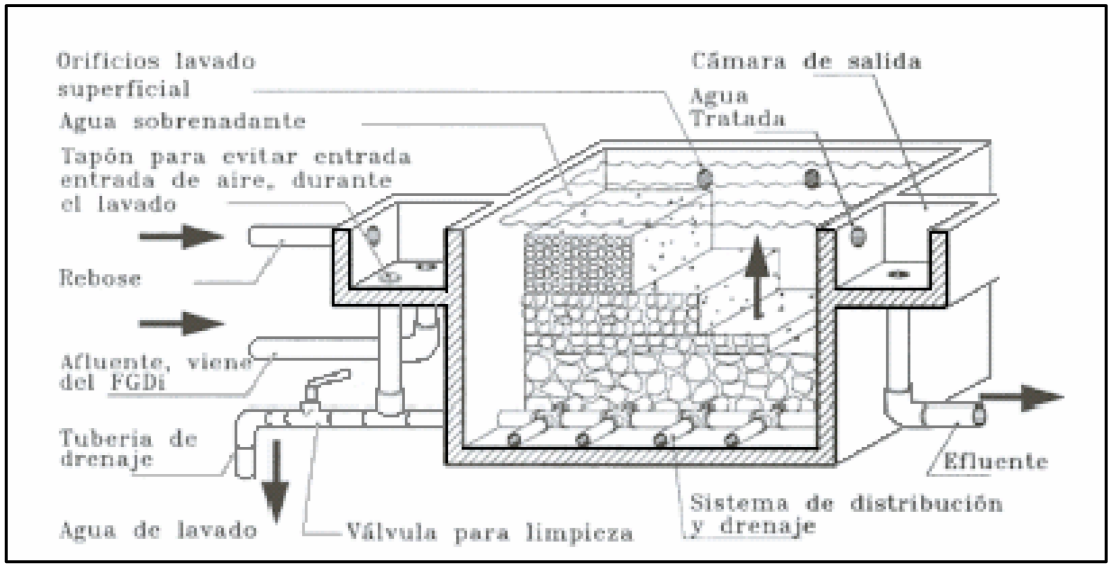


Tabla 7. *Actividades periódicas de mantenimiento.*

Actividades	Acciones Claves
Lavado semanal del filtro	
Limpieza cámara de entrada	➢ Desprender material adherido en el fondo y en paredes de la cámara, utilizando escobilla con cerdas de material sintético.
Limpieza hidráulica del filtro (lavado de fondo)	➢ Medir pérdida de carga. ➢ Cerrar entrada de agua a la unidad. ➢ Cerrar salida de agua filtrada. ➢ Abrir y cerrar 10 veces seguidas la válvula de apertura rápida, dejar abierta la válvula y drenar el filtro hasta que el agua del desagüe sea visiblemente similar al agua de lavado. ➢ Cerrar válvula de apertura rápida. ➢ Abrir entrada de agua y llenar filtro.
Limpieza cámara de salida	➢ Desprender material adherido al fondo y paredes de la cámara.
Poner en funcionamiento	➢ Abrir salida de agua hacia el filtro lento cuando el efluente de la unidad recién lavada haya aclarado. (*)
Revisar eficiencia del lavado del filtro	➢ Medir pérdida de carga y comparar con valor medido antes del lavado, si es mayor volver a lavar el filtro.
Lavado mensual del filtro	
Limpieza cámaras de entrada y salida	➢ Limpiar material adherido al fondo y paredes de cámaras, con un cepillo de cerdas sintéticas.
Limpieza superficial de la grava	➢ Cerrar salida de agua filtrada. ➢ Abrir compuertas laterales o adaptadores de limpieza. ➢ Revolver la superficie de la grava utilizando una pala metálica, hasta que el agua producto del

Actividades	Acciones Claves
Limpieza hidráulica del filtro (lavado de fondo)	lavado aclare. ➢ Cerrar compuertas laterales. ➢ Cerrar entrada de agua. ➢ Realizar dos drenajes del filtro siguiendo las recomendaciones del lavado semanal. Antes de iniciar el segundo lavado, llene el filtro. ➢ Abrir entrada de agua. ➢ Abrir salida de agua.

(*) Eventualmente el efluente de la unidad se deteriora después del lavado, el operador debe estar atento para realizar los correctivos del caso.

En forma similar a lo que ocurre en el FGDi, después del lavado, la pérdida de carga debe reducirse hasta el valor que normalmente se presenta al inicio de cada carrera de filtración.
Las causas de que esta reducción no se presente puede deberse a:

• Entrada de aire al sistema de drenaje.
• Lavado ineficiente.
• Obstrucción de la tubería de drenaje.
• Obstrucción completa del medio filtrante.

En los dos primeros casos se debe drenar nuevamente el filtro; en el tercer caso, se debe introducir una sonda por el adaptador de limpieza conectado a la tubería de drenaje, localizado en la cámara de lavado por encima de la válvula de drenaje. En el cuarto caso se debe proceder la extracción total del lecho filtrante; antes de efectuar esta actividad se debe verificar que efectivamente la obstrucción del lecho es total, pues es una actividad costosa y dispendiosa frente a las actividades de mantenimiento rutinarias. La obstrucción total se constata si al efectuar lavados consecutivos en la unidad no se logra la reducción de la pérdida de carga y si el caudal que sale por la válvula de drenaje es muy inferior a lo normal.

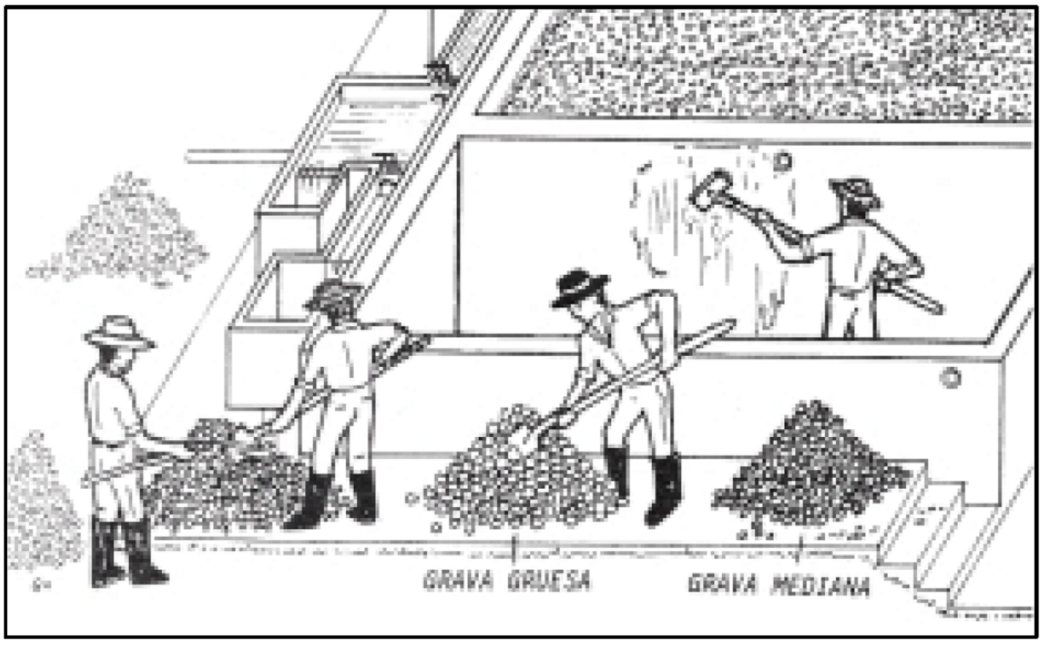
La diferencia en los costos de operar y mantener un sistema de filtración gruesa ascendente en serie o en capas, está representada por el tiempo requerido por el operador al efectuar la limpieza superficial de cada filtro, y por la cantidad de agua empleada al lavar uno u otro sistema. Existe sin embargo una mayor diferencia en términos del tiempo que debe permanecer cada sistema de filtración gruesa fuera de operación por ejecución del lavado, particularmente durante el lavado mensual, ya que para efectuar el mantenimiento de las segundas y terceras etapas, se hace

necesario esperar el llenado de la(s) etapa(s) previa(s) una vez concluido el lavado.

Tabla 8. *Actividades eventuales en los filtros gruesos ascendentes.*

Actividades	Acciones Claves
Retiro y lavado de la grava	➢ Cerrar entrada de agua al filtro grueso. ➢ Drenar unidad a través de las válvulas de apertura rápida. ➢ Retirar capas de grava secuencial mente, procurando que éstas no se mezclen entre sí y evitando la pérdida de material. ➢ Medir el espesor de las capas que se retiran. ➢ Lavar los tipos de grava en forma separada. ➢ Tamizar fracciones de grava que estén mezcladas. ➢ Lavar tuberías, fondo y paredes del filtro. ➢ Instalar capas de grava en el mismo orden y con igual espesor al que tenían antes de ser retiradas para el lavado. ➢ Llenar filtro en forma ascendente. ➢ Realizar varios drenajes, siguiendo las recomendaciones del lavado semanal. ➢ Abrir salida de agua hacia filtros lentos.

Figura 7. *Retiro y lavado de gravas y paredes del filtro.*



Filtros lentos de arena. Las actividades rutinarias de mantenimiento incluyen el raspado o trillado, la manipulación de la arena, y el monitoreo de la unidad.

Los raspados periódicos continúan progresivamente hasta alcanzar una profundidad mínima del lecho de arena del orden de 0.50 m; una vez alcanzado este nivel se debe proceder al rearenamiento. Para el rearenamiento es importante conocer previamente la cantidad de arena disponible en la caseta de almacenamiento, la cual debe ser suficiente para restablecer la altura inicial del lecho filtrante; debe tenerse en cuenta que cerca del 20% de la arena instalada inicialmente en el filtro se pierde en el lavado y transporte entre el filtro, la cámara de lavado y la caseta de almacenamiento.

Figura 8. *Raspado de la capa superior de arena.*

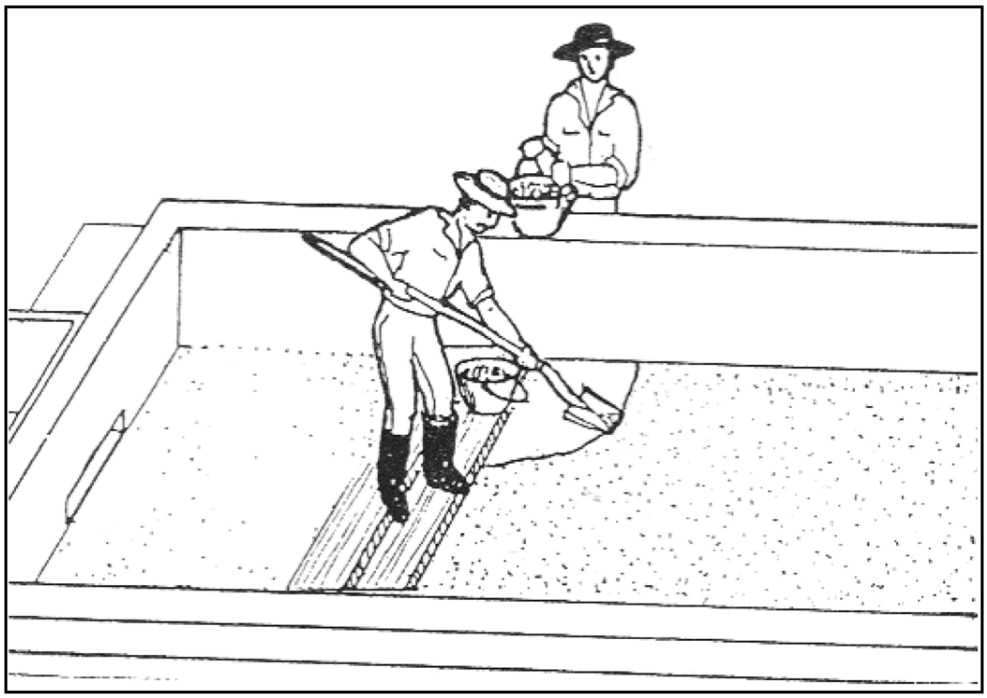


Tabla 9. *Procedimiento para limpiar un lecho filtrante de arena.*

Actividades	Acciones Claves
Extraer el material flotante	➢ Retirar el material flotante con una nasa.
Drenar el agua sobrenadante	➢ Cerrar la válvula de entrada. ➢ Abrir la válvula de vaciado. ➢ Limpiar las paredes del filtro con un cepillo largo. ➢ Cerrar la válvula de vaciado cuando el agua llegue a 0.20 m por debajo de la superficie del lecho filtrante.

Actividades	Acciones Claves
Mantener la producción de agua de la planta	➢ Ajustar la velocidad de filtración en los otros filtros; la velocidad no debe exceder de 0.30 m/h.
Proteger el lecho filtrante	➢ Raspar una pequeña área, cúbrala con tablas y coloque el equipo sobre ella.
Raspar la capa superior	➢ Marcar áreas (3 x 3 m^2) raspando en franjas estrechas. Raspar de 1 a 3 cm de la parte superior de cada área.
Retirar el material raspado	➢ Trasladar el material raspado a la plataforma de lavado.
Retirar el equipo	➢ Retirar el equipo de la zona de trabajo.
Nivelar la superficie de arena	➢ Utilizar una tabla o un rastrillo de dientes finos para nivelar la superficie.
Comprobar la profundidad del lecho de arena	➢ Medir la altura desde el borde superior del muro hasta el lecho filtrante.
Dar tiempo para la maduración biológica	➢ La maduración generalmente toma de 1 a 2 días en zonas tropicales (siempre y cuando la limpieza no dure más de 1 día).
Ajustar la velocidad de filtración	➢ Aumentar lentamente la velocidad de filtración en la unidad raspada, simultáneamente reduzca la velocidad de filtración en los otros filtros sobrecargados, hasta alcanzar la velocidad de operación normal en todas las unidades.
Pasar el agua al sistema de suministro	➢ Si al segundo día la calidad del agua efluente del filtro recién raspado es aceptable, abra la válvula de suministro.

Consideraciones complementarias para limpieza del medio filtrante.

• Programando la tarea de limpieza por anticipado, se puede evitar el desperdicio de agua durante la eliminación de la capa sobrenadante.

• La noche anterior al día de la limpieza, se cierra el ingreso de agua cruda a la caja del filtro y se deja filtrar con tasa declinante durante la noche.

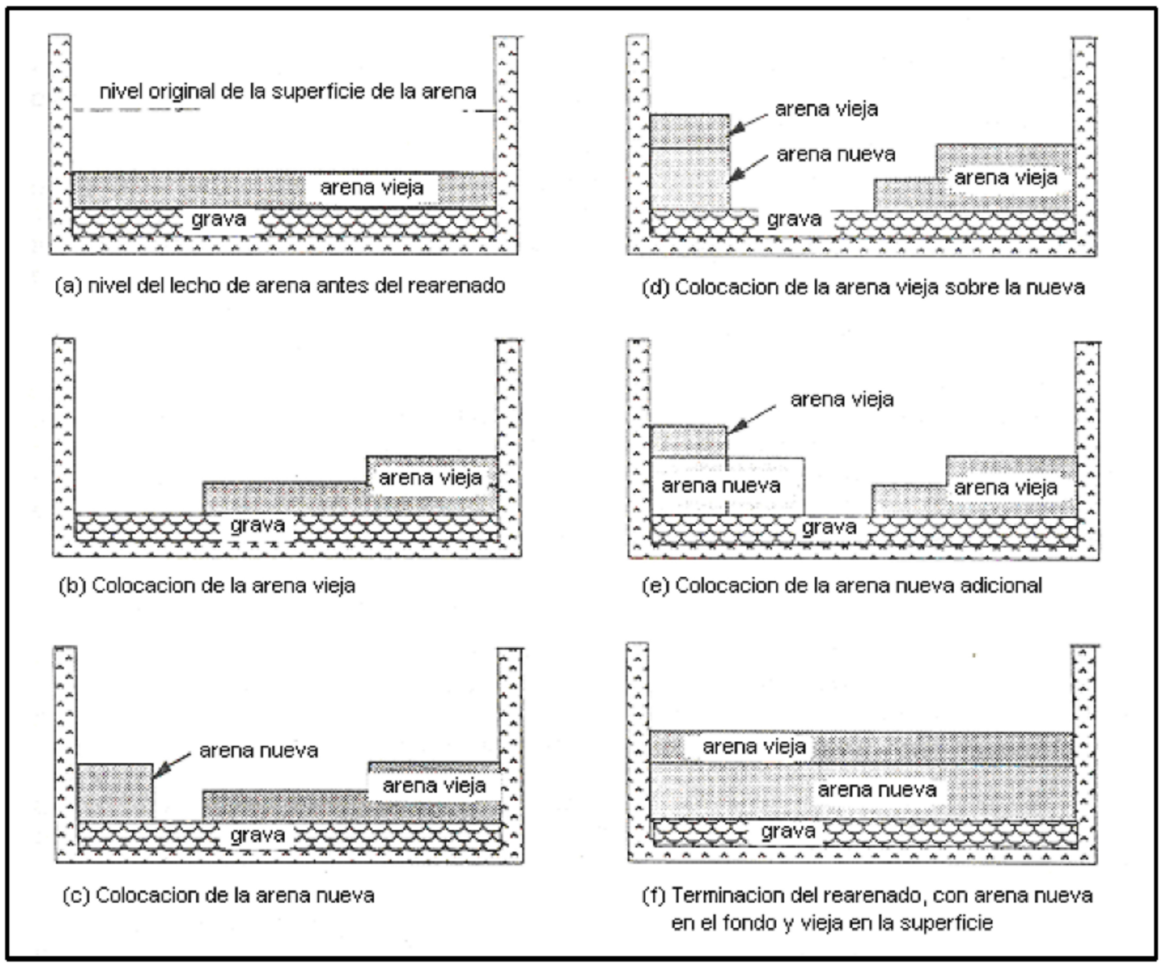
• A la mañana siguiente, apenas aclara el día, el personal encargado de esta tarea debe estar listo para iniciar el raspado, tratando de concluirla antes de la salida del sol, para proteger de su efecto lesivo a la formación biológica del lecho filtrante.

Tabla 10. *Procedimiento para rearenar un filtro lento de arena.*

Actividades	Acciones Claves
Raspar la capa superior	➢ Seguir los procedimientos indicados para limpiar el lecho filtrante.
Drenar el agua del lecho	➢ Abrir la válvula de vaciado.

filtrante	
Extraer la arena	➢ Dependiendo del tamaño del filtro dividir la superficie en varias partes y rearene una por una. ➢ Tener en cuenta que ha retirado 0.50 m y la altura de lecho remanente en el filtro es 0.50 m. ➢ Retirar la arena de una zona del filtro y colóquela a un lado, no saque la arena gruesa ni la grava de soporte.
Rellene el lecho de arena	➢ Rellenar con arena limpia el filtro, utilizando la almacenada en la caseta, hasta alcanzar una altura de 0.50 m, coloque sobre ésta la que previamente ha amontonado; hasta alcanzar la altura máxima de arena. ➢ Continuar el raspado con las otras zonas del filtro, utilizando el mismo procedimiento.
Nivelar la superficie de arena	➢ Nivelar la superficie de la arena, de la misma manera que se hace después del raspado.
Poner en servicio nuevamente el filtro.	➢ Seguir el procedimiento indicado en los cuadros anteriores.
Dejar madurar el lecho filtrante	➢ En condiciones tropicales, la maduración después de reponer la arena tomará de 3 a 15 días, dependiendo de la calidad de agua afluente.

Figura 9. *Etapas de la operación de rearenado del lecho filtrante.*



Consideraciones para el lavado de la arena.

• Cuando la arena es muy costosa o difícil de obtener, se recomienda lavar y almacenar la arena proveniente de los raspados para ser usada en el rearenamiento del filtro.

• La arena raspada debe lavarse tan pronto como se extrae del filtro, porque tiene materia orgánica adherida y este material al descomponerse produce sustancias con olores y sabores muy difíciles de remover.

• Para lavar la arena sucia en una planta pequeña, se puede emplear un simple canal. El flujo de agua mantiene la arena y los residuos en suspensión. La arena sedimentara dentro de una caja y los residuos serán removidos por la corriente de agua.

Figura 10. *Lavado de arena manual.*

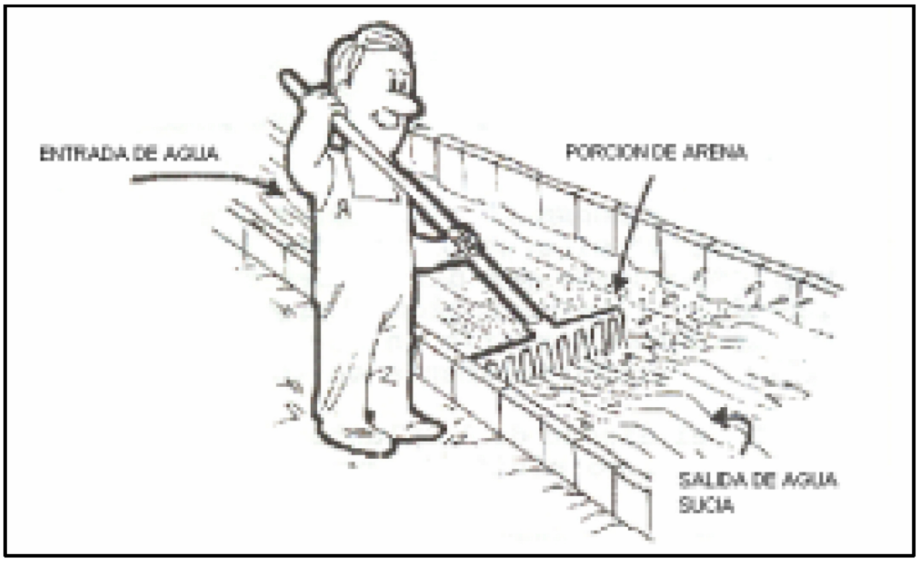


Figura 11. *Esquema conceptual de un sistema de lavado de arena.*

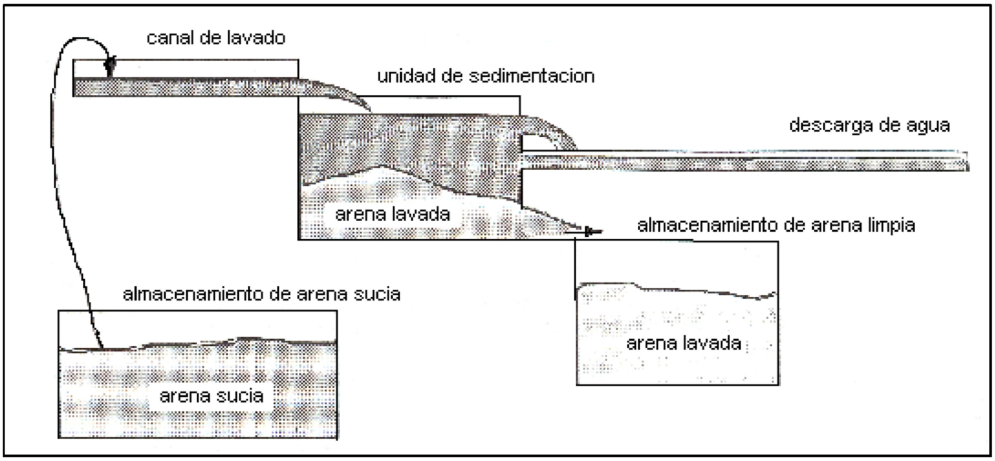


Figura 12. *Otras alternativas de lavado manuales (1).*

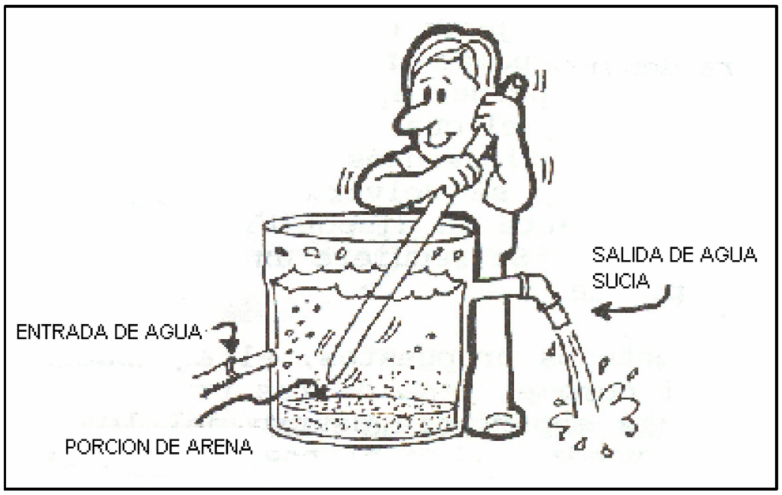
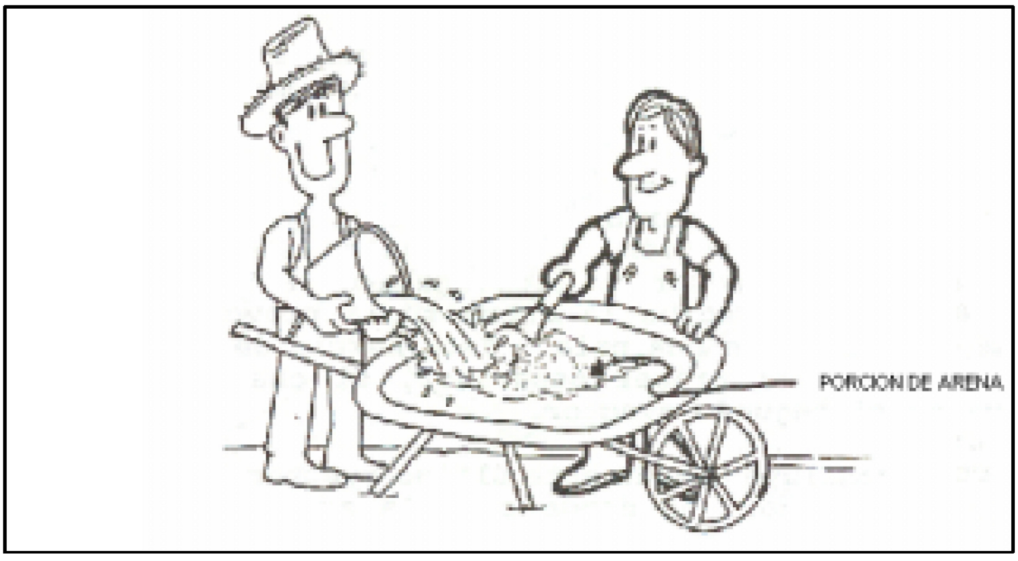


Figura 13. *Otras alternativas de lavado manual (2).*



Consideraciones para lavado completo del filtro. Esta operación se debe realizar cada cinco años y consiste en la limpieza del fondo del filtro, del sistema de drenaje, de la caja del filtro y el lavado de la grava y de la arena.

REGISTROS DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO

Los aspectos operacionales y de mantenimiento deben ser considerados desde la fase de planeación del proyecto. Usualmente en la localidad se conforma un ente para administrar el sistema de abastecimiento de agua, sin embargo es el operador quien juega un papel importante en la operación y mantenimiento del sistema.

Las funciones principales del operador de una planta de tratamiento consideran entre otras, el control del flujo, el monitoreo de la calidad del agua, la limpieza de los filtros y la ejecución de actividades generales de mantenimiento.

Una herramienta importante para el operador y que contribuye a alcanzar un mejor control sobre el funcionamiento del sistema, es la ficha de control, la cual debe ser llevada diariamente según el programa de seguimiento acordado con el ente de soporte en control y vigilancia de la calidad del agua. Los registros obtenidos para los parámetros de interés deben ser comparados con los valores deseables, a fin de establecer la eficiencia en el funcionamiento de la planta de tratamiento y tomar las acciones en caso de ser necesarias.

En el Anexo F se describen los problemas más comunes que se presentan durante la operación y mantenimiento de la filtración en múltiples etapas y sus posibles soluciones.

Este anexo constituye otra herramienta indispensable para los operadores de este tipo de plantas y un complemento indispensable para la ficha de control (Anexo E).

ANEXO E

Ficha de control – PTAP.

FICHA DE CONTROL DE FUNCIONAMIENTO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO

Semana del _____al_____ Operador_____ Hoja No._____

Parámetro	Lugar	Valor Deseable	Días						
			Lunes	Martes	Miércoles	Jueves	Viernes	Sábado	Domingo
Turbiedad (UNT)	Entrada F. Grueso Dinámico (1) Entrada F. Gruesos Ascendentes (3) Entrada F. Lento (8) Salida F. Lento 1 (13) Salida F. Lento 2 (14)	 < 10 < 5 < 5							
Caudal (l/s)	Entrada F. Gruesos Ascendentes (4) + (5) Entrada Filtros Lentos (9) + (10)	Caudal de diseño Caudal de diseño							
Pérdida de carga (cm)	Filtros Gruesos Ascendentes (4) (5) Filtros Lentos (11) (12)	< 0.10 m < 0.71 m							
Cloro Residual	Tanque de almacenamiento (15)	Entre 0,3 y 1							
Limpieza									
Observaciones _____ _____									

ANEXO F

Problemas frecuentes FIME.

PROBLEMAS FRECUENTES Y SOLUCIONES

Problema	Soluciones
1. No llega suficiente agua a la planta de tratamiento	Revise el estado de los componentes del sistema que están antes de la planta: bocatoma, desarenador, conducción, incluyendo válvulas de purga y ventosas. Realice los ajustes respectivos.
2. Llega mucho agua a los filtros gruesos ascendentes y a los filtros lentos.	Controle que el filtro grueso dinámico solo trate el agua necesaria para los filtros gruesos ascendentes.
3. El agua no pasa entre el filtro grueso dinámico y los filtros gruesos ascendentes, a pesar de que el filtro grueso dinámico está limpio.	Identifique si hay alguna obstrucción en la tubería o válvula que comunica entre si los filtros; en caso positivo introduzca una sonda por la tubería de llegada a los filtros gruesos ascendentes. Si nos es posible destapar la tubería, solicite apoyo de un técnico.
4. Durante la noche entra el agua con mucho lodo a la planta y alcanza a llegar a los filtros gruesos ascendentes (esto se puede observar por el aspecto del agua en la superficie de los filtros gruesos ascendentes)	Realice lavado adicional al filtro grueso dinámico y a los filtros gruesos ascendentes, tal como se indica para el lavado semanal. Este lavado no reemplaza al lavado semanal normal.
5. Abundancia de algas flotantes en los filtros gruesos ascendentes y en los filtros lentos, las cuales no permiten una adecuada filtración y dan mal aspecto a los filtros.	Retire diariamente con la nasa las algas flotantes. Si esto no es suficiente, puede ser necesario cubrir los filtros.
6. El agua efluente de los filtros gruesos ascendentes no llega a los filtros lentos.	Introduzca una sonda por la tubería afluente a la estructura de entrada a los FLA o por la cámara de salida de los filtros gruesos ascendentes.
7. El agua que sale de los filtros presenta turbiedad mayor a 5 a 5 unidades nefelométricas (UNT).	Mida la turbidez que sale de los filtros gruesos ascendentes y si es mayor a 20 siga lo indicado para el problema No. 8. Si la turbiedad es menor de 20 revise el caudal de entrada, tanto en los filtros gruesos ascendentes como en los filtros lentos y realice los ajustes necesarios. Si la turbiedad a la salida no disminuye avise a la Entidad Supervisora.
8. El agua que entra al filtro lento presenta una turbiedad entre 20 y 50 UNT.	Disminuya la entrada de agua a los filtros gruesos hasta que el caudal esté a la mitad de lo normal. Si la turbiedad se mantiene por lo menos una hora, por debajo de 20 UNT, ponga a funcionar los filtros gruesos con el caudal normal.
9. El agua que entra al filtro lento presenta una turbiedad mayor que 50 UNT.	Cierre la entrad de agua los filtros gruesos ascendentes hasta alcanzar la cuarta parte del caudal de operación. Continúe hasta que la turbiedad del efluente sea inferior a 50 UNT.
10. No sale suficiente agua del filtro después del raspado de la arena.	Vacíe parte del agua del filtro hasta un nivel por debajo de la arena y llénelo de nuevo por la cámara de salida con agua limpia del otro filtro lento.
11. Mal olor de la arena almacenada.	Lave adecuadamente la arena y realice la prueba de la botella para asegurarse que quedó bien lavada.
12. No hay regla de aforo o está fuera del lugar donde fue ubicada inicialmente.	Instálela con la ayuda de un técnico.
13. Regla de aforo con números borrados.	Avise a la Entidad Supervisora para que se haga y se instale nuevamente la regla , con la asesoría de un técnico.
14. Agrietamientos o fisuras en los muros.	Realice la reparación lo antes posible. Sino puede hacerla , avise al Ente Supervisor y solicite apoyo técnico.
15. Fugas en la válvulas por: • Daño en el empaque • Daño en el soporte • Rotura por: i. Oxidación ii. Exceso de pintura	En cualquiera de estos casos repare lo antes posible el daño y cambie la válvula si es necesario. Las válvulas se deben lubricar y pintar periódicamente para evitar danos en el soporte, problemas en el cierre y oxidación.

ANEXO G

Levantamiento Topográfico.

LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO.

Para poder efectuar los diseños de los elementos constitutivos del sistema de tratamiento en múltiples etapas FIME, se hace necesario realizar el levantamiento planimétrico y altimétrico, del sitio de captación elegido, de la aducción hasta el lugar dispuesto para el desarenador, de la línea de conducción hasta la planta de tratamiento, del predio destinado para la localización de la planta de tratamiento, se hace necesario levantar además la red de distribución y la realización del empalme entre el levantamiento y los planos existentes de las instalaciones hidráulicas internas localizadas en la UDENAR. Para lo cual se trabajara con equipos certificados y con precisión milimétrica.

EQUIPO UTILIZADO

Estación Total Leica TCAR 1100 Robótica precisión 0.5 mm en cota, 1" en ángulo horizontal y vertica.

Laptop HP Pavilion DV4 con Procesador AMD Turion X2
Software:

Leica Survey Office

Autocad Land Desktop 2006

Autocad 2008

AMARRE A COORDENADAS REALES.

Un proyecto debe vincularse a un sistema de coordenadas reales, que definan su localización, en el sitio determinado, y que a la vez permita realizar los replanteos de manera exacta una vez se ejecute el proyecto. Para realizar el amarre es necesario conocer las coordenadas de dos placas que sean visibles entre ellas, entre las cuales se puede determinar el ángulo que forman con la Norte.
Para llevar las coordenadas hasta el punto de inicio se realiza una poligonal abierta, por el método de las deflexiones. Para su posterior chequeo se realiza el

cierre de la poligonal en la placa de inicio, lo que permite determinar el error admisible cometido y el ajuste de la poligonal.

Trabajo de campo. Se localizaron las placas de georeferenciación, el BM 110 y la placa 10 para realizar el amarre a coordenadas cartesianas planas. De la red de apoyo del IGAC. Tabla 1.

Tabla 1. Placas de Amarre a coordenadas planas cartesianas.

Ptos de control Topografico				
PTO	Codigo de Placa	Elevación	Coordenadas	
			Estes	Nortes
1	BM 110	2491.31	975904.558	627920.619
2	PL 10	2494.37	976429.598	627670.447

A partir del BM 110 se realiza la respectiva poligonal de inicio hacia el sitio destinado para la bocatoma en la quebrada el cuscungo.

Figura 1. Equipo utilizado.

LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO.

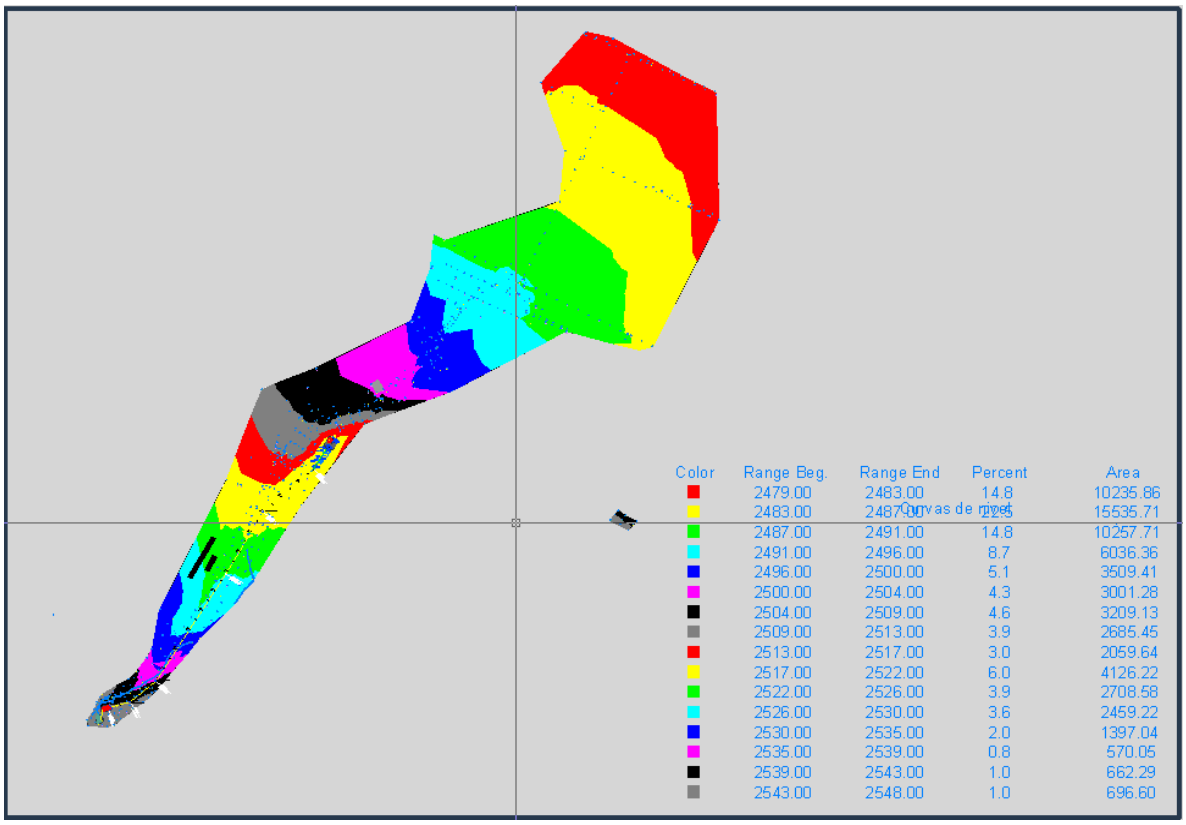
Se ubica en el corredor una poligonal abierta, levantada por el método de las deflexiones que sirva de línea base para el levantamiento topográfico, amarrada a las coordenadas del punto de inicio. Se realiza el levantamiento del sitio destinado para la localización de la bocatoma (figura 2); realizando una malla de puntos tal que permita la obtención de la topografía en 3D y a la vez las secciones transversales que definan las cotas importantes de la bocatoma, desarenador PTAP y red de distribución. Los deltas se materializan con estaca y puntilla, dejando 1 cm por encima del nivel del piso, para el posterior replanteo.

Figura 2. Localización Bocatoma.

El levantamiento de la línea de aducción, conducción y red de distribución se realiza abscisando la poligonal cada 10 mts y obteniendo los puntos criticos que puedan influir en el diseño, con un corredor topográfico de 15 mts a cada lado de la poligonal, que permita en un momento determinado cambiar la dirección de los alineamientos.

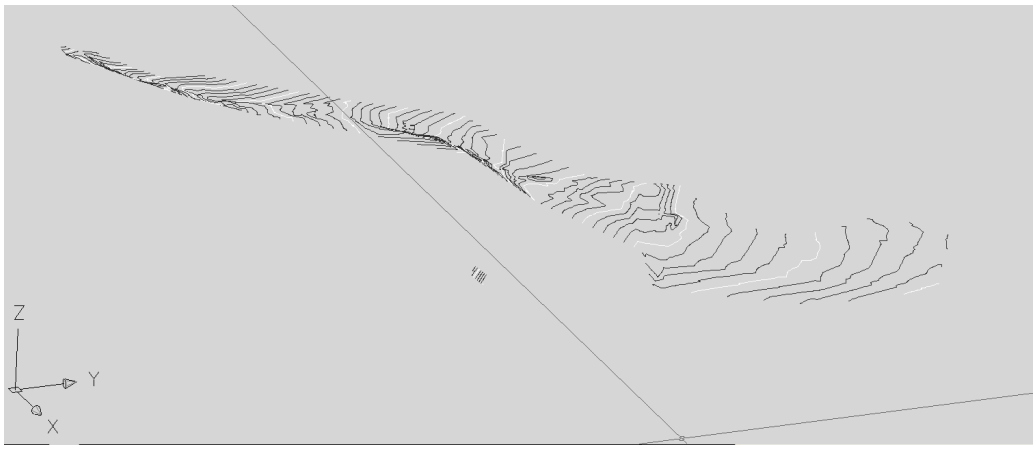
En la Figura 3 se indica la malla de puntos tomada para el levantamiento. Y la morfología del terreno representado por las curvas de nivel.

Figura 3. Topografía – Morfología.



En los trabajos de campo se tomo una malla de 689 puntos que garantizan el modelado de las curvas de nivel con el perfil del terreno existente en el sitio del levantamiento.

Figura 3. Curvas de nivel.



Carteras de campo. La cartera de campo se realiza directamente en la colectora de datos de la estación, la cual entrega un registro de crudos en formato .GSI, que se envía a una hoja de cálculo para su procesamiento en el programa Autocad Land. La obtención de cada uno de los puntos de campo se acompaña con una descripción que permite identificar grupos de puntos de trabajo, con los cuales se realiza la digitalización de los planos topográficos. Los datos obtenidos se anexan en la tabla 2.

Tabla 2. Cartera de campo.

PUNTO	ESTE	NORTE	ELEVACIÓN	CÓDIGO	DESCRIPCIÓN
117	975586.28	627590.299	2538.8	69	DELTAS
154	975667.558	627783.349	2514.9	69	
260	975759.724	627822.81	2509.12	69	
386	975866.532	627936.131	2493.32	69	
458	975998.212	627876.8	2485.88	69	
464	975893.727	627926.181	2491.48	69	
473	975843.337	627912.186	2495.55	69	
474	975846.092	627909.426	2495.14	69	
475	975838.742	627905.645	2495.62	69	
476	975844.618	627907.077	2495.17	69	
477	975836.984	627901.618	2495.59	69	
478	975843.192	627904.641	2495.19	69	
479	975834.74	627898.815	2495.63	69	
480	975841.774	627902.52	2495.24	69	
481	975832.374	627896.342	2495.68	69	
482	975839.531	627899.645	2495.33	69	
483	975829.825	627893.631	2496.34	69	
484	975837.882	627897.237	2495.38	69	

485	975828.12	627890.31	2497.07	69	
486	975824.914	627884.858	2497.58	69	
487	975830.8	627885.272	2496.73	69	
488	975826.456	627891.986	2497.12	69	
558	975888.977	627950.718	2490.12	69	
566	975900.057	627937.63	2490.56	69	
567	975935.218	628049.148	2484.85	69	
568	975954.446	628089.316	2483.24	69	
591	975990.131	628131.962	2481.46	69	
592	975990.134	628131.967	2481.46	69	

Tabla 2. Cartera de campo. (Continuación)

PUNTO	ESTE	NORTE	ELEVACIÓN	CÓDIGO	DESCRIPCIÓN
504	975833.842	627950.568	2494.35	1	VIA PAVIMENTADA
505	975827.207	627936.641	2494.44	1	
506	975838.027	627948.611	2494.2	1	
507	975833.823	627933.56	2494.14	1	
508	975843.469	627946.026	2494.02	1	
509	975838.829	627931.24	2493.94	1	
510	975849.044	627943.374	2493.85	1	
511	975844.172	627928.682	2493.75	1	
512	975855.196	627940.525	2493.6	1	
513	975849.773	627926.043	2493.53	1	
514	975860.884	627937.793	2493.32	1	
515	975855.115	627923.534	2493.3	1	
516	975860.267	627921.109	2493.03	1	
517	975872.139	627932.472	2492.8	1	
518	975865.308	627918.739	2492.77	1	
519	975875.752	627932.358	2492.53	1	
520	975877.668	627932.769	2492.33	1	
521	975871.087	627916.005	2492.5	1	
522	975884.629	627926.637	2492.14	1	
523	975888.033	627925.082	2491.96	1	
524	975877.56	627912.948	2492.17	1	
525	975888.224	627929.965	2491.95	1	
526	975885.863	627927.883	2491.98	1	
527	975883.074	627910.361	2491.85	1	
528	975889.189	627907.447	2491.46	1	
529	975900.323	627919.319	2491.31	1	
530	975894.535	627904.94	2491.14	1	

PUNTO	ESTE	NORTE	ELEVACIÓN	CÓDIGO	DESCRIPCIÓN
531	975904.534	627917.247	2491.02	1	
532	975900.187	627902.319	2490.87	1	
533	975910.114	627914.594	2490.66	1	
534	975905.853	627899.647	2490.57	1	
535	975915.512	627912.026	2490.38	1	
536	975936.987	627894.606	2489.23	1	
537	975936.058	627892.788	2489.25	1	
538	975931.935	627896.965	2489.54	1	
539	975931.038	627895.106	2489.55	1	
540	975924.906	627900.379	2489.95	1	
541	975923.941	627898.491	2489.92	1	
542	975919.424	627902.895	2490.28	1	
543	975918.484	627901.049	2490.24	1	
544	975913.86	627905.504	2490.57	1	
545	975913.007	627903.633	2490.54	1	
546	975909.009	627907.799	2490.84	1	
547	975908.238	627905.825	2490.81	1	
548	975902.728	627910.757	2491.17	1	
549	975902.016	627908.845	2491.17	1	
550	975901.66	627910.194	2491.24	1	
551	975861.561	627930.153	2493.41	1	
552	975862.015	627928.8	2493.36	1	

Tabla 2. Cartera de campo. (Continuación)

PUNTO	ESTE	NORTE	ELEVACIÓN	CÓDIGO	DESCRIPCIÓN
553	975860.837	627928.216	2493.38	1	VIA PAVIMENTADA
554	975841.918	627939.455	2494.22	1	
555	975840.972	627937.58	2494.25	1	
556	975821.887	627948.89	2494.75	1	
557	975820.969	627946.968	2494.81	1	
559	975893.9	627934.78	2491.03	1	
560	975887.105	627937.869	2491.25	1	
561	975894.967	627924.869	2491.43	1	
562	975895.677	627924.66	2491.38	1	
563	975896.246	627924.932	2491.3	1	
564	975896.554	627935.052	2490.7	1	
565	975899.84	627932.184	2490.84	1	
652	975964.767	628084.451	2483.1	1	
653	975958.303	628087.497	2483.11	1	

Tabla 2. Cartera de campo. (Continuación)

PUNTO	ESTE	NORTE	ELEVACIÓN	CÓDIGO	DESCRIPCIÓN
328	975675.265	627753.495	2518.23	5	PARAMENTOS
329	975659.125	627759.815	2518.29	5	
330	975656.278	627760.829	2518.4	5	
331	975647.028	627764.424	2519.26	5	
332	975715.827	627844.223	2505.99	5	
333	975677.524	627758.776	2517.38	5	
334	975723.343	627860.614	2505.03	5	
335	975686.508	627780.17	2514.35	5	
336	975687.921	627779.49	2514.27	5	
337	975690.542	627786.106	2513.28	5	
338	975759.724	627824.483	2505.43	5	
348	975697.77	627832.686	2509.11	5	
349	975676.851	627842.77	2510.41	5	
371	975743.786	627807.631	2514.58	5	
372	975740.729	627813.07	2512.21	5	
373	975739.88	627813.641	2512.03	5	
421	975780.289	627842.665	2502.32	5	
423	975774.805	627839.425	2502.45	5	
425	975769.916	627847.12	2502.63	5	
427	975767.394	627840.815	2504.95	5	
647	976017.258	628014.204	2484.07	5	
648	976009.801	628017.623	2484.13	5	

Tabla 2. Cartera de campo. (Continuación)

PUNTO	ESTE	NORTE	ELEVACIÓN	CÓDIGO	DESCRIPCIÓN
4	975538.319	627555.347	2543.98	28	QUEBRADA
5	975538.065	627554.032	2544.11	28	
6	975537.143	627555.131	2543.61	28	
7	975537.573	627553.672	2544.07	28	
8	975537.404	627557.346	2543.5	28	
9	975538.161	627557.362	2543.53	28	
10	975537.38	627560.566	2543.41	28	
11	975537.943	627560.338	2543.36	28	
12	975537.184	627562.289	2543.13	28	
13	975537.571	627562.67	2543.09	28	

PUNTO	ESTE	NORTE	ELEVACIÓN	CÓDIGO	DESCRIPCIÓN
14	975535.699	627564.452	2543.06	28	
15	975536.914	627564.553	2543.27	28	
36	975539.094	627567.913	2543.11	28	
37	975537.84	627568.208	2543.18	28	
38	975539.749	627570.382	2542.68	28	
39	975539.199	627570.655	2542.9	28	
41	975541.347	627572.223	2542.68	28	
43	975540.861	627573.298	2542.59	28	
45	975541.622	627573.831	2542.42	28	
47	975543.409	627572.079	2542.04	28	
49	975543.498	627571.287	2541.91	28	
51	975547.238	627572.542	2541.67	28	
52	975542.274	627573.669	2542.46	28	
53	975547.509	627572.904	2541.61	28	
54	975542.388	627574.171	2542.4	28	
55	975550.194	627573.501	2541.53	28	
56	975547.337	627576.877	2542.47	28	
57	975550.418	627572.976	2541.51	28	
58	975546.926	627577.217	2542.33	28	
59	975551	627576.082	2541.28	28	
61	975551.515	627575.718	2541.23	28	
63	975553.48	627577.05	2540.88	28	
65	975553.534	627576.577	2541.02	28	
66	975556.08	627577.539	2540.93	28	
67	975556.476	627576.682	2540.92	28	
73	975558.139	627578.894	2540.63	28	
74	975558.452	627578.601	2540.7	28	
78	975562.256	627579.229	2539.82	28	
79	975561.991	627579.998	2539.78	28	
82	975565.302	627582.689	2539.3	28	
83	975565.485	627582.033	2539.32	28	
87	975569.268	627584.87	2538.67	28	
88	975569.687	627584.051	2538.52	28	
91	975573.857	627586.095	2538.05	28	
92	975574.112	627585.591	2538.06	28	
95	975576.311	627588.16	2537.68	28	
96	975576.387	627587.844	2537.7	28	
140	975580.25	627591.045	2537.01	28	
141	975580.454	627590.829	2537.13	28	

Tabla 2. Cartera de campo. (Continuación)

PUNTO	ESTE	NORTE	ELEVACIÓN	CÓDIGO	DESCRIPCIÓN
141	975580.454	627590.829	2537.13	28	QUEBRADA
142	975588.352	627595.643	2536.55	28	
143	975588.503	627595.409	2536.57	28	
144	975592.381	627600.354	2535.74	28	
145	975592.551	627600.215	2535.47	28	
146	975595.952	627607.411	2534.44	28	
147	975595.71	627607.565	2534.55	28	
148	975599.202	627613.943	2533.56	28	
149	975599.381	627613.872	2533.74	28	
150	975602.738	627616.997	2533.15	28	
151	975602.516	627617.112	2532.92	28	
152	975606.602	627619.668	2532.64	28	
153	975606.811	627619.482	2532.46	28	
191	975609.82	627621.397	2532.38	28	
192	975610.327	627621.297	2532.31	28	
193	975617.355	627624.317	2531.89	28	
194	975617.589	627623.653	2532.18	28	
230	975635.358	627682.508	2523.84	28	
232	975653.493	627657.337	2528.96	28	
233	975654.087	627657.26	2529.26	28	
234	975658.771	627664.875	2527.74	28	
235	975659.292	627664.729	2527.36	28	
236	975662.118	627669.55	2526.97	28	
237	975662.395	627669.335	2526.94	28	
238	975669.08	627678.475	2526.47	28	
239	975670.244	627678.869	2526.6	28	
240	975667.748	627683.847	2525.55	28	
241	975668.298	627683.936	2525.53	28	
242	975666.053	627692.271	2524.57	28	
243	975666.438	627692.434	2524.78	28	
244	975664.8	627697.284	2523.87	28	
245	975666.04	627692.229	2524.69	28	
246	975665.277	627697.31	2523.91	28	
247	975664.279	627703.23	2522.47	28	

Tabla 2. Cartera de campo. (Continuación)

PUNTO	ESTE	NORTE	ELEVACIÓN	CÓDIGO	DESCRIPCIÓN

PUNTO	ESTE	NORTE	ELEVACIÓN	CÓDIGO	DESCRIPCIÓN
118	975578.65	627583.898	2540.91	30	CONDUCCIÓN
119	975570.616	627577.16	2541.85	30	
120	975564.844	627572.318	2543	30	
121	975608.79	627625.774	2531.15	30	
122	975590.982	627597.677	2536.41	30	
123	975595.53	627605.151	2535.42	30	
124	975600.414	627612.347	2534.83	30	
125	975605.937	627621.075	2532.04	30	
155	975645.898	627682.811	2525.95	30	
156	975614.213	627634.046	2529.67	30	
157	975620.555	627643.665	2526.89	30	
158	975625.836	627651.877	2526.44	30	
159	975631.272	627660.493	2526.55	30	
160	975636.647	627668.647	2526.33	30	
161	975642.039	627677.133	2526.18	30	
195	975677.743	627736.512	2520.33	30	
196	975650.887	627691.431	2524.26	30	
197	975656.515	627700.677	2523.12	30	
198	975661.076	627708.316	2522.74	30	
199	975666.242	627717.521	2522.07	30	
200	975671.129	627725.651	2521.54	30	
201	975676.01	627734.286	2520.7	30	
261	975714.32	627813.694	2509.06	30	
262	975682.359	627745.959	2519.34	30	
263	975687.29	627756.329	2517.65	30	
264	975691.852	627765.888	2515.87	30	
265	975697.05	627775.863	2514.06	30	
266	975701.535	627785.595	2512.52	30	
267	975706.111	627795.381	2511.16	30	
268	975710.264	627804.634	2510.07	30	
269	975711.528	627815.493	2509.25	30	
350	975723.972	627815.632	2508.71	30	
351	975733.848	627817.615	2508.04	30	
352	975743.779	627819.608	2508.89	30	
353	975752.826	627821.425	2508.85	30	
364	975826.576	627872.537	2498.67	30	
387	975767.352	627828.485	2506.77	30	
388	975774.943	627834.131	2504.27	30	
389	975783.394	627840.418	2502.4	30	
390	975790.647	627845.813	2500.99	30	
391	975798.381	627851.567	2500.61	30	

PUNTO	ESTE	NORTE	ELEVACIÓN	CÓDIGO	DESCRIPCIÓN
392	975805.833	627857.111	2500.09	30	
393	975813.348	627862.7	2499.98	30	
394	975820.567	627868.071	2499.61	30	
467	975826.32	627879.261	2498.03	30	
468	975826.315	627879.252	2498.03	30	
469	975829.97	627886.752	2496.91	30	
470	975835.073	627895.259	2495.47	30	
471	975840.222	627903.994	2495.45	30	

Tabla 2. Cartera de campo. (Continuación)

PUNTO	ESTE	NORTE	ELEVACIÓN	CÓDIGO	DESCRIPCIÓN
471	975840.222	627903.994	2495.45	30	
472	975845.961	627912.288	2495.26	30	
496	975852.948	627919.649	2493.55	30	
497	975857.254	627921.872	2493.38	30	
498	975864.612	627926.632	2493.2	30	
499	975872.759	627931.926	2492.83	30	
569	975900.595	627941.56	2490.27	30	
570	975904.897	627950.659	2489.64	30	
571	975909.181	627959.681	2489.13	30	
572	975913.4	627968.691	2488.62	30	
573	975917.682	627977.773	2488.06	30	
574	975921.993	627986.828	2487.54	30	
575	975926.258	627995.838	2487.09	30	
576	975930.447	628005.001	2486.63	30	
577	975934.774	628014.02	2486.2	30	
578	975939.15	628023.125	2485.76	30	
579	975943.522	628032.731	2485.3	30	
580	975947.938	628042	2484.97	30	
581	975952.263	628051.244	2484.53	30	
582	975956.507	628060.356	2484.16	30	
583	975960.893	628069.46	2483.79	30	
584	975965.072	628078.308	2483.45	30	
585	975969.352	628087.413	2483.04	30	
586	975969.371	628087.454	2483.03	30	
587	975974.573	628098.422	2482.68	30	
588	975978.916	628107.464	2482.25	30	
589	975983.09	628116.373	2481.78	30	
590	975987.373	628125.594	2481.44	30	CONDUCCIÓN

PUNTO	ESTE	NORTE	ELEVACIÓN	CÓDIGO	DESCRIPCIÓN
593	975901.466	627934.743	2491.88	30	
594	975910.365	627930.018	2490.72	30	
595	975919.048	627925.004	2490.31	30	
596	975928.105	627920.368	2490.43	30	
597	975936.972	627915.845	2489.91	30	
598	975946.053	627911.244	2489.52	30	
599	975954.88	627906.536	2489.08	30	
600	975964.132	627902.357	2488.93	30	
601	975973.065	627897.799	2487.93	30	
602	975982.093	627893.229	2487.14	30	
603	975991.132	627888.73	2486.82	30	
604	976000.166	627884.444	2486.32	30	
605	976009.098	627880.163	2485.8	30	
613	975889.717	627942.134	2492.2	30	
614	975885.029	627944.297	2492.4	30	
615	975876.049	627948.283	2490.05	30	
616	975867.019	627952.869	2489.62	30	
617	975858.211	627957.283	2489.52	30	
618	975849.426	627961.911	2489.43	30	
619	975840.633	627966.66	2489.41	30	
620	975832.087	627971.341	2489.47	30	

Tabla 2. Cartera de campo. (Continuación)

PUNTO	ESTE	NORTE	ELEVACIÓN	CÓDIGO	DESCRIPCIÓN
620	975832.087	627971.341	2489.47	30	
621	975823.423	627976.141	2489.52	30	
622	975948.467	628043.008	2484.9	30	
623	975957.689	628038.778	2485.03	30	
624	975966.927	628034.501	2485.07	30	
625	975975.921	628030.321	2484.99	30	
626	975985.264	628026.24	2484.97	30	
627	975994.446	628022.013	2484.77	30	
628	976003.592	628017.669	2484.35	30	
629	976012.594	628013.504	2484.09	30	
630	976021.8	628009.325	2484.05	30	
631	976030.983	628005.067	2483.69	30	
632	976040.332	628000.827	2483.1	30	
633	976049.357	627996.656	2482.44	30	
634	976058.403	627992.475	2481.78	30	

CONDUCCIÓN

635	976065.847	627989.014	2481.65	30	
654	975951.406	628090.752	2483.44	30	
655	975942.134	628095.136	2483.38	30	
656	975932.892	628099.504	2483.21	30	
657	975923.68	628103.858	2482.77	30	
658	975914.487	628108.142	2482.61	30	
664	975999.539	628127.524	2481.39	30	
665	976008.705	628123.207	2481.23	30	
666	976017.75	628118.972	2481.02	30	
667	976026.911	628114.68	2480.8	30	
668	976035.976	628110.481	2480.61	30	
669	976045.122	628106.097	2480.18	30	
670	976054.243	628101.902	2479.96	30	
671	976063.597	628097.412	2479.43	30	
682	975972.778	628140.107	2481.44	30	
683	975960.387	628145.979	2481.45	30	
684	975951.227	628150.252	2481.37	30	

Tabla 2. Cartera de campo. (Continuación)

PUNTO	ESTE	NORTE	ELEVACIÓN	CODIGO	DESCRIPCIÓN
16	975529.195	627551.542	2546.93	61	TOPOGRAFÍA
17	975528.283	627556.126	2547.18	61	
18	975541.128	627552.081	2545.98	61	
19	975531.665	627558.388	2545.91	61	
20	975545.116	627550.746	2547.03	61	
21	975534.745	627554.602	2545.06	61	
22	975536.296	627555.118	2544.33	61	
23	975551.047	627551.993	2547.38	61	
24	975535.696	627558.086	2544.1	61	
25	975546.629	627555.74	2546.05	61	
26	975533.238	627561.356	2544.74	61	
27	975541.953	627557.837	2544.69	61	
28	975534.308	627563.003	2544.16	61	
29	975539.835	627559.101	2543.97	61	
30	975534.97	627563.82	2543.82	61	
31	975541.892	627565.233	2543.47	61	
32	975546.104	627561.137	2544.74	61	
33	975553.778	627556.074	2546.62	61	
34	975534.548	627566.211	2543.76	61	
35	975536.114	627570.102	2543.98	61	

PUNTO	ESTE	NORTE	ELEVACIÓN	CODIGO	DESCRIPCIÓN
40	975536.391	627571.799	2544.24	61	
42	975538.456	627570.88	2543.45	61	
44	975539.018	627576.168	2544.38	61	
46	975541.124	627578.574	2544.19	61	
48	975543.6	627575.877	2543.08	61	
50	975546.228	627574.492	2542.73	61	
60	975545.938	627574.678	2542.85	61	
62	975549.416	627575.738	2541.98	61	
64	975551.815	627578.636	2542.37	61	
68	975556.611	627557.68	2546.24	61	
69	975554.669	627560.342	2545.59	61	
70	975551.32	627562.545	2544.86	61	
71	975547.8	627565.38	2544.03	61	
72	975545.101	627569.008	2543.15	61	
75	975549.931	627571.112	2542.83	61	
76	975553.662	627568.248	2543.6	61	
77	975557.063	627566.171	2544.22	61	
80	975561.922	627563.554	2545.17	61	
81	975566.814	627566.607	2545.01	61	
84	975564.588	627569.004	2543.93	61	
85	975561.854	627572.862	2542.56	61	
86	975560.019	627576.317	2541.35	61	
89	975565.172	627579.685	2540.58	61	
90	975568.356	627576.747	2541.82	61	
93	975572.458	627573.293	2543.69	61	
94	975575.998	627572.039	2544.87	61	
97	975580.387	627575.686	2544.18	61	
98	975577.486	627578.385	2542.62	61	
99	975574.683	627581.078	2541.29	61	

Tabla 2. Cartera de campo. (Continuación)

PUNTO	ESTE	NORTE	ELEVACIÓN	CODIGO	DESCRIPCIÓN
99	975574.683	627581.078	2541.29	61	TOPOGRAFÍA
100	975573.121	627582.521	2540.19	61	
101	975583.365	627580.148	2542.86	61	
102	975573.519	627583.995	2539.42	61	
103	975581.407	627583.444	2541.21	61	
104	975577.917	627584.882	2540.47	61	
105	975580.271	627585.479	2540.28	61	

PUNTO	ESTE	NORTE	ELEVACIÓN	CODIGO	DESCRIPCIÓN
106	975583.629	627584.228	2541.19	61	
107	975579.085	627587.348	2539.18	61	
108	975586.451	627581.778	2542.88	61	
109	975575.295	627589.186	2538.12	61	
110	975567.979	627593.034	2539.89	61	
111	975563.547	627592.065	2541.81	61	
112	975565.009	627586.798	2540.77	61	
113	975559.136	627585.509	2542.2	61	
114	975557.078	627579.884	2541.46	61	
115	975550.616	627581.194	2542.93	61	
116	975549.58	627576.535	2542.23	61	
126	975607.383	627619.016	2533.31	61	
127	975603.089	627623.349	2530.9	61	
128	975602.135	627609.885	2536.92	61	
129	975594.791	627611.428	2532.93	61	
130	975594.484	627596.151	2538.12	61	
131	975589.153	627599.711	2534.6	61	
132	975599.018	627630.07	2530	61	
133	975592.404	627629.851	2531.82	61	
134	975591.006	627618.261	2531.98	61	
135	975583.132	627618.15	2534.74	61	
136	975579.198	627610.346	2536.86	61	
137	975583.729	627605.074	2534.95	61	
138	975570.439	627598.37	2539.69	61	
139	975574.212	627593.319	2537.44	61	
162	975650.906	627680.698	2526.22	61	
163	975641.616	627685.191	2525.42	61	
164	975647.277	627672.678	2526.69	61	
165	975637.116	627677.162	2524.96	61	
166	975638.332	627676.526	2525.97	61	
167	975641.956	627663.782	2526.7	61	
168	975633.56	627669.362	2525.98	61	
169	975642.347	627658.222	2527.71	61	
170	975629.654	627664.037	2525.03	61	
171	975642.603	627657.31	2528.19	61	
172	975632.203	627662.485	2526.59	61	
173	975639.158	627650.408	2528.04	61	
174	975630.457	627654.94	2527.58	61	
175	975625.116	627656.728	2525.77	61	
176	975633.801	627642.68	2528.74	61	
177	975620.441	627651.534	2526.38	61	

PUNTO	ESTE	NORTE	ELEVACIÓN	CODIGO	DESCRIPCIÓN
178	975627.671	627636.701	2529.22	61	

Tabla 2. Cartera de campo. (Continuación)

PUNTO	ESTE	NORTE	ELEVACIÓN	CÓDIGO	DESCRIPCIÓN
178	975627.671	627636.701	2529.22	61	TOPOGRAFÍA
179	975616.664	627645.187	2526.94	61	
180	975610.648	627637.04	2528.3	61	
181	975624.264	627627.441	2531.37	61	
182	975617.837	627631.825	2530.03	61	
183	975601.273	627644.157	2529.9	61	
184	975590.261	627652.279	2534.12	61	
185	975614.41	627623.569	2532.15	61	
186	975596.609	627639.732	2531.09	61	
187	975606.147	627628.223	2530.13	61	
188	975602.249	627633.491	2528.79	61	
189	975603.579	627631.339	2528.53	61	
190	975602.27	627633.42	2528.79	61	
202	975672.612	627739.427	2520.03	61	
203	975682.6	627734.559	2520.91	61	
204	975686.081	627732.257	2521.05	61	
205	975667.382	627740.776	2520.17	61	
206	975681.707	627723.714	2521.88	61	
207	975663.487	627735.398	2520.99	61	
208	975677.799	627725.386	2521.54	61	
209	975668.102	627732.889	2520.6	61	
210	975673.143	627716.192	2522.01	61	
211	975678.018	627712.758	2522.87	61	
212	975664.5	627719.747	2521.87	61	
213	975674.197	627703.695	2524.15	61	
214	975657.866	627721.319	2522.18	61	
215	975668.19	627706.213	2523.28	61	
216	975652.954	627714.356	2522.37	61	
217	975661.518	627698.223	2523.72	61	
218	975660.108	627711.819	2522.26	61	
219	975667.615	627694.067	2524.78	61	
220	975656.595	627703.517	2522.93	61	
221	975663.098	627685.087	2525.34	61	
222	975651.465	627707.229	2522.99	61	
223	975656.709	627688.256	2524.62	61	

PUNTO	ESTE	NORTE	ELEVACIÓN	CÓDIGO	DESCRIPCIÓN
224	975645.212	627699.192	2523.8	61	
225	975650.508	627677.47	2526.67	61	
226	975650.332	627696.217	2523.93	61	
227	975657.863	627672.865	2526.76	61	
228	975644.871	627688.268	2525.08	61	
229	975639.115	627688.693	2523.79	61	
231	975638.658	627680.352	2525.03	61	
270	975708.421	627816.733	2509.43	61	
271	975719.721	627810.504	2509.22	61	
272	975704.934	627806.793	2510.5	61	
273	975723.705	627806.397	2510.33	61	
274	975709.026	627805.143	2510.22	61	
275	975713.087	627802.456	2510.09	61	
276	975717.503	627799.274	2511.63	61	

Tabla 2. Cartera de campo. (Continuación)

PUNTO	ESTE	NORTE	ELEVACIÓN	CÓDIGO	DESCRIPCIÓN
276	975717.503	627799.274	2511.63	61	
277	975701.456	627797.285	2511.51	61	
278	975722.152	627795.199	2514.52	61	
279	975704.737	627795.551	2511.28	61	
280	975719.438	627788.377	2515.15	61	
281	975708.472	627792.809	2511.25	61	
282	975722.916	627784.892	2518.84	61	
283	975711.915	627790.992	2511.61	61	
284	975726.948	627780.622	2519.61	61	
285	975704.77	627783.998	2512.67	61	
286	975720.737	627773.469	2519.31	61	
287	975710.077	627780.772	2515.72	61	
288	975714.538	627776.091	2518.84	61	
289	975712.243	627778.514	2518.02	61	
290	975725.936	627788.575	2519.37	61	
291	975702.366	627785.353	2512.37	61	
292	975729.883	627794.277	2519.37	61	
293	975697.837	627787.381	2512.87	61	
294	975733.13	627796.589	2519.89	61	
295	975693.338	627779.51	2514.02	61	
296	975734.649	627794.569	2519.53	61	
297	975696.188	627777.66	2513.88	61	TOPOGRAFÍA

PUNTO	ESTE	NORTE	ELEVACIÓN	CÓDIGO	DESCRIPCIÓN
298	975736.364	627791.74	2519.56	61	
299	975701.125	627774.533	2514.46	61	
300	975704.785	627773.072	2517.15	61	
301	975732.499	627787.253	2519.63	61	
302	975710.232	627768.911	2518.4	61	
303	975715.63	627765.26	2518.58	61	
304	975713.193	627755.25	2518.95	61	
305	975727.697	627780.736	2519.72	61	
306	975701.581	627760.6	2518.13	61	
307	975724.764	627781.925	2519.43	61	
308	975695.381	627763.85	2516.97	61	
310	975691.818	627766.008	2515.81	61	
312	975687.288	627768.291	2515.99	61	
314	975684.424	627769.297	2515.94	61	
316	975680.862	627759.249	2517.33	61	
318	975683.645	627757.643	2517.42	61	
319	975691.034	627753.821	2518.17	61	
321	975699.993	627748.255	2519.17	61	
323	975710.286	627742.619	2519.73	61	
326	975682.425	627749.706	2518.37	61	
354	975760.055	627819.829	2510.03	61	
355	975762.669	627815.657	2512.04	61	
356	975764.113	627812.792	2514.39	61	
357	975753.197	627816.8	2510.69	61	
358	975754.51	627814.482	2512.27	61	
359	975755.167	627812.654	2513.92	61	
360	975751.755	627819.435	2509.31	61	

Tabla 2. Cartera de campo. (Continuación)

PUNTO	ESTE	NORTE	ELEVACIÓN	CÓDIGO	DESCRIPCIÓN
300	975704.785	627773.072	2517.15	61	TOPOGRAFÍA
301	975732.499	627787.253	2519.63	61	
302	975710.232	627768.911	2518.4	61	
303	975715.63	627765.26	2518.58	61	
304	975713.193	627755.25	2518.95	61	
305	975727.697	627780.736	2519.72	61	
306	975701.581	627760.6	2518.13	61	
307	975724.764	627781.925	2519.43	61	
308	975695.381	627763.85	2516.97	61	

PUNTO	ESTE	NORTE	ELEVACIÓN	CÓDIGO	DESCRIPCIÓN
310	975691.818	627766.008	2515.81	61	
312	975687.288	627768.291	2515.99	61	
314	975684.424	627769.297	2515.94	61	
316	975680.862	627759.249	2517.33	61	
318	975683.645	627757.643	2517.42	61	
319	975691.034	627753.821	2518.17	61	
321	975699.993	627748.255	2519.17	61	
323	975710.286	627742.619	2519.73	61	
326	975682.425	627749.706	2518.37	61	
354	975760.055	627819.829	2510.03	61	
355	975762.669	627815.657	2512.04	61	
356	975764.113	627812.792	2514.39	61	
357	975753.197	627816.8	2510.69	61	
358	975754.51	627814.482	2512.27	61	
359	975755.167	627812.654	2513.92	61	
360	975751.755	627819.435	2509.31	61	
361	975751.139	627821.811	2508.41	61	
362	975750.614	627826.738	2506.93	61	
363	975737.658	627827.694	2506.77	61	
365	975739.973	627821.772	2507.63	61	
366	975741.402	627818.933	2508.53	61	
367	975741.985	627818.428	2509.21	61	
368	975743.217	627816.174	2510.6	61	
369	975744.984	627812.301	2512.43	61	
370	975746.412	627809.05	2514.44	61	
374	975725.06	627825.219	2507.94	61	
375	975728.43	627819.324	2508.16	61	
376	975732.134	627815.364	2508.24	61	
377	975735.429	627812.586	2509.05	61	
378	975723.769	627809.049	2509.56	61	
379	975721.756	627815.242	2508.86	61	
380	975719.428	627824.019	2508.11	61	
381	975717.038	627829.661	2507.69	61	
382	975711.13	627819.614	2508.95	61	
383	975713.811	627814.687	2509.02	61	
384	975716.436	627809.228	2509.46	61	
385	975718.591	627805.851	2509.62	61	
395	975821.479	627864.771	2499.24	61	
396	975816.916	627872.45	2499.41	61	
400	975819.759	627851.935	2499.25	61	

Tabla 2. Cartera de campo. (Continuación)

PUNTO	ESTE	NORTE	ELEVACIÓN	CÓDIGO	DESCRIPCIÓN
400	975819.759	627851.935	2499.25	61	TOPOGRAFÍA
403	975807.055	627844.13	2499.75	61	
404	975810.192	627870.93	2499.87	61	
405	975799.095	627835.329	2502.55	61	
406	975802.917	627876.324	2499.99	61	
407	975793.749	627832.717	2504.27	61	
408	975788.323	627831.234	2505.63	61	
409	975798.621	627858.635	2503.15	61	
410	975777.493	627826.719	2505.94	61	
412	975793.645	627850.981	2500.8	61	
413	975791.695	627852.484	2500.9	61	
415	975786.764	627847.465	2501.49	61	
422	975772.678	627831.861	2505.12	61	
424	975774.102	627825.741	2507.2	61	
426	975770.371	627823.587	2509.2	61	
428	975767.59	627830.021	2505.5	61	
429	975764.375	627829.826	2505.65	61	
431	975764.639	627827.756	2507.65	61	
433	975769.458	627819.397	2511.55	61	

Tabla 2. Cartera de campo. (Continuación)

PUNTO	ESTE	NORTE	ELEVACIÓN	CÓDIGO	DESCRIPCIÓN
441	975809.842	627904.873	2498.19	13	VÍA DESTAPADA
442	975805.239	627901.206	2498.11	13	
443	975809.366	627893.057	2498.27	13	
444	975815.222	627895.939	2498.2	13	
445	975819.765	627887.935	2498.32	13	
446	975816.457	627883.731	2498.43	13	
447	975820.337	627875.982	2498.57	13	
448	975825.142	627878.031	2498.55	13	
449	975829.385	627869.831	2498.75	13	
450	975824.829	627867.159	2498.73	13	
451	975828.889	627859.122	2498.91	13	
452	975833.994	627860.275	2498.92	13	

Tabla 2. Cartera de campo. (Continuación)

PUNTO	ESTE	NORTE	ELEVACIÓN	CÓDIGO	DESCRIPCIÓN
437	975838.979	627841.392	2499.41	17	CERRAMIENTO
438	975835.192	627860.491	2498.87	17	
439	975821.445	627887.383	2498.3	17	
440	975810.757	627904.997	2498.12	17	

Tabla 2. Cartera de campo. (Continuación)

PUNTO	ESTE	NORTE	ELEVACIÓN	CÓDIGO	DESCRIPCIÓN
309	975719.384	627772.019	2519.2	15	CERCA
311	975710.817	627775.652	2518.1	15	
313	975700.871	627778.992	2513.59	15	
315	975690.107	627783.326	2513.75	15	
317	975684.203	627786.25	2513.46	15	
320	975691.148	627802.685	2511.43	15	
322	975700.421	627823.409	2509.28	15	
324	975708.894	627818.545	2509.28	15	
325	975705.929	627808.96	2510.3	15	
327	975695.618	627780.864	2513.64	15	
402	975803.794	627901.161	2499.71	15	
411	975778.708	627825.009	2506.34	15	
414	975774.244	627833.217	2504.66	15	
416	975777.594	627834.605	2503.84	15	
430	975773.153	627836.857	2503.89	15	
432	975785.022	627845.118	2501.72	15	
434	975791.235	627846.332	2500.7	15	
435	975806.012	627848.862	2499.75	15	
436	975820.183	627851.764	2499.18	15	

Tabla 2. Cartera de campo. (Continuación)

PUNTO	ESTE	NORTE	ELEVACIÓN	CÓDIGO	DESCRIPCIÓN
611	975898.553	627937.45	2492.13	30DC	DETALLES
612	975898.549	627937.45	2492.13	30DC	
651	975967.452	628083.186	2483.15	30DC	
500	975876.138	627932.87	2491.62	30V	
501	975876.198	627932.904	2492.74	30V	

PUNTO	ESTE	NORTE	ELEVACIÓN	CÓDIGO	DESCRIPCIÓN
659	975922.947	628098.27	2483.21	5C	
660	975940.973	628089.799	2483.21	5C	
639	976060.371	627994.33	2481.8	5M	
640	976052.958	627997.732	2482.27	5M	
663	975990.167	628131.952	2481.43	69DC	
401	975813.062	627883.287	2499.65	89F	
636	976066.007	627988.64	2481.64	A	
637	976056.834	627992.885	2481.86	A	
638	976047.603	627997.279	2482.55	A	
641	976042.603	627999.554	2482.96	AN	
642	976043.087	628002.413	2482.97	AN	
643	976039.811	628000.687	2483.12	AN	
644	976041.882	628002.948	2483.05	AN	
645	976026.036	628010.294	2484.07	AN	
646	976023.871	628008.157	2484.06	AN	
649	975950.134	628041.925	2484.93	AN	
650	975951.24	628044.444	2484.84	AN	
672	976062.26	628100.292	2479.58	AN	
673	976053.314	628104.49	2480	AN	
674	976045.153	628108.328	2480.27	AN	
675	976033.302	628113.907	2480.7	AN	
676	976024.077	628118.176	2480.87	AN	
677	976009.591	628125.015	2481.22	AN	
678	976004.974	628124.958	2481.25	AN	
679	976005.913	628126.739	2481.33	AN	
680	976008.692	628123.084	2481.2	AN	
681	975993.532	628132.58	2481.43	AN	
686	975952.847	628151.712	2481.36	AN	
687	975961.946	628147.444	2481.35	AN	
688	975970.731	628143.316	2481.41	AN	
689	975975.689	628146.14	2482.55	AN	
3	975537.423	627556.063	2543.6	BCT	
606	975986.226	627886	2488.14	CALL	
607	975988.274	627890.748	2486.85	CALL	
608	975990.671	627888.633	2487.12	CALL	
609	975991.061	627889.463	2486.92	CALL	
610	975987.774	627889.399	2487.29	CALL	
502	975876.736	627932.986	2492.68	CAM	
503	975875.807	627933.41	2492.75	CAM	
248	975665.387	627716.821	2521.29	CAN	
249	975664.585	627717.006	2521.32	CAN	

PUNTO	ESTE	NORTE	ELEVACIÓN	CÓDIGO	DESCRIPCIÓN
250	975666.996	627725.389	2521.05	CAN	
251	975665.508	627725.435	2521.13	CAN	
252	975666.687	627727.491	2521.04	CAN	

Tabla 2. Cartera de campo. (Continuación)

PUNTO	ESTE	NORTE	ELEVACIÓN	CÓDIGO	DESCRIPCIÓN
252	975666.687	627727.491	2521.04	CAN	
253	975667.168	627727.419	2521.01	CAN	
254	975672.772	627740.974	2519.61	CAN	
255	975672.52	627741.106	2519.56	CAN	
256	975678.87	627756.225	2517.42	CAN	
257	975678.519	627756.211	2517.46	CAN	
258	975686.992	627776.809	2514.68	CAN	
259	975686.705	627777.084	2514.64	CAN	
495	975848.759	627916.25	2495.11	DC	
339	975692.493	627790.773	2512.53	T	
340	975688.405	627793.165	2512.52	T	
341	975686.633	627788.57	2512.78	T	
342	975696.26	627788.761	2512.55	T	
343	975693.972	627784.41	2512.85	T	
344	975695.264	627789.383	2511.94	T	DETALLES
345	975697.593	627793.756	2511.85	T	
346	975689.948	627796.908	2511.83	T	
347	975688.451	627793.521	2511.91	T	
417	975777.723	627834.653	2505.18	T	
418	975777.954	627833.267	2505.18	T	
419	975779.875	627833.566	2505.18	T	
420	975779.671	627835.024	2505.17	T	
454	975995.741	627728.337	2504.91	T	
455	975992.957	627725.18	2507.46	T	
456	975988.747	627720.601	2511.27	T	
457	975981.961	627725.666	2511.3	T	
459	975983.718	627729.464	2508.78	T	
460	975986.192	627733.597	2505.74	T	
461	975980.03	627737.622	2505.96	T	
462	975977.278	627734.248	2508.89	T	
463	975973.633	627729.485	2512.84	T	
662	975987.99	628132.328	2481.35	VAL	
685	975953.099	628148.483	2481.35	VAL	

PUNTO	ESTE	NORTE	ELEVACIÓN	CÓDIGO	DESCRIPCIÓN
489	975831.626	627898.11	2495.75	VE	
490	975841.16	627915.777	2495.81	VE	
491	975850.647	627912.498	2495.02	VE	
492	975841.801	627917.319	2495.76	VE	
493	975863.222	627905.412	2495.03	VE	
494	975835.257	627920.884	2495.75	VE	

ANEXO H

Planos.

ANEXO I

Presupuesto general y análisis de precios unitarios.

UNIVERSIDAD DE NARIÑO

CONSTRUCCION Y PUESTA EN FUNCIONAMIENTO DEL ACUEDUCTO PARA LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO

PRESUPUESTO GENERAL

RED DE DISTRIBUCIÓN

ITEM	DESCRIPCION	UND	CANT	V/UNIT	V/ TOTAL
1	**Preliminares**				
1.1	Localización y replanteo	ML	1223.0	872.0	1,066,456.0
		Subtotal Preliminares			**1,066,456**
2	**Excavaciones y Rellenos**				
2.1	Excavación en material común	M3	592.0	11827.0	7,001,584.0
2.1	Relleno con Material Seleccionado de la Excavación Compactado	M3	473.6	11756.0	5,567,642.0
		Subtotal Excavaciones			**12,569,226**
3	**Tuberia y Accesorios en PVC y HF**				
3.1	Cruz 2" x 2" HF	UN	4.0	89055.0	356,220.0
3.2	Codo Gran Radio PVC 90° Diametro 2"	UN	5.0	28691.0	143,455.0
3.3	Codo Gran Radio PVC 45° Diametro 2"	UN	1.0	23832.0	23,832.0
3.4	Codo 22.5º PVC Ø2"	UN	1.0	22849.0	22,849.0
3.5	Tee UP PVC 3" x 2"	UN	1.0	154868.0	154,868.0
3.6	Tee UP PVC 2" x 2"	UN	15.0	132351.0	1,985,265.0
3.7	Válvula de compuerta elastica vastago no ascendente para PVC Ø2", junta hidraulica	UN	16.0	440475.0	7,047,600.0
3.8	Reduccion PVC 2" a 1"	UN	10.0	6752.0	67,520.0
3.9	Cajilla de 0.8 x 0.8 x 0.8 (para válvulas)	UN	16.0	270262.0	4,324,192.0
3.10	Tubería PVC UP Ø2" RDE 26	ML	1233.0	9703.0	11,963,799.0
3.11	Tapon PVC Ø2" soldado	UN	5.0	5061.0	25,305.0
3.12	Collar de derivación 2"	UN	7.0	7178.0	50,246.0
3.13	Tuberia PF + UAD Ø1/2"	ML	14.7	3221.0	47,349.0
		Subtotal Accesorios			**26,212,500**
4	**Demolición y Reposición de Pavimento**				

4.1	*Demolición Concreto Rigido E=0.10 m con Compresor Incluye Corte*	*M2*	*443.0*	*29282.0*	*12,971,926.0*
4.2	*Reconstrucción de pavimento espesor 0.15m (concreto 1:2:3), incluye base*	*M2*	*443.0*	*105908.0*	*46,917,244.0*
4.3	*Desalojo de material sobrante*	*M3*	*55.0*	*10230.0*	*562,650.0*
		Subtotal Pavimentos			***60,451,820***

VALOR COSTO DIRECTO RED	***$***	***100,300,002.00***

PLANTA DE TRATAMIENTO

ITEM	***DESCRIPCION***	***UND***	***CANT***	***V/UNIT***	***V/ TOTAL***
1.0	***Preliminares***				
1.1	*Limpieza y descapote*	*M2*	*75.0*	*1351.0*	*101,325.0*
1.2	*Localización y replanteo*	*M2*	*75.0*	*872.0*	*65,400.0*
1.3	*Concreto para andenes 175 kg/cm2*	*M3*	*7.5*	*274873.0*	*2,061,548.0*
1.4	*Codo Gran Radio PVC 90° Diametro 2"*	*UN*	*1.0*	*28691.0*	*28,691.0*
1.5	*Codo Gran Radio PVC 45° Diametro 2"*	*UN*	*1.0*	*23832.0*	*23,832.0*
1.6	*Tubería PVC UP Ø2" RDE 26*	*ML*	*3.0*	*9703.0*	*29,109.0*
1.7	*Excavación en material común*	*M3*	*150.0*	*11827.0*	*1,774,050.0*
1.8	*Relleno con Material Seleccionado de la Excavación Compactado*	*M3*	*120.0*	*11756.0*	*1,410,720.0*
		Subtotal Preliminares			***5,494,675***
2	***Filtros Dinamicos***				
2.1	***Concretos***				
2.1.1	*Concreto imperm. 210 kg/cm2*	*M3*	*5.0*	*333873.0*	*1,669,365.0*
2.1.2	*Repello interno para afinado de muros, e: 1,5cm*	*M2*	*51.0*	*17247.0*	*879,597.0*
2.1.3	*Acero de refuerzo PDR60*	*Kg*	*15602.0*	*3676.0*	*57,352,952.0*
2.1.4	*Cinta pvc*	*ml*	*8.3*	*15189.0*	*126,069.0*
		Subtotal Concretos			***60,027,983***
2.2	***Lechos filtrantes***				
2.2.1	*Grava 1"- 3/4"*	*M3*	*0.5*	*114739.0*	*53,927.0*
2.2.2	*Grava 3/4"- 1/2"*	*M3*	*0.5*	*114739.0*	*53,927.0*
2.2.3	*Grava 1/2"- 1/4"*	*M3*	*0.5*	*114739.0*	*53,927.0*
		Subtotal Lechos Filtrantes			***161,781***
2.3	***Accesorios y tubería PVC RDE 41***				

2.3.1	*Adaptador de limpieza de 2" PVC*	*Un*	*8.0*	*17831.0*	*142,648.0*
2.3.2	*Pasamuro 2"*	*Un*	*1.0*	*54540.0*	*54,540.0*
2.3.3	*Tapon PVC Ø2" soldado*	*Un*	*3.0*	*5061.0*	*15,183.0*
2.3.4	*Tee UP PVC 2" x 2"*	*Un*	*7.0*	*132351.0*	*926,457.0*
2.3.5	*Codo Gran Radio PVC 90° Diametro 2"*	*Un*	*7.0*	*28691.0*	*200,837.0*
2.3.6	*Tubería sanitaria perforada 2"*	*ML*	*3.0*	*10046.0*	*30,138.0*
2.3.7	*Tubería sanitaria sin perforar 2"*	*ML*	*9.0*	*10046.0*	*90,414.0*
2.3.8	*Tuberia presion para lavado 3/4"*	*ML*	*4.1*	*4014.0*	*16,457.0*
		Subtotal Accesorios			***1,476,674***

2.4	***Tubería y accesorios en hierro fundido.***				
2.4.1	*Válvula de compuerta elastica vastago no ascendente para PVC Ø2", junta hidraulica*	*Un*	*4.0*	*440475.0*	*1,761,900.0*
		Subtotal accesorios HF			***1,761,900***
2.5	***Otros Accesorios***				
2.5.1	*Compuerta de tablones*	*Un*	*2.0*	*148205.0*	*296,410.0*
2.5.2	*Regla de aforo en lamina calibre 16*	*Un*	*1.0*	*54282.0*	*54,282.0*
2.5.3	*Vertedero triangular 90º en lamina Cal 16*	*Un*	*1.0*	*180671.0*	*180,671.0*
2.5.4	*Platina metálica 0,13*0,20 Cal 3 mm*	*Un*	*1.0*	*25782.0*	*25,782.0*
2.5.5	*Tapa lamina de alfajor 1.4 * 0.45 e = 5cm*	*Un*	*1.0*	*105082.0*	*105,082.0*
		Subtotal otros accesorios			***662,227***

TOTAL FILTROS DINÁMICOS	***$***	***64,090,565.00***

3.0	***FILTROS GRUESOS ASCENDENTES***

3.1	***Concretos***				
3.1.1	*Concreto imperm. 210 kg/cm2*	*M3*	*11.0*	*333873.0*	*3,672,603.0*
3.1.3	*Repello interno para afinado de muros, e: 1,5cm*	*M2*	*120.0*	*17247.0*	*2,069,640.0*
3.1.4	*Acero de refuerzo PDR60*	*Kg*	*12971.0*	*3676.0*	*47,681,396.0*
3.1.5	*Cinta pvc*	*ML*	*16.0*	*15189.0*	*243,024.0*
		Subtotal concretos			***53,666,663***

3.2	***Lechos filtrantes***				
3.2.1	*Grava 1"- 3/4"*	*M3*	*3.6*	*114739.0*	*414,437.0*
3.2.2	*Grava 3/4"- 1/2"*	*M3*	*2.4*	*114739.0*	*276,292.0*
3.2.3	*Grava 1/2"- 1/4"*	*M3*	*2.4*	*114739.0*	*276,292.0*
3.2.4	*Grava 1/4"- 1/8"*	*M3*	*3.0*	*114739.0*	*345,364.0*

3.2.5	*Grava 1/8"- 1/16"*	*M3*	*3.0*	*114739.0*	*345,364.0*
		Subtotal Lechos Filtrantes			***1,657,749***

3.3	***Accesorios y tubería PVC RDE 41***				
3.3.1	*Tapon PVC Ø3" soldado*	*Un*	*6.0*	*5976.0*	*35,856.0*
3.3.2	*Tapon PVC Ø2" soldado*	*Un*	*1.0*	*5061.0*	*5,061.0*
3.3.3	*Codo 3" * 90º*	*Un*	*10.0*	*61450.0*	*614,500.0*
3.3.4	*Tee UP PVC 3" x 2"*	*Un*	*8.0*	*154868.0*	*1,238,944.0*
3.3.5	*Tee UP PVC 3"*	*Un*	*1.0*	*88572.0*	*88,572.0*
3.3.6	*Reducción UP 3x2"*	*Un*	*8.0*	*88572.0*	*708,576.0*
3.3.7	*Tubería sanitaria 2"*	*ML*	*24.1*	*10046.0*	*241,908.0*
3.3.8	*Tubería sanitaria 3"*	*ML*	*15.6*	*14125.0*	*220,068.0*
3.3.9	*Tubería sanitaria 4"*	*ML*	*4.0*	*18997.0*	*75,988.0*
		Subtotal Accesorios			***3,229,473***

3.4	***Tubería y accesorios en hierro fundido.***				
3.4.1	*Válvula de mariposa 3". tipo wafer*	*Un*	*2.0*	*591435.0*	*1,182,870.0*
3.4.2	*Compuertas metalicas con volante (15x45cm)*	*Un*	*2.0*	*1005558.0*	*2,011,116.0*
3.4.4	*Regla de aforo en lamina calibre 16*	*Un*	*2.0*	*54282.0*	*108,564.0*
3.4.5	*Tapa lamina de alfajor 1.4 * 0.45 e = 5cm*	*Un*	*2.0*	*105082.0*	*210,164.0*
3.4.6	*Vertedero triangular 30º en lamina cal 16*	*Un*	*2.0*	*180671.0*	*361,342.0*
		Subtotal accesorios HF			***3,874,056***

TOTAL FILTROS GRUESOS ASCENDENTES	***$***	***62,427,941.00***

4.0	***FILTROS LENTOS DE ARENA***

4.1	***Concretos***				
4.1.1	*Concreto imperm. 210 kg/cm2*	*M3*	*15.0*	*333873.0*	*5,008,095.0*
4.1.2	*Repello interno para afinado de muros, e: 1,5cm*	*M2*	*125.0*	*17247.0*	*2,155,875.0*
4.1.3	*Acero de refuerzo PDR60*	*KG*	*21087.0*	*3676.0*	*77,515,812*
4.1.4	*Cinta pvc*	*ML*	*18.0*	*15189.0*	*273,402.0*
		Subtotal concretos			***84,953,184***

4.2	***Grava 1"- 3/4"***				
4.2.1	*Grava 1/2"*	*M3*	*0.8*	*114739.0*	*89,496.0*
4.2.2	*Arena gruesa 2 - 4 mm*	*M3*	*3.1*	*140489.0*	*438,326.0*
4.2.3	*Arena fina, Cu= 2 - 4, D10 = 0,35 - 0,55*	*M3*	*12.5*	*140489.0*	*1,753,303.0*
		Subtotal lechos filtrantes			***2,281,125***

4.3	**Tubería PVC RDE 41**				
4.3.1	Adaptador de limpieza de 3"	Un	6.0	20867.0	125,202.0
4.3.2	Adaptador de limpieza de 2"	Un	12.0	17831.0	213,972.0
4.3.3	Adaptador de limpieza de 1 1/2"	Un	3.0	14598.0	43,794.0
4.3.4	Tee UP PVC 3" x 2"	Un	10.0	154868.0	1,548,680.0
4.3.5	Tee UP PVC 3"	Un	4.0	88572.0	354,288.0
4.3.6	Codo 3" * 90º	Un	10.0	61450.0	614,500.0
4.3.7	Reducción UP 3x2"	Un	2.0	88572.0	177,144.0
4.3.9	Tubería perforada de 2"	ML	26.5	10046.0	266,420.0
4.3.10	Tubería sanitaria 3"	ML	21.1	14125.0	297,896.0
		Subtotal PVC RDE 41			**3,641,896**

4.4	**Accesorios en hierro fundido.**				
4.4.1	Válvula de mariposa 3". tipo wafer	Un	2.0	591435.0	1,182,870.0
		Subtotal válvulas			**1,182,870**

4.5	**Otros accesorios**				
4.5.1	Compuertas metalicas con volante (15x30cm)	Un	2.0	1005558.0	2,011,116.0
4.5.2	Escalera uña de gato 1/2 "	Un	4.0	18778.0	75,112.0
4.5.3	Regla de aforo en lamina calibre 16	Un	2.0	1005558.0	2,011,116.0
4.5.5	Tapa lamina de alfajor 1.4 * 0.45 e = 5cm	Un	1.0	105082.0	105,082.0
4.5.6	Vertedero triangular de 30º en lamina cal 16	Un	2.0	180671.0	361,342.0
		Subtotal otros accesorios			**4,563,768**

4.3	**ACABADOS**				
4.3.1	Azulejo 0,2*0,2 para cajas de salida de agua filtrada	M2	5.0	25584.0	127,920.0
		Subtotal acabados			**127,920.0**

TOTAL FILTROS LENTOS EN ARENA	**$**	**96,750,763.00**

9.0	**SISTEMA DE DESAGUES**

9.1	**Cajas de inspección**				
9.1.1	Excavación manual en tierra	M3	2.1	11827.0	24,837.0
9.1.1	Tuberia desagues planta PVC RDE 26 Ø2"	ML	63.7	9703.0	618,382.0
9.1.2	Cajas de inspección de 1,2 * 1,2 mts	Und	5.0	289189.0	1,445,945.0

				Subtotal desagues	***2,089,164***

TOTAL DESAGUES	***$***	***2,089,164.00***

VALOR COSTO DIRECTO PTAP	***$***	***225,358,433.00***

BOCATOMA, ADUCCIÓN, CONDUCCIÓN Y TANQUE DE ALMACENAMIENTO

1.0	***Preliminares***				
1.1	*Localización y replanteo*	*ML*	*1534.0*	*872.0*	*1,337,648.0*
			Subtotal Preliminares		***1,337,648***

2.0	***Bocatoma***				
2.1	*Localización y replanteo*	*ML*	*1534.0*	*11827.0*	*18,142,618*
2.2	*Excavaciòn material comùn*	*M3*	*4.0*	*11827.0*	*47,308.0*
2.3	*Concreto ciclòpeo 40% rajòn, 60% Ccto. Simple*	*M3*	*1.0*	*252923.0*	*252,923.0*
2.4	*Concreto imperm. 210 kg/cm2*	*M3*	*3.0*	*333873.0*	*1,001,619.0*
2.5	*Acero de refuerzo PDR60*	*KG*	*289.0*	*3676.0*	*1,062,364.0*
2.6	*Rejilla 0,40 x 0,70 y varillas de 3/4"*	*UN*	*1.0*	*127283.0*	*127,283.0*
2.7	*Tapa lamina de alfajor 1.4 * 0.45 e = 5cm*	*UN*	*1.0*	*105082.0*	*105,082.0*
2.8	*Válvula de compuerta elastica vastago no ascendente para PVC Ø2", junta hidraulica*	*UN*	*2.0*	*440475.0*	*880,950.0*
2.9	*Escalera uña de gato 1/2 "*	*UN*	*4.0*	*18778.0*	*75,112.0*
2.10	*Cono de ventilaciòn Ø = 2" en HF cal 16*	*UN*	*1.0*	*75692.0*	*75,692.0*
2.11	*Tubería PVC UP Ø2" RDE 26*	*ML*	*3.0*	*9703.0*	*29,109.0*
2.12	*Codo Gran Radio PVC 90° Diametro 2"*	*UN*	*2.0*	*28691.0*	*57,382.0*
			Subtotal Bocatoma		***21,857,442***

3.0	***Aducción***				
3.1	*Excavaciòn material común*	*M3*	*5.2*	*11827.0*	*61,973.0*
3.2	*Relleno con Material Seleccionado de la Excavación Compactado*	*M3*	*4.2*	*11756.0*	*49,375.0*
3.3	*Tubería PVC UP Ø2" RDE 26*	*ML*	*9.0*	*9703.0*	*87,327.0*
			Subtotal Aducción		***198,675***

4.0	***Desarenador***				
4.1	*Excavación material común*	*M3*	*10.0*	*11827.0*	*118,270.0*
4.2	*Concreto ciclòpeo 40% rajòn, 60% Ccto.*	*M3*	*1.0*	*252923.0*	*252,923.0*

	Simple				
4.3	*Concreto imperm. 210 kg/cm2*	*M3*	*6.0*	*333873.0*	*2,003,238.0*
4.4	*Acero de refuerzo PDR60*	*KG*	*364.0*	*3676.0*	*1,338,064.0*
4.5	*Válvula de compuerta elastica vastago no ascendente para PVC Ø2", junta hidraulica*	*UN*	*1.0*	*440475.0*	*440,475.0*
4.6	*Tapa lamina de alfajor 1.4 * 0.45 e = 5cm*	*UN*	*5.0*	*105082.0*	*525,410.0*
4.7	*Cono de ventilaciòn Ø = 2" en HF cal 16*	*UN*	*2.0*	*75692.0*	*151,384.0*
4.8	*Tubería sanitaria 2"*	*ML*	*8.0*	*10046.0*	*80,368.0*
4.9	*Tubería PVC UP Ø2" RDE 26*	*ML*	*7.0*	*9703.0*	*67,921.0*
4.10	*Válvula de paso Ø = 2"*	*UN*	*4.0*	*54214.0*	*216,856.0*
4.11	*Escalera uña de gato 1/2 "*	*UN*	*5.0*	*18778.0*	*93,890.0*
4.12	*Desalojo material sobrante*	*M3*	*14.0*	*10254.0*	*143,556.0*
4.13	*Muro en ladrillo común*	*M2*	*10.0*	*25289.0*	*252,890.0*
4.14	*Codo Gran Radio PVC 90° Diametro 2"*	*UN*	*4.0*	*28691.0*	*114,764.0*
4.15	*Tee UP PVC 3"*	*UN*	*4.0*	*88572.0*	*354,288.0*
		Subtotal Desarenador			***6,154,297***

5.0	***Conducción***				
5.1	*Excavación material común*	*M3*	*175.0*	*11827.0*	*2,069,725.0*
5.2	*Relleno con Material Seleccionado de la Excavación Compactado*	*M3*	*140.0*	*11756.0*	*1,645,840.0*
5.3	*Tubería PVC UP Ø2" RDE 26*	*ML*	*292.0*	*9703.0*	*2,833,276.0*
		Subtotal Conducción			***6,548,841***

6.0	***Tanque de Almacenamiento***				
6.1	*Excavación material común*	*M3*	*98.0*	*11827.0*	*1,159,046.0*
6.2	*Mejoramiento Suelo en Recebo Compactado e=20 cm*	*M3*	*7.0*	*47759.0*	*334,313.0*
6.3	*Concreto imperm. 210 kg/cm2*	*M3*	*21.0*	*333873.0*	*7,011,333.0*
6.4	*Acero de refuerzo PDR60*	*UN*	*912.0*	*3676.0*	*3,352,512.0*
6.5	*Conos de ventilación en lámina cal 18 Ø=4"*	*UN*	*4.0*	*121563.0*	*486,252.0*
6.6	*Tapa sanitaria en lámina cal 18 0,60m x 0,60m*	*UN*	*3.0*	*95632.0*	*286,896.0*
6.7	*Tubería PVC UP Ø2" RDE 26*	*ML*	*27.0*	*9703.0*	*261,981.0*
6.8	*Válvula de cierre Ø=2"*	*ML*	*4.0*	*256325.0*	*1,025,300.0*
6.9	*Desalojo material sobrante a escombrera*	*UN*	*78.0*	*10254.0*	*799,812.0*
6.10	*Escalera uña de gato 1/2 "*	*UN*	*8.0*	*18778.0*	*150,224.0*
6.11	*Válvula de coladera Ø=2"*	*M3*	*1.0*	*125985.0*	*125,985.0*
6.12	*Tee UP PVC 3"*	*M2*	*3.0*	*88572.0*	*265,716.0*
6.13	*Codo Gran Radio PVC 90° Diametro 2"*	*UN*	*6.0*	*28691.0*	*172,146.0*
		Subtotal Tanque			***15,431,516***

VALOR COSTO DIRECTO BOCATOMA, ADUCCIÓN, CONDUCCIÓN Y TANQUE DE ALMACENAMIENTO	***$ 51,528,419.00***

REPUBLICA DE COLOMBIA
DEPARTAMENTO DE NARIÑO
UNIVERSIDAD DE NARIÑO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CONSTRUCCION Y PUESTA EN FUNCIONAMIENTO DEL ACUEDUCTO PARA LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO

FECHA: **OCTUBRE DE 2010**

ÍTEM:	***CONCRETO 3000 PSI***	***UNIDAD***	***M3***

1. EQUIPO	TARIFA HORA	RENDIMIEN.	COSTO
Herramienta menor 5% M.O	-		4,074.9
Mezcladora Concreto	12,000	4.00	3,000.0
-	-		-
-	-		-
-	-		-
-	-		-
		Subtotal	**7,074.9**

2. MATERIALES EN OBRA	UNIDAD	PRECIO UNIT.	CANTIDAD	COSTO
Cemento gris	KL	440	350.00	154,000.0
Arena Negra	M3	40,000	0.56	22,400.0
Triturado Comun	M3	40,000	0.84	33,600.0
Agua	Lt			300.0

		10	30.00	
Formaleta muro	Gl	50,000	0.50	25,000.0
Impermeabilizante	Gl	10,000	1.00	10,000.0
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
			Subtotal	**245,300.0**

3. MANO DE OBRA	RENDIMIENTO	PREST. 70%	JORNAL	TOTAL	COSTO
Cuadrilla 1	3.00	70.00	143,820	244,494.00	81,498.0
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
				Subtotal	**81,498.0**

TOTAL COSTO DIRECTO	**333,873.0**

REPUBLICA DE COLOMBIA

DEPARTAMENTO DE NARIÑO

MUNICIPIO DE TAMINANGO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CONSTRUCCION Y PUESTA EN FUNCIONAMIENTO DEL ACUEDUCTO PARA LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO

FECHA: **OCTUBRE DE 2010**

ÍTEM:	***Concreto para andenes 175 kg/cm2***	***UNIDAD***	***M3***

1. EQUIPO	TARIFA HORA	RENDIMIEN.	COSTO

Herramienta menor 5% M.O	-		4,074.9
-	-		
-	-		-
-	-		-
-	-		-
-	-		-
		Subtotal	**4,074.9**

2. MATERIALES EN OBRA	UNIDAD	PRECIO UNIT.	CANTIDAD	COSTO
Cemento gris	KL	440	300.00	132,000.0
Arena Negra	M3	40,000	0.48	19,000.0
Triturado Comun	M3	40,000	0.95	38,000.0
Agua	Lt	10	30.00	300.0
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
			Subtotal	**189,300.0**

3. MANO DE OBRA	RENDIMIENTO	PREST. 70%	JORNAL	TOTAL	COSTO
Cuadrilla 1	3.00	70.00	143,820	244,494.00	81,498.0
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
				Subtotal	**81,498.0**

TOTAL COSTO DIRECTO	**274,873.0**

REPUBLICA DE COLOMBIA
DEPARTAMENTO DE NARIÑO
UNIVERSIDAD DE NARIÑO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CONSTRUCCION Y PUESTA EN FUNCIONAMIENTO DEL ACUEDUCTO PARA LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO

-

FECHA: **OCTUBRE DE 2010**

ÍTEM:	***CONCRETO POBRE 2000 PSI***	***UNIDAD***	***M3***

1. EQUIPO	TARIFA HORA	RENDIMIEN.	COSTO
Herramienta menor 5% M.O	-		4,074.9
-	-		
-	-		-
-	-		-
-	-		-
-	-		-
		Subtotal	**4,074.9**

2. MATERIALES EN OBRA	UNIDAD	PRECIO UNIT.	CANTIDAD	COSTO
Cemento gris	KL	440	280.00	123,200.0
Arena Negra	M3	40,000	0.48	19,200.0
Triturado Comun	M3	40,000	0.95	38,000.0
Agua	Lt	10	30.00	300.0
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-

-	-	-		-
-	-	-		-
			Subtotal	**180,700.0**

3. MANO DE OBRA	RENDIMIENTO	PREST. 70%	JORNAL	TOTAL	COSTO
Cuadrilla 1	3.00	70.00	143,820	244,494.00	81,498.0
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
				Subtotal	**81,498.0**

TOTAL COSTO DIRECTO	**266,273.0**

REPUBLICA DE COLOMBIA
DEPARTAMENTO DE NARIÑO
UNIVERSIDAD DE NARIÑO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CONSTRUCCION Y PUESTA EN FUNCIONAMIENTO DEL ACUEDUCTO PARA LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO

-

FECHA: **OCTUBRE DE 2010**

ÍTEM:	***CONCRETO CICLOPEO AL 40 %***	***UNIDAD***	***M3***

1. EQUIPO	TARIFA HORA	RENDIMIEN.	COSTO
Herramienta menor 5% M.O	-		-
-	-		
-	-		
-	-		
-	-		-

-	-		-
		Subtotal	**-**

2. MATERIALES EN OBRA	UNIDAD	PRECIO UNIT.	CANTIDAD	COSTO
Concreto 3000 psi	M3	252,375	0.60	151,424.9
Rajon	M3	50,000	0.40	20,000.0
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
		Subtotal		**171,424.9**

3. MANO DE OBRA	RENDIMIENTO	PREST. 70%	JORNAL	TOTAL	COSTO
Cuadrilla 1	3.00	70.00	143,820	244,494.00	81,498.0
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
			Subtotal		**81,498.0**

TOTAL COSTO DIRECTO	**252,923.0**

REPUBLICA DE COLOMBIA
DEPARTAMENTO DE NARIÑO
UNIVERSIDAD DE NARIÑO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CONSTRUCCION Y PUESTA EN FUNCIONAMIENTO DEL ACUEDUCTO PARA LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO

-

FECHA: **OCTUBRE DE 2010**

ÍTEM:	***MORTERO 1:3***	***UNIDAD***	***M3***

1. EQUIPO	TARIFA HORA	RENDIMIEN.	COSTO
Herramienta menor 5% M.O	-		3,216.9
-	-		-
-	-		-
-	-		-
-	-		-
-	-		-
		Subtotal	**3,216.9**

2. MATERIALES EN OBRA	UNIDAD	PRECIO UNIT.	CANTIDAD	COSTO
Cemento gris	KL	440	450.00	198,000.0
Arena Negra	M3	40,000	1.09	43,600.0
Agua	Lt	10	30.00	300.0
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-

-	-	-		-
-	-	-		-
			Subtotal	**241,900.0**

3. MANO DE OBRA	RENDIMIENTO	PREST. 70%	JORNAL	TOTAL	COSTO
Cuadrilla 2	2.00	70.00	75,692	128,676.40	64,338.2
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
				Subtotal	**64,338.2**

TOTAL COSTO DIRECTO	**309,455.0**

REPUBLICA DE COLOMBIA
DEPARTAMENTO DE NARIÑO
UNIVERSIDAD DE NARIÑO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CONSTRUCCION Y PUESTA EN FUNCIONAMIENTO DEL ACUEDUCTO PARA LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO

-

FECHA: **OCTUBRE DE 2010**

ÍTEM:	***LOCALIZACION Y REPLANTEO***	***UNIDAD***	***M2***

1. EQUIPO	TARIFA HORA	RENDIMIEN.	COSTO
Herramienta menor 5% M.O	-		29.4
-	-		-
-	-		-
-			-

	-		
-	-		-
-	-		-
		Subtotal	**29.4**

2. MATERIALES EN OBRA	UNIDAD	PRECIO UNIT.	CANTIDAD	COSTO
Estacas	UN	1,000	0.20	200.0
Clavo 2½ - 1½	LB	2,800	0.02	56.0
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
			Subtotal	**256.0**

3. MANO DE OBRA	RENDIMIENTO	PREST. 70%	JORNAL	TOTAL	COSTO
Comision Topografica	250.00	70.00	86,309	146,725.30	587.0
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
				Subtotal	**587.0**

TOTAL COSTO DIRECTO	**872.0**

REPUBLICA DE COLOMBIA **DEPARTAMENTO DE NARIÑO** **UNIVERSIDAD DE NARIÑO**
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS
CONSTRUCCION Y PUESTA EN FUNCIONAMIENTO DEL ACUEDUCTO PARA LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO
-
FECHA: OCTUBRE DE 2010

ÍTEM:	***EXCAVACION EN MATERIAL COMUN***	***UNIDAD***	***M3***

1. EQUIPO	TARIFA HORA	RENDIMIEN.	COSTO
Herramienta menor 5% M.O	-		563.2
-	-		
-	-		-
-	-		-
-	-		-
-	-		-
		Subtotal	**563.2**

2. MATERIALES EN OBRA	UNIDAD	PRECIO UNIT.	CANTIDAD	COSTO
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-

Subtotal	**-**

3. MANO DE OBRA	RENDIMIENTO	PREST. 70%	JORNAL	TOTAL	COSTO
Cuadrilla 3	5.00	70.00	33,128	56,317.60	11,264.0
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
				Subtotal	**11,264.0**

TOTAL COSTO DIRECTO	**11,827.0**

REPUBLICA DE COLOMBIA
DEPARTAMENTO DE NARIÑO
UNIVERSIDAD DE NARIÑO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CONSTRUCCION Y PUESTA EN FUNCIONAMIENTO DEL ACUEDUCTO PARA LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO

-

FECHA: **OCTUBRE DE 2010**

ÍTEM:	***Relleno con Material Seleccionado de la Excavación Compactado***	***UNIDAD***	***M3***

1. EQUIPO	TARIFA HORA	RENDIMIEN.	COSTO
Herramienta menor 5% M.O	-		321.7
Saltarin	25,000	5.00	5,000.0
-	-		-
-	-		-
-	-		-
-	-		-
		Subtotal	**5,321.7**

2. MATERIALES EN OBRA	UNIDAD	PRECIO UNIT.	CANTIDAD	COSTO
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
			Subtotal	**-**

3. MANO DE OBRA	RENDIMIENTO	PREST. 70%	JORNAL	TOTAL	COSTO
Cuadrilla 2	20.00	70.00	75,692	128,676.40	6,434.0
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
				Subtotal	**6,434.0**

TOTAL COSTO DIRECTO	**11,756.0**

REPUBLICA DE COLOMBIA
DEPARTAMENTO DE NARIÑO
UNIVERSIDAD DE NARIÑO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CONSTRUCCION Y PUESTA EN FUNCIONAMIENTO DEL ACUEDUCTO PARA LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO

-

FECHA:	**OCTUBRE DE 2010**

ÍTEM:	***Cruz 2" x 2" HF JH***	***UNIDAD***	***UND***

1. EQUIPO	TARIFA HORA	RENDIMIEN.	COSTO
Herramienta menor 5% M.O	-		595.0
-	-		
-	-		-
-	-		-
-	-		-
-	-		-
		Subtotal	**595.0**

2. MATERIALES EN OBRA	UNIDAD	PRECIO UNIT.	CANTIDAD	COSTO
Cruz 2" x 2" HF JH	UND	76,560	1.00	76,560.0
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
			Subtotal	**76,560.0**

3. MANO DE OBRA	RENDIMIENTO	PREST. 70%	JORNAL	TOTAL	COSTO
Maestro	5.00	70.00	35,000	59,500.00	11,900.0
-			-	-	
-				-	

			-		
-			-	-	
-			-	-	
				Subtotal	**11,900.0**

TOTAL COSTO DIRECTO	**89,055.0**

REPUBLICA DE COLOMBIA
DEPARTAMENTO DE NARIÑO
UNIVERSIDAD DE NARIÑO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CONSTRUCCION Y PUESTA EN FUNCIONAMIENTO DEL ACUEDUCTO PARA LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO

-

FECHA: **OCTUBRE DE 2010**

ÍTEM:	***Codo Gran Radio PVC 90° Diametro 2"***	***UNIDAD***	***UND***

1. EQUIPO	TARIFA HORA	RENDIMIEN.	COSTO
Herramienta menor 5% M.O	-		157.9
-	-		-
-	-		-
-	-		-
-	-		-
-	-		-
		Subtotal	**157.9**

2. MATERIALES EN OBRA	UNIDAD	PRECIO UNIT.	CANTIDAD	COSTO
Codo Gran Radio PVC 90° Diametro 2"	UND	24,579	1.00	24,578.5
Limpiador 1/4	UN	19,500	0.01	97.5
Soldadura 1/4	UN			200.0

		40,000	0.01	
Accesorios hidraulicos	UN	2,000	0.25	500.0
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
			Subtotal	**25,376.0**

3. MANO DE OBRA	RENDIMIENTO	PREST. 70%	JORNAL	TOTAL	COSTO
Oficial	14.00	70.00	26,000	44,200.00	3,157.0
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
				Subtotal	**3,157.0**

TOTAL COSTO DIRECTO	**28,691.0**

REPUBLICA DE COLOMBIA
DEPARTAMENTO DE NARIÑO
UNIVERSIDAD DE NARIÑO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CONSTRUCCION Y PUESTA EN FUNCIONAMIENTO DEL ACUEDUCTO PARA LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO

-

FECHA: **OCTUBRE DE 2010**

ÍTEM:	***Codo Gran Radio PVC 45° Diametro 2"***	***UNIDAD***	***UND***

1. EQUIPO	TARIFA HORA	RENDIMIEN.	COSTO
Herramienta menor 5% M.O	-		157.9
-	-		-
-	-		-
-	-		-
-	-		-
-	-		-
		Subtotal	**157.9**

2. MATERIALES EN OBRA	UNIDAD	PRECIO UNIT.	CANTIDAD	COSTO
Codo Gran Radio PVC 45° Diametro 2"	UND	19,720	1.00	19,720.0
Limpiador 1/4	UN	19,500	0.01	97.5
Soldadura 1/4	UN	40,000	0.01	200.0
Accesorios hidraulicos	UN	2,000	0.25	500.0
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
			Subtotal	**20,517.5**

3. MANO DE OBRA	RENDIMIENTO	PREST. 70%	JORNAL	TOTAL	COSTO
Oficial	14.00	70.00	26,000	44,200.00	3,157.0
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
				Subtotal	**3,157.0**

TOTAL COSTO DIRECTO	**23,832.0**

REPUBLICA DE COLOMBIA
DEPARTAMENTO DE NARIÑO
UNIVERSIDAD DE NARIÑO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CONSTRUCCION Y PUESTA EN FUNCIONAMIENTO DEL ACUEDUCTO PARA LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO

-

FECHA: **OCTUBRE DE 2010**

ÍTEM:	***Codo Gran Radio PVC 22.5° Diametro 2"***	***UNIDAD***	***UND***

1. EQUIPO	TARIFA HORA	RENDIMIEN.	COSTO
Herramienta menor 5% M.O	-		157.9
-	-		-
-	-		-
-	-		-
-	-		-
-	-		-
		Subtotal	**157.9**

2. MATERIALES EN OBRA	UNIDAD	PRECIO UNIT.	CANTIDAD	COSTO
Codo Gran Radio PVC 22.5° Diametro 2"	UND	18,736	1.00	18,736.3
Limpiador 1/4	UN	19,500	0.01	97.5
Soldadura 1/4	UN	40,000	0.01	200.0
Accesorios hidraulicos	UN	2,000	0.25	500.0
-	-	-		-
-	-	-		-

-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
			Subtotal	**19,533.8**

3. MANO DE OBRA	RENDIMIENTO	PREST. 70%	JORNAL	TOTAL	COSTO
Oficial	14.00	70.00	26,000	44,200.00	3,157.0
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
				Subtotal	**3,157.0**

TOTAL COSTO DIRECTO	**22,849.0**

REPUBLICA DE COLOMBIA
DEPARTAMENTO DE NARIÑO
UNIVERSIDAD DE NARIÑO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CONSTRUCCION Y PUESTA EN FUNCIONAMIENTO DEL ACUEDUCTO PARA LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO

-

FECHA: **OCTUBRE DE 2010**

ÍTEM:	***Tee UP PVC 3" x 2"***	***UNIDAD***	***UND***

1. EQUIPO	TARIFA HORA	RENDIMIEN.	COSTO
Herramienta menor 5% M.O	-		147.4
-	-		
-	-		-

-	-		-
-	-		-
-	-		-
		Subtotal	**147.4**

2. MATERIALES EN OBRA	UNIDAD	PRECIO UNIT.	CANTIDAD	COSTO
Tee UP PVC 3 X 3X 2"	UND	150,976	1.00	150,976.3
Limpiador 1/4	UN	19,500	0.01	97.5
Soldadura 1/4	UN	40,000	0.01	200.0
Accesorios hidraulicos	UN	2,000	0.25	500.0
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
			Subtotal	**151,773.8**

3. MANO DE OBRA	RENDIMIENTO	PREST. 70%	JORNAL	TOTAL	COSTO
Oficial	15.00	70.00	26,000	44,200.00	2,947.0
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
				Subtotal	**2,947.0**

TOTAL COSTO DIRECTO	**154,868.0**

REPUBLICA DE COLOMBIA
DEPARTAMENTO DE NARIÑO
UNIVERSIDAD DE NARIÑO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CONSTRUCCION Y PUESTA EN FUNCIONAMIENTO DEL ACUEDUCTO PARA LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO

-

FECHA: **OCTUBRE DE 2010**

ÍTEM:	***Tee UP PVC 2 X 2"***	***UNIDAD***	***UND***

1. EQUIPO	TARIFA HORA	RENDIMIEN.	COSTO
Herramienta menor 5% M.O	-		147.4
-	-		
-	-		-
-	-		-
-	-		-
-	-		-
		Subtotal	**147.4**

2. MATERIALES EN OBRA	UNIDAD	PRECIO UNIT.	CANTIDAD	COSTO
Tee UP PVC 2 X 2"	UND	128,460	1.00	128,459.6
Limpiador 1/4	UN	19,500	0.01	97.5
Soldadura 1/4	UN	40,000	0.01	200.0
Accesorios hidraulicos	UN	2,000	0.25	500.0
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-

-	-	-		-
-	-	-		-
			Subtotal	**129,257.1**

3. MANO DE OBRA	RENDIMIENTO	PREST. 70%	JORNAL	TOTAL	COSTO
Oficial	15.00	70.00	26,000	44,200.00	2,947.0
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
				Subtotal	**2,947.0**

TOTAL COSTO DIRECTO	**132,351.0**

REPUBLICA DE COLOMBIA
DEPARTAMENTO DE NARIÑO
UNIVERSIDAD DE NARIÑO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CONSTRUCCION Y PUESTA EN FUNCIONAMIENTO DEL ACUEDUCTO PARA LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO

-

FECHA: **OCTUBRE DE 2010**

ÍTEM:	***Válvula de compuerta elastica vastago no ascendente para PVC Ø2", junta hidraulica***	***UNIDAD***	***UND***

1. EQUIPO	TARIFA HORA	RENDIMIEN.	COSTO
Herramienta menor 5% M.O	-		2,975.0
-	-		
-	-		-
-	-		-
-	-		-

-	-		-
		Subtotal	**2,975.0**

2. MATERIALES EN OBRA	UNIDAD	PRECIO UNIT.	CANTIDAD	COSTO
Válvula de compuerta elastica vastago no ascendente para PVC Ø2", junta hidraulica	UND	378,000	1.00	378,000.0
	-	-		-
-	-	-		-
				-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
			Subtotal	**378,000.0**

3. MANO DE OBRA	RENDIMIENTO	PREST. 70%	JORNAL	TOTAL	COSTO
Maestro	1.00	70.00	35,000	59,500.00	59,500.0
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
				Subtotal	**59,500.0**

TOTAL COSTO DIRECTO	**440,475.0**

REPUBLICA DE COLOMBIA
DEPARTAMENTO DE NARIÑO
UNIVERSIDAD DE NARIÑO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CONSTRUCCION Y PUESTA EN FUNCIONAMIENTO DEL ACUEDUCTO PARA LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO

-

FECHA: **OCTUBRE DE 2010**

ÍTEM:	***Reduccion PVC 2" a 1"***	***UNIDAD***	***UND***

1. EQUIPO	TARIFA HORA	RENDIMIEN.	COSTO
Herramienta menor 5% M.O	-		73.7
-	-		
-	-		-
-	-		-
-	-		-
-	-		-
		Subtotal	**73.7**

2. MATERIALES EN OBRA	UNIDAD	PRECIO UNIT.	CANTIDAD	COSTO
Reduccion PVC 2" a 1"	UND	4,408	1.00	4,408.0
Limpiador 1/4	UN	19,500	0.01	97.5
Soldadura 1/4	UN	40,000	0.01	200.0
Accesorios hidraulicos	UN	2,000	0.25	500.0
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
			Subtotal	**5,205.5**

3. MANO DE OBRA	RENDIMIENTO	PREST. 70%	JORNAL	TOTAL	COSTO
Oficial	30.00	70.00	26,000	44,200.00	1,473.0
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
				Subtotal	**1,473.0**

TOTAL COSTO DIRECTO	**6,752.0**

REPUBLICA DE COLOMBIA
DEPARTAMENTO DE NARIÑO
UNIVERSIDAD DE NARIÑO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CONSTRUCCION Y PUESTA EN FUNCIONAMIENTO DEL ACUEDUCTO PARA LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO

-

FECHA: **OCTUBRE DE 2010**

ÍTEM:	*Cajilla de 0.8 x 0.8 x 0.8 (para válvulas)*	*UNIDAD*	*UND*

1. EQUIPO	TARIFA HORA	RENDIMIEN.	COSTO
Herramienta menor 5% M.O	-		3,492.8
-	-		
-	-		-
-	-		-
-	-		-
-	-		-
		Subtotal	**3,492.8**

2. MATERIALES EN OBRA	UNIDAD	PRECIO UNIT.	CANTIDAD	COSTO
Ladrillo tolete	Un	250	180.00	45,000.0
Esmalte doméstico	gln	55,000	0.12	6,600.0
Cemento gris	KL	440	1.00	440.0
Acero de refuerzo PDR 60	Kg	3,200	5.00	16,000.0
Concreto 3000 psi	M3	210,300	0.13	27,339.0
Tapa lamina de alfajor 1.4 * 0.45 e = 5cm	UN	95,800	1.00	95,800.0
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
Desperdicios 3%	-	-		5,735.4
			Subtotal	**196,914.4**

3. MANO DE OBRA	RENDIMIENTO	PREST. 70%	JORNAL	TOTAL	COSTO
Cuadrilla 1	3.50	70.00	143,820	244,494.00	69,855.0
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
				Subtotal	**69,855.0**

TOTAL COSTO DIRECTO	**270,262.0**

REPUBLICA DE COLOMBIA
DEPARTAMENTO DE NARIÑO
UNIVERSIDAD DE NARIÑO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CONSTRUCCION Y PUESTA EN FUNCIONAMIENTO DEL ACUEDUCTO PARA LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO

-

FECHA: **OCTUBRE DE 2010**

ÍTEM:	***Tuberia Acueducto PVC 2" RDE 26***	***UNIDAD***	***ML***

1. EQUIPO	TARIFA HORA	RENDIMIEN.	COSTO
Herramienta menor 5% M.O	-		81.5
-	-		
-	-		-
-	-		-
-	-		-
-	-		-
		Subtotal	**81.5**

2. MATERIALES EN OBRA	UNIDAD	PRECIO UNIT.	CANTIDAD	COSTO
Tuberia Acueducto PVC 2" RDE 26	ML	6,961	1.00	6,961.4
Limpiador 1/4	UN	19,500	0.01	97.5
Soldadura 1/4	UN	40,000	0.01	200.0
Accesorios hidraulicos	UN	2,000	0.25	500.0
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-

Desperdicios 3%	-	-		232.8
			Subtotal	**7,991.7**

3. MANO DE OBRA	RENDIMIENTO	PREST. 70%	JORNAL	TOTAL	COSTO
Cuadrilla 1	150.00	70.00	143,820	244,494.00	1,630.0
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
				Subtotal	**1,630.0**

TOTAL COSTO DIRECTO	**9,703.0**

REPUBLICA DE COLOMBIA
DEPARTAMENTO DE NARIÑO
UNIVERSIDAD DE NARIÑO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CONSTRUCCION Y PUESTA EN FUNCIONAMIENTO DEL ACUEDUCTO PARA LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO

-

FECHA: **OCTUBRE DE 2010**

ÍTEM:	***Tapon PVC Ø2" soldado***	***UNIDAD***	***UND***

1. EQUIPO	TARIFA HORA	RENDIMIEN.	COSTO
Herramienta menor 5% M.O	-		49.1
-	-	20.00	-
-	-		-
-	-		-
-	-		-
-	-		-

Subtotal	**49.1**

2. MATERIALES EN OBRA	UNIDAD	PRECIO UNIT.	CANTIDAD	COSTO
Tapon PVC para PVC Ø2" soldado	UND	3,232	1.00	3,232.0
Limpiador 1/4	UN	19,500	0.01	97.5
Soldadura 1/4	UN	40,000	0.01	200.0
Accesorios hidraulicos	UN	2,000	0.25	500.0
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
			Subtotal	**4,029.5**

3. MANO DE OBRA	RENDIMIENTO	PREST. 70%	JORNAL	TOTAL	COSTO
Oficial	45.00	70.00	26,000	44,200.00	982.0
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
				Subtotal	**982.0**

TOTAL COSTO DIRECTO	**5,061.0**

REPUBLICA DE COLOMBIA
DEPARTAMENTO DE NARIÑO
UNIVERSIDAD DE NARIÑO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CONSTRUCCION Y PUESTA EN FUNCIONAMIENTO DEL ACUEDUCTO PARA LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO

-

FECHA: **OCTUBRE DE 2010**

ÍTEM:	***Collar de derivación 2"***	***UNIDAD***	***UND***

1. EQUIPO	TARIFA HORA	RENDIMIEN.	COSTO
Herramienta menor 5% M.O	-		64.4
-	-		
-	-		-
-	-		-
-	-		-
-	-		-
		Subtotal	**64.4**

2. MATERIALES EN OBRA	UNIDAD	PRECIO UNIT.	CANTIDAD	COSTO
Collar de derivación 2"	UND	5,029	1.00	5,029.0
Limpiador 1/4	UN	19,500	0.01	97.5
Soldadura 1/4	UN	40,000	0.01	200.0
Accesorios hidraulicos	UN	2,000	0.25	500.0
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-

-	-	-		-
-	-	-		-
			Subtotal	**5,826.5**

3. MANO DE OBRA	RENDIMIENTO	PREST. 70%	JORNAL	TOTAL	COSTO
Cuadrilla 2	100.00	70.00	75,692	128,676.40	1,287.0
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
				Subtotal	**1,287.0**

TOTAL COSTO DIRECTO	**7,178.0**

REPUBLICA DE COLOMBIA
DEPARTAMENTO DE NARIÑO
UNIVERSIDAD DE NARIÑO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CONSTRUCCION Y PUESTA EN FUNCIONAMIENTO DEL ACUEDUCTO PARA LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO

-

FECHA: **OCTUBRE DE 2010**

ÍTEM:	***Tuberia PF + UAD Ø1/2"***	***UNIDAD***	***ML***

1. EQUIPO	TARIFA HORA	RENDIMIEN.	COSTO
Herramienta menor 5% M.O	-		42.9
-	-		
-	-		-
-	-		-
-	-		-
-	-		-

Subtotal	**42.9**

2. MATERIALES EN OBRA	UNIDAD	PRECIO UNIT.	CANTIDAD	COSTO
Tuberia PF + UAD Ø1/2"	ML	2,320	1.00	2,320.0
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
			Subtotal	**2,320.0**

3. MANO DE OBRA	RENDIMIENTO	PREST. 70%	JORNAL	TOTAL	COSTO
Cuadrilla 2	150.00	70.00	75,692	128,676.40	858.0
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
				Subtotal	**858.0**

TOTAL COSTO DIRECTO	**3,221.0**

REPUBLICA DE COLOMBIA **DEPARTAMENTO DE NARIÑO** **UNIVERSIDAD DE NARIÑO**
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS
CONSTRUCCION Y PUESTA EN FUNCIONAMIENTO DEL ACUEDUCTO PARA LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO
-
FECHA: OCTUBRE DE 2010

ÍTEM:	***Demolición Concreto Rigido E=0.10 m con Compresor Incluye Corte***	***UNIDAD***	***M2***

1. EQUIPO	TARIFA HORA	RENDIMIEN.	COSTO
Herramienta menor 5% M.O	-		442.0
Cortadora de pavimento	50,000	2.50	20,000.0
-	-		-
-	-		-
-	-		-
-	-		-
		Subtotal	**20,442.0**

2. MATERIALES EN OBRA	UNIDAD	PRECIO UNIT.	CANTIDAD	COSTO
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-

Desperdicios 3%	-	-		-
			Subtotal	**-**

3. MANO DE OBRA	RENDIMIENTO	PREST. 70%	JORNAL	TOTAL	COSTO
Oficial	5.00	70.00	26,000	44,200.00	8,840.0
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
				Subtotal	**8,840.0**

TOTAL COSTO DIRECTO	**29,282.0**

REPUBLICA DE COLOMBIA
DEPARTAMENTO DE NARIÑO
UNIVERSIDAD DE NARIÑO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CONSTRUCCION Y PUESTA EN FUNCIONAMIENTO DEL ACUEDUCTO PARA LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO

-

FECHA: **OCTUBRE DE 2010**

ÍTEM:	***Reconstrucción de pavimento espesor 0.15m (concreto 1:2:3), incluye base***	***UNIDAD***	***M2***

1. EQUIPO	TARIFA HORA	RENDIMIEN.	COSTO
Herramienta menor 5% M.O	-		1,746.4
Saltarin	25,000	2.00	12,500.0
-	-		-
-	-		-
-	-		-
-	-		-

Subtotal	**14,246.4**

2. MATERIALES EN OBRA	UNIDAD	PRECIO UNIT.	CANTIDAD	COSTO
Recebo	M3	20,000	0.25	5,000.0
CONCRETO 3000 PSI	M3	333,873	0.15	50,081.0
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
Desperdicios 3%	-	-		1,652.4
			Subtotal	**56,733.4**

3. MANO DE OBRA	RENDIMIENTO	PREST. 70%	JORNAL	TOTAL	COSTO
Cuadrilla 1	7.00	70.00	143,820	244,494.00	34,928.0
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
				Subtotal	**34,928.0**

TOTAL COSTO DIRECTO	**105,908.0**

REPUBLICA DE COLOMBIA
DEPARTAMENTO DE NARIÑO
UNIVERSIDAD DE NARIÑO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CONSTRUCCION Y PUESTA EN FUNCIONAMIENTO DEL ACUEDUCTO PARA LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO

-

FECHA: **OCTUBRE DE 2010**

ÍTEM:	***Desalojo de Material Sobrante***	***UNIDAD***	***M3***

1. EQUIPO	TARIFA HORA	RENDIMIEN.	COSTO
Herramienta menor 5% M.O	-		140.8
Volqueta	40,000	5.50	7,272.7
-	-		-
-	-		-
-	-		-
-	-		-
		Subtotal	**7,413.5**

2. MATERIALES EN OBRA	UNIDAD	PRECIO UNIT.	CANTIDAD	COSTO
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-

Subtotal	**-**

3. MANO DE OBRA	RENDIMIENTO	PREST. 70%	JORNAL	TOTAL	COSTO
Cuadrilla 3	20.00	70.00	33,128	56,317.60	2,816.0
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
				Subtotal	**2,816.0**

TOTAL COSTO DIRECTO	**10,230.0**

REPUBLICA DE COLOMBIA
DEPARTAMENTO DE NARIÑO
UNIVERSIDAD DE NARIÑO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CONSTRUCCION Y PUESTA EN FUNCIONAMIENTO DEL ACUEDUCTO PARA LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO

-

FECHA: **OCTUBRE DE 2010**

ÍTEM:	***Construccion Anden 2500 PSI E=0.10 m***	***UNIDAD***	***M2***

1. EQUIPO	TARIFA HORA	RENDIMIEN.	COSTO
Herramienta menor 5% M.O	-		1,222.5
Saltarin	25,000	2.00	12,500.0
-	-		-
-	-		-
-	-		-
-	-		-
		Subtotal	**13,722.5**

2. MATERIALES EN OBRA	UNIDAD	PRECIO UNIT.	CANTIDAD	COSTO
Acero de refuerzo PDR 60	Kg	3,200	8.00	25,600.0
CONCRETO 3000 PSI	M3	333,873	0.10	33,387.3
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
Desperdicios 3%	-	-		1,769.6
			Subtotal	**60,756.9**

3. MANO DE OBRA	RENDIMIENTO	PREST. 70%	JORNAL	TOTAL	COSTO
Cuadrilla 1	10.00	70.00	143,820	244,494.00	24,449.0
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
				Subtotal	**24,449.0**

TOTAL COSTO DIRECTO	**98,928.0**

REPUBLICA DE COLOMBIA
DEPARTAMENTO DE NARIÑO
UNIVERSIDAD DE NARIÑO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CONSTRUCCION Y PUESTA EN FUNCIONAMIENTO DEL ACUEDUCTO PARA LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO

-

FECHA: **OCTUBRE DE 2010**

ÍTEM:	***Limpieza y descapote***	***UNIDAD***	***M2***

1. EQUIPO	TARIFA HORA	RENDIMIEN.	COSTO
Herramienta menor 5% M.O	-		64.4
-	-		-
-	-		-
-	-		-
-	-		-
-	-		-
		Subtotal	**64.4**

2. MATERIALES EN OBRA	UNIDAD	PRECIO UNIT.	CANTIDAD	COSTO
-	-	-	0.20	-
-	-	-	0.02	-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-

-	-	-		-
-	-	-		-
			Subtotal	**-**

3. MANO DE OBRA	RENDIMIENTO	PREST. 70%	JORNAL	TOTAL	COSTO
Cuadrilla 2	100.00	70.00	75,692	128,676.40	1,287.0
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
				Subtotal	**1,287.0**

TOTAL COSTO DIRECTO	**1,351.0**

REPUBLICA DE COLOMBIA
DEPARTAMENTO DE NARIÑO
UNIVERSIDAD DE NARIÑO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CONSTRUCCION Y PUESTA EN FUNCIONAMIENTO DEL ACUEDUCTO PARA LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO

-

FECHA: **OCTUBRE DE 2010**

ÍTEM:	***Repello muros inter de 1,5 cm de espesor***	***UNIDAD***	***M2***

1. EQUIPO	TARIFA HORA	RENDIMIEN.	COSTO
Herramienta menor 5% M.O	-		643.4
-	-		
-	-		-
-	-		-
-	-		-

-	-		-
		Subtotal	**643.4**

2. MATERIALES EN OBRA	UNIDAD	PRECIO UNIT.	CANTIDAD	COSTO
Mortero 1:3	M3	249,050	0.02	3,735.8
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
		Subtotal		**3,735.8**

3. MANO DE OBRA	RENDIMIENTO	PREST. 70%	JORNAL	TOTAL	COSTO
Cuadrilla 2	10.00	70.00	75,692	128,676.40	12,868.0
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
			Subtotal		**12,868.0**

TOTAL COSTO DIRECTO	**17,247.0**

REPUBLICA DE COLOMBIA
DEPARTAMENTO DE NARIÑO
UNIVERSIDAD DE NARIÑO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CONSTRUCCION Y PUESTA EN FUNCIONAMIENTO DEL ACUEDUCTO PARA LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO
-
FECHA: OCTUBRE DE 2010

ÍTEM:	***Acero de Refuerzo PDR 60***	***UNIDAD***	***KG***

1. EQUIPO	TARIFA HORA	RENDIMIEN.	COSTO
Herramienta menor 5% M.O	-		10.0
-	-		
-	-		-
-	-		-
-	-		-
-	-		-
		Subtotal	**10.0**

2. MATERIALES EN OBRA	UNIDAD	PRECIO UNIT.	CANTIDAD	COSTO
Acero de refuerzo PDR 60	Kg	3,200	1.00	3,200.0
Alambre de amarre	KL	3,300	0.05	165.0
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
Desperdicios 3%	-	-		101.0
			Subtotal	**3,466.0**

3. MANO DE OBRA	RENDIMIENTO	PREST. 70%	JORNAL	TOTAL	COSTO
Cuadrilla 1	1,220.00	70.00	143,820	244,494.00	200.0
-			-	-	

-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
				Subtotal	**200.0**

TOTAL COSTO DIRECTO	**3,676.0**

REPUBLICA DE COLOMBIA
DEPARTAMENTO DE NARIÑO
UNIVERSIDAD DE NARIÑO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CONSTRUCCION Y PUESTA EN FUNCIONAMIENTO DEL ACUEDUCTO PARA LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO

-

FECHA: **OCTUBRE DE 2010**

ÍTEM:	***Cinta PVC h=0,15***	***UNIDAD***	***UND***

1. EQUIPO	TARIFA HORA	RENDIMIEN.	COSTO
Herramienta menor 5% M.O	-		257.4
-	-		
-	-		-
-	-		-
-	-		-
-	-		-
		Subtotal	**257.4**

2. MATERIALES EN OBRA	UNIDAD	PRECIO UNIT.	CANTIDAD	COSTO
Cinta PVC h=0.15	ML	9,500	1.00	9,500.0
				-

-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
Desperdicios 3%	-	-		285.0
			Subtotal	**9,785.0**

3. MANO DE OBRA	RENDIMIENTO	PREST. 70%	JORNAL	TOTAL	COSTO
Cuadrilla 2	25.00	70.00	75,692	128,676.40	5,147.0
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
				Subtotal	**5,147.0**

TOTAL COSTO DIRECTO	**15,189.0**

REPUBLICA DE COLOMBIA
DEPARTAMENTO DE NARIÑO
UNIVERSIDAD DE NARIÑO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CONSTRUCCION Y PUESTA EN FUNCIONAMIENTO DEL ACUEDUCTO PARA LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO

-

FECHA: **OCTUBRE DE 2010**

ÍTEM:	***Gravas de 1/4" a 1"***	***UNIDAD***	***UND***

1. EQUIPO	TARIFA HORA	RENDIMIEN.	COSTO
Herramienta menor 5% M.O	-		804.3
-	-		

-	-		-
-	-		-
-	-		-
-	-		-
		Subtotal	**804.3**

2. MATERIALES EN OBRA	UNIDAD	PRECIO UNIT.	CANTIDAD	COSTO
Grava 1/4"- 1"	M3	95,000	1.00	95,000.0
				-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
Desperdicios 3%	-	-		2,850.0
			Subtotal	**97,850.0**

3. MANO DE OBRA	RENDIMIENTO	PREST. 70%	JORNAL	TOTAL	COSTO
Cuadrilla 2	8.00	70.00	75,692	128,676.40	16,085.0
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
				Subtotal	**16,085.0**

TOTAL COSTO DIRECTO	**114,739.0**

REPUBLICA DE COLOMBIA
DEPARTAMENTO DE NARIÑO
UNIVERSIDAD DE NARIÑO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CONSTRUCCION Y PUESTA EN FUNCIONAMIENTO DEL ACUEDUCTO PARA LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO
-
FECHA: OCTUBRE DE 2010

ÍTEM:	***Adaptador de Limpieza 2"***	***UNIDAD***	***UND***

1. EQUIPO	TARIFA HORA	RENDIMIEN.	COSTO
Herramienta menor 5% M.O	-		73.7
-	-		
-	-		-
-	-		-
-	-		-
		Subtotal	**73.7**

2. MATERIALES EN OBRA	UNIDAD	PRECIO UNIT.	CANTIDAD	COSTO
Adaptador de Limpieza 2"	UND	15,487	1.00	15,487.0
Limpiador 1/4	UN	19,500	0.01	97.5
Soldadura 1/4	UN	40,000	0.01	200.0
Accesorios hidraulicos	UN	2,000	0.25	500.0
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
			Subtotal	**16,284.5**

3. MANO DE OBRA	RENDIMIENTO	PREST. 70%	JORNAL	TOTAL	COSTO

Oficial	30.00	70.00	26,000	44,200.00	1,473.0
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
				Subtotal	**1,473.0**

TOTAL COSTO DIRECTO	**17,831.0**

REPUBLICA DE COLOMBIA
DEPARTAMENTO DE NARIÑO
UNIVERSIDAD DE NARIÑO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CONSTRUCCION Y PUESTA EN FUNCIONAMIENTO DEL ACUEDUCTO PARA LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO

-

FECHA: **OCTUBRE DE 2010**

ÍTEM:	***Pasamuro 2"***	***UNIDAD***	***UND***

1. EQUIPO	TARIFA HORA	RENDIMIEN.	COSTO
Herramienta menor 5% M.O	-		442.0
-	-		
-	-		-
-	-		-
-	-		-
-	-		-
		Subtotal	**442.0**

2. MATERIALES EN OBRA	UNIDAD	PRECIO UNIT.	CANTIDAD	COSTO
Pasamuro 2"	UN	45,258	1.00	45,258.0

-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
	-	-		
			Subtotal	**45,258.0**

3. MANO DE OBRA	RENDIMIENTO	PREST. 70%	JORNAL	TOTAL	COSTO
Oficial	5.00	70.00	26,000	44,200.00	8,840.0
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
				Subtotal	**8,840.0**

TOTAL COSTO DIRECTO	**54,540.0**

REPUBLICA DE COLOMBIA **DEPARTAMENTO DE NARIÑO** **UNIVERSIDAD DE NARIÑO**
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS
CONSTRUCCION Y PUESTA EN FUNCIONAMIENTO DEL ACUEDUCTO PARA LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO
-
FECHA: OCTUBRE DE 2010

ÍTEM:	***Tubería sanitaria 2"***	***UNIDAD***	***ML***

1. EQUIPO	TARIFA HORA	RENDIMIEN.	COSTO
Herramienta menor 5% M.O	-		49.1
-	-		
-	-		-
-	-		-
-	-		-
-	-		-
		Subtotal	**49.1**

2. MATERIALES EN OBRA	UNIDAD	PRECIO UNIT.	CANTIDAD	COSTO
Tubería sanitaria 2"	ML	8,217	1.00	8,217.4
Limpiador 1/4	UN	19,500	0.01	97.5
Soldadura 1/4	UN	40,000	0.01	200.0
Accesorios hidraulicos	UN	2,000	0.25	500.0
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
	-	-		
			Subtotal	**9,014.9**

3. MANO DE OBRA	RENDIMIENTO	PREST. 70%	JORNAL	TOTAL	COSTO
Oficial	45.00	70.00	26,000	44,200.00	982.0
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
				Subtotal	**982.0**

TOTAL COSTO DIRECTO	**10,046.0**

REPUBLICA DE COLOMBIA
DEPARTAMENTO DE NARIÑO
UNIVERSIDAD DE NARIÑO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CONSTRUCCION Y PUESTA EN FUNCIONAMIENTO DEL ACUEDUCTO PARA LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO

-

FECHA: **OCTUBRE DE 2010**

ÍTEM:	***Tuberia presion para lavado 3/4"***	***UNIDAD***	***ML***

1. EQUIPO	TARIFA HORA	RENDIMIEN.	COSTO
Herramienta menor 5% M.O	-		49.1
-	-		
-	-		-
-	-		-
-	-		-
-	-		-
		Subtotal	**49.1**

2. MATERIALES EN OBRA	UNIDAD	PRECIO UNIT.	CANTIDAD	COSTO
Tuberia presion para lavado 3/4"	ML	2,185	1.00	2,185.4
Limpiador 1/4	UN	19,500	0.01	97.5
Soldadura 1/4	UN	40,000	0.01	200.0
Accesorios hidraulicos	UN	2,000	0.25	500.0
-	-	-		-
-	-	-		-

-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
	-	-		
			Subtotal	**2,982.9**

3. MANO DE OBRA	RENDIMIENTO	PREST. 70%	JORNAL	TOTAL	COSTO
Oficial	45.00	70.00	26,000	44,200.00	982.0
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
				Subtotal	**982.0**

TOTAL COSTO DIRECTO	**4,014.0**

REPUBLICA DE COLOMBIA
DEPARTAMENTO DE NARIÑO
UNIVERSIDAD DE NARIÑO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CONSTRUCCION Y PUESTA EN FUNCIONAMIENTO DEL ACUEDUCTO PARA LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO

-

FECHA: **OCTUBRE DE 2010**

ÍTEM:	***Compuerta de tablones***	***UNIDAD***	***UN***

1. EQUIPO	TARIFA HORA	RENDIMIEN.	COSTO
Herramienta menor 5% M.O	-		1,105.0
-	-		
-	-		-

-	-		-
-	-		-
-	-		-
		Subtotal	**1,105.0**

2. MATERIALES EN OBRA	UNIDAD	PRECIO UNIT.	CANTIDAD	COSTO
Compuerta de tablones	UN	125,000	1.00	125,000.0
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
	-	-		
			Subtotal	**125,000.0**

3. MANO DE OBRA	RENDIMIENTO	PREST. 70%	JORNAL	TOTAL	COSTO
Oficial	2.00	70.00	26,000	44,200.00	22,100.0
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
				Subtotal	**22,100.0**

TOTAL COSTO DIRECTO	**148,205.0**

REPUBLICA DE COLOMBIA
DEPARTAMENTO DE NARIÑO
UNIVERSIDAD DE NARIÑO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CONSTRUCCION Y PUESTA EN FUNCIONAMIENTO DEL ACUEDUCTO PARA LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO

-

FECHA: **OCTUBRE DE 2010**

ÍTEM:	***Regla de aforo en lamina calibre 16***	***UNIDAD***	***UN***

1. EQUIPO	TARIFA HORA	RENDIMIEN.	COSTO
Herramienta menor 5% M.O	-		442.0
-	-		
-	-		-
-	-		-
-	-		-
-	-		-
		Subtotal	**442.0**

2. MATERIALES EN OBRA	UNIDAD	PRECIO UNIT.	CANTIDAD	COSTO
Regla de aforo en lamina calibre 16	UN	45,000	1.00	45,000.0
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
	-	-		
			Subtotal	**45,000.0**

3. MANO DE OBRA	RENDIMIENTO	PREST. 70%	JORNAL	TOTAL	COSTO
Oficial	5.00	70.00	26,000	44,200.00	8,840.0
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
				Subtotal	**8,840.0**

TOTAL COSTO DIRECTO	**54,282.0**

REPUBLICA DE COLOMBIA
DEPARTAMENTO DE NARIÑO
UNIVERSIDAD DE NARIÑO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CONSTRUCCION Y PUESTA EN FUNCIONAMIENTO DEL ACUEDUCTO PARA LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO

-

FECHA: **OCTUBRE DE 2010**

ÍTEM:	***Vertedero triangular 90º en lamina Cal 16***	***UNIDAD***	***UN***

1. EQUIPO	TARIFA HORA	RENDIMIEN.	COSTO
Herramienta menor 5% M.O	-		1,222.5
-	-		
-	-		-
-	-		-
-	-		-
-	-		-
		Subtotal	**1,222.5**

2. MATERIALES EN OBRA	UNIDAD	PRECIO	CANTIDAD	COSTO

		UNIT.		
Vertedero triangular 90º en lamina Cal 16	ML	155,000	1.00	155,000.0
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
	-	-		
			Subtotal	**155,000.0**

3. MANO DE OBRA	RENDIMIENTO	PREST. 70%	JORNAL	TOTAL	COSTO
Cuadrilla 1	10.00	70.00	143,820	244,494.00	24,449.0
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
				Subtotal	**24,449.0**

TOTAL COSTO DIRECTO	**180,671.0**

REPUBLICA DE COLOMBIA
DEPARTAMENTO DE NARIÑO
UNIVERSIDAD DE NARIÑO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CONSTRUCCION Y PUESTA EN FUNCIONAMIENTO DEL ACUEDUCTO PARA LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO

-

FECHA: **OCTUBRE DE 2010**

ÍTEM:	***Platina metálica 0,13*0,20 Cal 3 mm***	***UNIDAD***	***UN***

1. EQUIPO	TARIFA HORA	RENDIMIEN.	COSTO
Herramienta menor 5% M.O	-		442.0
-	-		
-	-		-
-	-		-
-	-		-
-	-		-
		Subtotal	**442.0**

2. MATERIALES EN OBRA	UNIDAD	PRECIO UNIT.	CANTIDAD	COSTO
Platina metálica 0,13*0,20 Cal 3 mm	UN	16,500	1.00	16,500.0
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
	-	-		
			Subtotal	**16,500.0**

3. MANO DE OBRA	RENDIMIENTO	PREST. 70%	JORNAL	TOTAL	COSTO
Oficial	5.00	70.00	26,000	44,200.00	8,840.0
-			-	-	
-			-	-	

-			-	-	
				Subtotal	**8,840.0**

TOTAL COSTO DIRECTO	**25,782.0**

REPUBLICA DE COLOMBIA
DEPARTAMENTO DE NARIÑO
UNIVERSIDAD DE NARIÑO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CONSTRUCCION Y PUESTA EN FUNCIONAMIENTO DEL ACUEDUCTO PARA LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO

-

FECHA: **OCTUBRE DE 2010**

ÍTEM:	***Tapa lamina de alfajor 1.4 * 0.45 e = 5cm***	***UNIDAD***	***UN***

1. EQUIPO	TARIFA HORA	RENDIMIEN.	COSTO
Herramienta menor 5% M.O	-		442.0
-	-		
-	-		-
-	-		-
-	-		-
-	-		-
		Subtotal	**442.0**

2. MATERIALES EN OBRA	UNIDAD	PRECIO UNIT.	CANTIDAD	COSTO
Tapa lamina de alfajor 1.4 * 0.45 e = 5cm	UN	95,800	1.00	95,800.0
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-

-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
	-	-		
			Subtotal	**95,800.0**

3. MANO DE OBRA	RENDIMIENTO	PREST. 70%	JORNAL	TOTAL	COSTO
Oficial	5.00	70.00	26,000	44,200.00	8,840.0
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
				Subtotal	**8,840.0**

TOTAL COSTO DIRECTO	**105,082.0**

REPUBLICA DE COLOMBIA
DEPARTAMENTO DE NARIÑO
UNIVERSIDAD DE NARIÑO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CONSTRUCCION Y PUESTA EN FUNCIONAMIENTO DEL ACUEDUCTO PARA LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO

-

FECHA: **OCTUBRE DE 2010**

ÍTEM:	***Tapon PVC Ø3" soldado***	***UNIDAD***	***UND***

1. EQUIPO	TARIFA HORA	RENDIMIEN.	COSTO
Herramienta menor 5% M.O	-		44.2
-	-	20.00	-

-	-		-
-	-		-
-	-		-
-	-		-
		Subtotal	**44.2**

2. MATERIALES EN OBRA	UNIDAD	PRECIO UNIT.	CANTIDAD	COSTO
Tapones de 3" PVC	UN	4,250	1.00	4,250.0
Limpiador 1/4	UN	19,500	0.01	97.5
Soldadura 1/4	UN	40,000	0.01	200.0
Accesorios hidraulicos	UN	2,000	0.25	500.0
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
			Subtotal	**5,047.5**

3. MANO DE OBRA	RENDIMIENTO	PREST. 70%	JORNAL	TOTAL	COSTO
Oficial	50.00	70.00	26,000	44,200.00	884.0
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
				Subtotal	**884.0**

TOTAL COSTO DIRECTO	**5,976.0**

REPUBLICA DE COLOMBIA

DEPARTAMENTO DE NARIÑO
UNIVERSIDAD DE NARIÑO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CONSTRUCCION Y PUESTA EN FUNCIONAMIENTO DEL ACUEDUCTO PARA LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO

-

FECHA: **OCTUBRE DE 2010**

ÍTEM:	***Codo Gran Radio PVC 90° Diametro 3"***	***UNIDAD***	***UND***

1. EQUIPO	TARIFA HORA	RENDIMIEN.	COSTO
Herramienta menor 5% M.O	-		157.9
-	-		-
-	-		-
-	-		-
-	-		-
-	-		-
		Subtotal	**157.9**

2. MATERIALES EN OBRA	UNIDAD	PRECIO UNIT.	CANTIDAD	COSTO
Codo Gran Radio PVC 90° Diametro 3"	UND	57,338	1.00	57,337.9
Limpiador 1/4	UN	19,500	0.01	97.5
Soldadura 1/4	UN	40,000	0.01	200.0
Accesorios hidraulicos	UN	2,000	0.25	500.0
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-			-

		-		
			Subtotal	**58,135.4**

3. MANO DE OBRA	RENDIMIENTO	PREST. 70%	JORNAL	TOTAL	COSTO
Oficial	14.00	70.00	26,000	44,200.00	3,157.0
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
			Subtotal		**3,157.0**

TOTAL COSTO DIRECTO	**61,450.0**

REPUBLICA DE COLOMBIA
DEPARTAMENTO DE NARIÑO
UNIVERSIDAD DE NARIÑO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CONSTRUCCION Y PUESTA EN FUNCIONAMIENTO DEL ACUEDUCTO PARA LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO

-

FECHA: **OCTUBRE DE 2010**

ÍTEM:	***Reducción UP 3x2"***	***UNIDAD***	***UND***

1. EQUIPO	TARIFA HORA	RENDIMIEN.	COSTO
-	-		147.4
-	-		
-	-		-
-	-		-
-	-		-
-	-		-

Subtotal	**147.4**

2. MATERIALES EN OBRA	UNIDAD	PRECIO UNIT.	CANTIDAD	COSTO
Tuberia presion para lavado 3/4"	ML	84,680	1.00	84,680.0
Limpiador 1/4	UN	19,500	0.01	97.5
Soldadura 1/4	UN	40,000	0.01	200.0
Accesorios hidraulicos	UN	2,000	0.25	500.0
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
			Subtotal	**85,477.5**

3. MANO DE OBRA	RENDIMIENTO	PREST. 70%	JORNAL	TOTAL	COSTO
Oficial	15.00	70.00	26,000	44,200.00	2,947.0
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
				Subtotal	**2,947.0**

TOTAL COSTO DIRECTO	**88,572.0**

REPUBLICA DE COLOMBIA
DEPARTAMENTO DE NARIÑO
UNIVERSIDAD DE NARIÑO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CONSTRUCCION Y PUESTA EN FUNCIONAMIENTO DEL ACUEDUCTO PARA LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO

-

FECHA:	**OCTUBRE DE 2010**

ÍTEM:	***Tubería sanitaria 3"***	***UNIDAD***	***ML***

1. EQUIPO	TARIFA HORA	RENDIMIEN.	COSTO
Herramienta menor 5% M.O	-		49.1
-	-		
-	-		-
-	-		-
-	-		-
-	-		-
		Subtotal	**49.1**

2. MATERIALES EN OBRA	UNIDAD	PRECIO UNIT.	CANTIDAD	COSTO
Tuberia sanitaria 3"	ML	12,296	1.00	12,296.0
Limpiador 1/4	UN	19,500	0.01	97.5
Soldadura 1/4	UN	40,000	0.01	200.0
Accesorios hidraulicos	UN	2,000	0.25	500.0
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
	-	-		
			Subtotal	**13,093.5**

3. MANO DE OBRA	RENDIMIENTO	PREST. 70%	JORNAL	TOTAL	COSTO
Oficial	45.00	70.00	26,000	44,200.00	982.0
-				-	

			-		
-			-	-	
-			-	-	
				Subtotal	**982.0**

TOTAL COSTO DIRECTO	**14,125.0**

REPUBLICA DE COLOMBIA
DEPARTAMENTO DE NARIÑO
UNIVERSIDAD DE NARIÑO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CONSTRUCCION Y PUESTA EN FUNCIONAMIENTO DEL ACUEDUCTO PARA LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO

-

FECHA: **OCTUBRE DE 2010**

ÍTEM:	***Tubería sanitaria 4"***	***UNIDAD***	***ML***

1. EQUIPO	TARIFA HORA	RENDIMIEN.	COSTO
Herramienta menor 5% M.O	-		49.1
-	-		
-	-		-
-	-		-
-	-		-
-	-		-
		Subtotal	**49.1**

2. MATERIALES EN OBRA	UNIDAD	PRECIO UNIT.	CANTIDAD	COSTO
Tuberia sanitaria 4"	ML	17,168	1.00	17,168.0
Limpiador 1/4	UN	19,500	0.01	97.5
Soldadura 1/4	UN	40,000	0.01	200.0

Accesorios hidraulicos	UN	2,000	0.25	500.0
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
	-	-		
			Subtotal	**17,965.5**

3. MANO DE OBRA	RENDIMIENTO	PREST. 70%	JORNAL	TOTAL	COSTO
Oficial	45.00	70.00	26,000	44,200.00	982.0
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
				Subtotal	**982.0**

TOTAL COSTO DIRECTO	**18,997.0**

REPUBLICA DE COLOMBIA
DEPARTAMENTO DE NARIÑO
UNIVERSIDAD DE NARIÑO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CONSTRUCCION Y PUESTA EN FUNCIONAMIENTO DEL ACUEDUCTO PARA LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO

-

FECHA: **OCTUBRE DE 2010**

ÍTEM:	***Válvula de mariposa 3". tipo wafer***	***UNIDAD***	***UND***

1. EQUIPO	TARIFA HORA	RENDIMIEN.	COSTO

Herramienta menor 5% M.O	-		2,975.0
-	-		
-	-		-
-	-		-
-	-		-
-	-		-
		Subtotal	**2,975.0**

2. MATERIALES EN OBRA	UNIDAD	PRECIO UNIT.	CANTIDAD	COSTO
	UND	528,960	1.00	528,960.0
Válvula de mariposa 3". tipo wafer	-	-		-
-	-	-		-
				-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
			Subtotal	**528,960.0**

3. MANO DE OBRA	RENDIMIENTO	PREST. 70%	JORNAL	TOTAL	COSTO
Maestro	1.00	70.00	35,000	59,500.00	59,500.0
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
				Subtotal	**59,500.0**

TOTAL COSTO DIRECTO	**591,435.0**

REPUBLICA DE COLOMBIA
DEPARTAMENTO DE NARIÑO
UNIVERSIDAD DE NARIÑO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CONSTRUCCION Y PUESTA EN FUNCIONAMIENTO DEL ACUEDUCTO PARA LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO

-

FECHA: **OCTUBRE DE 2010**

ÍTEM:	***Compuertas metalicas con volante (15x45cm)***	***UNIDAD***	***UN***

1. EQUIPO	TARIFA HORA	RENDIMIEN.	COSTO
Herramienta menor 5% M.O	-		2,445.0
-	-		
-	-		-
-	-		-
-	-		-
-	-		-
		Subtotal	**2,445.0**

2. MATERIALES EN OBRA	UNIDAD	PRECIO UNIT.	CANTIDAD	COSTO
Compuertas metalicas con volante (15x45cm)	un	954,214	1.00	954,214.0
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-

-	-	-		-
	-	-		
			Subtotal	**954,214.0**

3. MANO DE OBRA	RENDIMIENTO	PREST. 70%	JORNAL	TOTAL	COSTO
Cuadrilla 1	5.00	70.00	143,820	244,494.00	48,899.0
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
				Subtotal	**48,899.0**

TOTAL COSTO DIRECTO	**1,005,558.0**

REPUBLICA DE COLOMBIA
DEPARTAMENTO DE NARIÑO
UNIVERSIDAD DE NARIÑO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CONSTRUCCION Y PUESTA EN FUNCIONAMIENTO DEL ACUEDUCTO PARA LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO

-

FECHA: **OCTUBRE DE 2010**

ÍTEM:	***Arena gruesa 2 - 4 mm, Arena fina, Cu= 2 - 4, D10 = 0,35 - 0,55***	***UNIDAD***	***UND***

1. EQUIPO	TARIFA HORA	RENDIMIEN.	COSTO
Herramienta menor 5% M.O	-		804.3
-	-		
-	-		-
-	-		-
-	-		-

-	-		-
		Subtotal	**804.3**

2. MATERIALES EN OBRA	UNIDAD	PRECIO UNIT.	CANTIDAD	COSTO
Arena fina, Cu= 2 - 4, D10 = 0,35 - 0,55	M3	120,000	1.00	120,000.0
				-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
Desperdicios 3%	-	-		3,600.0
			Subtotal	**123,600.0**

3. MANO DE OBRA	RENDIMIENTO	PREST. 70%	JORNAL	TOTAL	COSTO
Cuadrilla 2	8.00	70.00	75,692	128,676.40	16,085.0
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
				Subtotal	**16,085.0**

TOTAL COSTO DIRECTO	**140,489.0**

REPUBLICA DE COLOMBIA
DEPARTAMENTO DE NARIÑO
UNIVERSIDAD DE NARIÑO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CONSTRUCCION Y PUESTA EN FUNCIONAMIENTO DEL ACUEDUCTO PARA LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO

-

FECHA:	**OCTUBRE DE 2010**

ÍTEM:	***Adaptador de Limpieza 3"***	***UNIDAD***	***UND***

1. EQUIPO	TARIFA HORA	RENDIMIEN.	COSTO
Herramienta menor 5% M.O	-		73.7
-	-		
-	-		-
-	-		-
-	-		-
-	-		-
		Subtotal	**73.7**

2. MATERIALES EN OBRA	UNIDAD	PRECIO UNIT.	CANTIDAD	COSTO
Adaptador de Limpieza 3"	UN	18,523	1.00	18,523.0
Limpiador 1/4	UN	19,500	0.01	97.5
Soldadura 1/4	UN	40,000	0.01	200.0
Accesorios hidraulicos	UN	2,000	0.25	500.0
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
			Subtotal	**19,320.5**

3. MANO DE OBRA	RENDIMIENTO	PREST. 70%	JORNAL	TOTAL	COSTO
Oficial	30.00	70.00	26,000	44,200.00	1,473.0
-			-	-	

-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
				Subtotal	**1,473.0**

TOTAL COSTO DIRECTO	**20,867.0**

REPUBLICA DE COLOMBIA
DEPARTAMENTO DE NARIÑO
UNIVERSIDAD DE NARIÑO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CONSTRUCCION Y PUESTA EN FUNCIONAMIENTO DEL ACUEDUCTO PARA LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO

-

FECHA: **OCTUBRE DE 2010**

ÍTEM:	***Adaptador de Limpieza 1,5"***	***UNIDAD***	***UND***

1. EQUIPO	TARIFA HORA	RENDIMIEN.	COSTO
Herramienta menor 5% M.O	-		73.7
-	-		
-	-		-
-	-		-
-	-		-
-	-		-
		Subtotal	**73.7**

2. MATERIALES EN OBRA	UNIDAD	PRECIO UNIT.	CANTIDAD	COSTO
Adaptador de Limpieza 1,5"	UN	12,254	1.00	12,254.0
Limpiador 1/4	UN	19,500	0.01	97.5
Soldadura 1/4	UN			200.0

		40,000	0.01	
Accesorios hidraulicos	UN	2,000	0.25	500.0
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
			Subtotal	**13,051.5**

3. MANO DE OBRA	RENDIMIENTO	PREST. 70%	JORNAL	TOTAL	COSTO
Oficial	30.00	70.00	26,000	44,200.00	1,473.0
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
				Subtotal	**1,473.0**

TOTAL COSTO DIRECTO	**14,598.0**

REPUBLICA DE COLOMBIA
DEPARTAMENTO DE NARIÑO
UNIVERSIDAD DE NARIÑO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CONSTRUCCION Y PUESTA EN FUNCIONAMIENTO DEL ACUEDUCTO PARA LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO

-

FECHA: **OCTUBRE DE 2010**

ÍTEM:	***Escalera uña de gato 1/2 "***	***UNIDAD***	***UND***

1. EQUIPO	TARIFA HORA	RENDIMIEN.	COSTO
Herramienta menor 5% M.O	-		140.8
-	-		
-	-		-
-	-		-
-	-		-
-	-		-
		Subtotal	**140.8**

2. MATERIALES EN OBRA	UNIDAD	PRECIO UNIT.	CANTIDAD	COSTO
Acero de refuerzo PDR 60	Kg	3,200	4.80	15,360.0
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
Desperdicios 3%	-	-		460.8
			Subtotal	**15,820.8**

3. MANO DE OBRA	RENDIMIENTO	PREST. 70%	JORNAL	TOTAL	COSTO
Cuadrilla 3	20.00	70.00	33,128	56,317.60	2,816.0
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
				Subtotal	**2,816.0**

TOTAL COSTO DIRECTO	**18,778.0**

REPUBLICA DE COLOMBIA
DEPARTAMENTO DE NARIÑO
UNIVERSIDAD DE NARIÑO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CONSTRUCCION Y PUESTA EN FUNCIONAMIENTO DEL ACUEDUCTO PARA LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO

-

FECHA: **OCTUBRE DE 2010**

ÍTEM:	***CAJA DE INSPECCION 1.2X1.2***	***UNIDAD***	***UN***

1. EQUIPO	TARIFA HORA	RENDIMIEN.	COSTO
Herramienta menor 5% M.O	#¡REF!		3,056.2
-	-		
-	-		-
-	-		-
-	-		-
-	-		-
		Subtotal	**3,056.2**

2. MATERIALES EN OBRA	UNIDAD	PRECIO UNIT.	CANTIDAD	COSTO
Ladrillo tolete	Un	250	540.00	135,000.0
Mortero 1:3	M3	285,050	0.12	34,206.0
Cemento gris	KL	440	1.00	440.0
Acero de refuerzo PDR 60	Kg	3,200	5.00	16,000.0
Concreto 3000 psi	M3	252,375	0.13	32,808.8
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-			-

		-		
-	-	-		-
Desperdicios 3%	-	-		6,553.6
			Subtotal	**225,008.4**

3. MANO DE OBRA	RENDIMIENTO	PREST. 70%	JORNAL	TOTAL	COSTO
Cuadrilla 1	4.00	70.00	143,820	244,494.00	61,124.0
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
				Subtotal	**61,124.0**

TOTAL COSTO DIRECTO	**289,189.0**

REPUBLICA DE COLOMBIA
DEPARTAMENTO DE NARIÑO
UNIVERSIDAD DE NARIÑO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CONSTRUCCION Y PUESTA EN FUNCIONAMIENTO DEL ACUEDUCTO PARA LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO

-

FECHA: **OCTUBRE DE 2010**

ÍTEM:	***Rejilla 0,40 x 0,70 y varillas de 3/4"***	***UNIDAD***	***UN***

1. EQUIPO	TARIFA HORA	RENDIMIEN.	COSTO
Herramienta menor 5% M.O			1,222.5
-	-		
-	-		-
-	-		-
-	-		-

-	-		-
		Subtotal	**1,222.5**

2. MATERIALES EN OBRA	UNIDAD	PRECIO UNIT.	CANTIDAD	COSTO
Rejilla 0,40 x 0,70 y varillas de 3/4"	UN	98,652	1.00	98,652.0
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
Desperdicios 3%	-	-		2,959.6
			Subtotal	**101,611.6**

3. MANO DE OBRA	RENDIMIENTO	PREST. 70%	JORNAL	TOTAL	COSTO
Cuadrilla 1	10.00	70.00	143,820	244,494.00	24,449.0
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
				Subtotal	**24,449.0**

TOTAL COSTO DIRECTO	**127,283.0**

REPUBLICA DE COLOMBIA
DEPARTAMENTO DE NARIÑO
UNIVERSIDAD DE NARIÑO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CONSTRUCCION Y PUESTA EN FUNCIONAMIENTO DEL ACUEDUCTO PARA LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO

-

FECHA: **OCTUBRE DE 2010**

ÍTEM:	***MURO EN LADRILLO E = 15 CMTS***	***UNIDAD***	***M2***

1. EQUIPO	TARIFA HORA	RENDIMIEN.	COSTO
Herramienta menor 5% M.O	-		407.5
-	-		
-	-		-
-	-		-
-	-		-
-	-		-
		Subtotal	**407.5**

2. MATERIALES EN OBRA	UNIDAD	PRECIO UNIT.	CANTIDAD	COSTO
Ladrillo tolete	Un	250	47.00	11,750.0
Mortero 1:3	M3	249,050	0.02	4,981.0
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-

-	-	-		-
-	-	-		-
			Subtotal	**16,731.0**

3. MANO DE OBRA	RENDIMIENTO	PREST. 70%	JORNAL	TOTAL	COSTO
Cuadrilla 1	30.00	70.00	143,820	244,494.00	8,150.0
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
				Subtotal	**8,150.0**

TOTAL COSTO DIRECTO	**25,289.0**

REPUBLICA DE COLOMBIA
DEPARTAMENTO DE NARIÑO
UNIVERSIDAD DE NARIÑO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CONSTRUCCION Y PUESTA EN FUNCIONAMIENTO DEL ACUEDUCTO PARA LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO

-

FECHA: **OCTUBRE DE 2010**

ÍTEM:	***Válvula Purga Ø2" (Incluye cajilla)***	***UNIDAD***	***UND***

1. EQUIPO	TARIFA HORA	RENDIMIEN.	COSTO
Herramienta menor 5% M.O	-		2,975.0
-	-		
-	-		-
-	-		-
-	-		-

-	-		-
		Subtotal	**2,975.0**

2. MATERIALES EN OBRA	UNIDAD	PRECIO UNIT.	CANTIDAD	COSTO
Válvula Purga Ø2"	UND	506,400	1.00	506,400.0
Ladrillo tolete	Un	250	168.00	42,000.0
Mortero 1:3	M3	249,050	0.03	6,226.3
				-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
			Subtotal	**554,626.3**

3. MANO DE OBRA	RENDIMIENTO	PREST. 70%	JORNAL	TOTAL	COSTO
Maestro	1.00	70.00	35,000	59,500.00	59,500.0
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
				Subtotal	**59,500.0**

TOTAL COSTO DIRECTO	**617,101.0**

REPUBLICA DE COLOMBIA
DEPARTAMENTO DE NARIÑO
UNIVERSIDAD DE NARIÑO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CONSTRUCCION Y PUESTA EN FUNCIONAMIENTO DEL ACUEDUCTO PARA LA UNIVERSIDAD DE

NARIÑO
-
FECHA: **OCTUBRE DE 2010**

ÍTEM:	*Mejoramiento Suelo en Recebo Compactado e=20 cm*	*UNIDAD*	*M3*

1. EQUIPO	TARIFA HORA	RENDIMIEN.	COSTO
Herramienta menor 5% M.O	-		536.2
Saltarin	25,000	2.00	12,500.0
-	-		-
-	-		-
-	-		-
-	-		-
		Subtotal	**13,036.2**

2. MATERIALES EN OBRA	UNIDAD	PRECIO UNIT.	CANTIDAD	COSTO
Recebo	M3	20,000	1.20	24,000.0
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
-	-	-		-
			Subtotal	**24,000.0**

3. MANO DE OBRA	RENDIMIENTO	PREST. 70%	JORNAL	TOTAL	COSTO
Cuadrilla 2	12.00	70.00	75,692	128,676.40	10,723.0
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
-			-	-	
				Subtotal	**10,723.0**

TOTAL COSTO DIRECTO	**47,759.0**