



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Facultad de Ingeniería

Carrera de Ingeniería Civil

Diseño de una planta de tratamiento de agua para consumo humano en zonas de escasos recursos hídricos para comunidades alto andinas: aplicación a la comunidad agrícola Namza

Trabajo de titulación previo a la obtención del título de Ingeniero Civil

Autoras:

María José García Novillo CI: 0302639059

Correo electrónico: garciamajo1995@hotmail.com

Rosa Elizabeth Piedra Orellana CI: 0105385645

Correo electrónico: eli.piedra107@gmail.com

Director:

Ing. Felipe Eduardo Francisco Cisneros Espinoza, PhD

CI: 0101045540

Cuenca-Ecuador

14 de octubre de 2020



RESUMEN

El agua para consumo humano es un recurso vital para la sociedad, por lo que, es necesario que se aplique un tratamiento a este recurso para que no represente un riesgo en la salud del consumidor. La comunidad rural Namza Grande, perteneciente a la parroquia Huigra, Cantón Alausí, provincia de Chimborazo, no cuenta con agua potable, así pues, surge la necesidad de diseñar una planta de tratamiento de agua para consumo humano para que la comunidad pueda cubrir sus necesidades básicas. Esta planta de tratamiento usará una vertiente como fuente principal de agua y un canal de riego como fuente complementaria, debido a que en épocas de estiaje el agua de la vertiente disminuye drásticamente su caudal y no es suficiente para abastecer a toda la comunidad. En este contexto, el presente trabajo de titulación contiene los análisis de laboratorio de agua y suelo, el diseño hidráulico y estructural de los elementos de la planta de tratamiento, el manual de operación y mantenimiento del sistema, el presupuesto y los planos de construcción.

Palabras clave: Agua para consumo humano. Agua potable. Planta de tratamiento. Namza.



ABSTRACT

Water for human consumption is a vital resource for society, therefore, it is necessary to apply a treatment to this resource so that it does not represent a risk to consumer health. The rural community Namza Grande, is located on the Huigra parish, Alausí Canton, Chimborazo province, does not have drinking water, therefore, the need arises to design a water treatment plant for human consumption so that the community can meet its basic needs. This treatment plant will use a spring as the main source of water and an irrigation canal as a complementary source, because in times of drought the water from the spring dramatically decreases its flow and is not enough to supply the entire community. In this context, the present degree thesis contains the laboratory analyzes of water and soil, the hydraulic and structural design of the elements of the treatment plant, the system operation and maintenance manual, the budget and the construction plans.

Keywords: Water for human consumption. Drinking water. Treatment plant. Namza.



ÍNDICE GENERAL

INTRODUCCIÓN	15
CAPÍTULO 1	17
CARACTERIZACIÓN DE LA COMUNIDAD NAMZA.....	17
1.1. CARACTERIZACIÓN GEOGRÁFICA DE LA ZONA DE ESTUDIO	17
1.2. CARACTERIZACIÓN DEMOGRÁFICA DE LA COMUNIDAD NAMZA	19
1.3. SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA ACTUAL	20
1.4. ENCUESTA SANITARIA	20
a) <i>Población actual</i>	20
b) <i>Disponibilidad del agua</i>	21
c) <i>Pago por el servicio de agua</i>	21
d) <i>Calidad del agua que consumen</i>	21
e) <i>Enfermedades que se han presentado en la comunidad</i>	21
f) <i>Identificación de las posibles fuentes de contaminación de los cuerpos de agua</i>	22
CAPÍTULO 2.....	24
ANÁLISIS FÍSICO, QUÍMICO Y MICROBIOLÓGICO DEL AGUA.....	24
2.1. ANÁLISIS FÍSICOS.....	24
Olor y sabor	24
Turbiedad	25
Color	25
Conductividad	25
Sólidos disueltos totales	25
2.2. ANÁLISIS QUÍMICOS.....	26
pH	26
Alcalinidad	26
Dureza	26
Magnesio	27
Hierro y manganeso	27
Taninos y ligninas	28
Nitritos y nitratos	28
Fósforo	28
Sulfatos.....	28
Cobre	29
Aluminio	29
2.3. ANÁLISIS MICROBIOLÓGICOS	29
Coliformes totales	29
Coliformes fecales	29



2.4. VALORES REFERENCIALES DE LOS PARÁMETROS DE LOS ENSAYOS DEL AGUA	30
2.5. INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE LABORATORIO	30
CAPÍTULO 3.....	34
ESTUDIO DE DIFERENTES TIPOS DE TRATAMIENTO DE AGUA.....	34
3.1. TECNOLOGÍA FIME.....	34
<i>Filtración gruesa</i>	35
<i>Filtración lenta en arena</i>	43
3.2. TRATAMIENTO CONVENCIONAL	46
3.3. AIREACIÓN Y FILTRACIÓN LENTA EN ARENA.....	47
o <i>Aireación tipo cascada</i>	47
o <i>Aireación por difusión</i>	48
o <i>Aireación por bandejas múltiples</i>	48
3.4. PROCESOS POR MEMBRANA.....	50
o <i>Ultrafiltración</i>	50
o <i>Nanofiltración</i>	50
o <i>Ósmosis inversa</i>	50
3.5. ESTABLECIMIENTO DE UN PROCESO DE TRATAMIENTO.....	51
CAPÍTULO 4.....	55
DISEÑO HIDRÁULICO	55
4.1. ESTIMACIÓN DE LA POBLACIÓN FUTURA	55
4.1.1. <i>Método aritmético</i>	55
4.1.2. <i>Método geométrico</i>	56
4.1.3. <i>Resultados</i>	57
4.2. PARÁMETROS DE DISEÑO	57
4.2.1. <i>Dotación</i>	57
4.2.2. <i>Caudales de diseño</i>	61
4.2.3. <i>Determinación del caudal de la vertiente y canal de riego</i>	62
4.3. LÍNEA DE CONDUCCIÓN.....	65
4.4. PLANTA DE TRATAMIENTO	69
4.4.1. <i>Diseño del filtro grueso dinámico</i>	69
4.4.2. <i>Diseño del filtro grueso ascendente</i>	78
4.4.3. <i>Diseño del filtro lento de arena</i>	84
4.5. TANQUE DE RESERVA.....	90
4.6. DESINFECCIÓN	91
4.7. TUBERÍA DE LIMPIEZA	92
4.8. SISTEMA DE SUBDRENAGE.....	93
4.8.1. <i>Caudal total o caudal de diseño</i>	93
4.8.2. <i>Diámetro de la tubería de subdrenaje</i>	96



CAPÍTULO 5	97
DISEÑO ESTRUCTURAL	97
5.1. ENSAYOS DEL SUELO	97
<i>Clasificación SUCS.....</i>	97
<i>Peso específico</i>	99
<i>Triaxial consolidado drenado.....</i>	99
5.2. CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE Y ESTABILIDAD DE LA CIMENTACIÓN	101
<i>Resistencia al vuelco.....</i>	103
<i>Deslizamiento</i>	103
<i>Capacidad de carga.....</i>	104
5.3. DISEÑO DE LOS ELEMENTOS DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE	106
5.3.1. <i>Normativa</i>	106
5.3.2. <i>Descripción sísmica de la zona de estudio.....</i>	106
5.3.3. <i>Diseño del filtro lento de arena.....</i>	107
5.3.4. <i>Diseño del filtro lento de arena usando ferrocemento</i>	132
5.3.5. <i>Diseño del filtro grueso dinámico y filtro grueso ascendente...</i>	135
5.3.6. <i>Diseño de la cimentación</i>	139
5.3.7. <i>Piso membrana</i>	145
5.3.8. <i>Juntas.....</i>	145
CAPÍTULO 6	147
MANUAL DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO.....	147
6.1. LÍNEA DE CONDUCCIÓN.....	147
<i>Operación</i>	147
<i>Mantenimiento</i>	148
6.2. FILTRO DINÁMICO.....	149
<i>Operación</i>	149
<i>Mantenimiento</i>	149
6.3. FILTRO GRUESO ASCENDENTE	150
<i>Operación</i>	150
<i>Mantenimiento</i>	150
6.3.1. FILTRO LENTO DE ARENA.....	152
<i>Operación</i>	152
<i>Mantenimiento</i>	152
CAPÍTULO 7	154
ESTIMACIÓN DE COSTOS	154
7.1. DETERMINACIÓN DEL PRESUPUESTO DE LA OBRA.....	155
7.2. REAJUSTE DE PRECIOS.....	159
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	162



CONCLUSIONES	162
RECOMENDACIONES	163
ANEXOS	164
ANEXO 1 RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE LABORATORIO PARA EL AGUA DEL CANAL DE RIEGO, AGUA DE LA VERTIENTE Y AGUA DE UNA VIVIENDA EN ÉPOCA DE VERANO ..	164
ANEXO 2 RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE LABORATORIO PARA EL AGUA DE LA VERTIENTE, Y AGUA DE UNA VIVIENDA EN ÉPOCA DE INVIERNO.....	165
ANEXO 3 TABLA DE CONSUMOS DE AGUA POTABLE DE LAS 68 FAMILIAS DE LA COMUNIDAD NAMZA GRANDE, REGISTRADOS DESDE NOVIEMBRE DEL 2017 A AGOSTO DEL 2019	166
ANEXO 4 RESULTADOS DEL ENSAYO DE CLASIFICACIÓN DEL SUELO.....	167
ANEXO 5 RESULTADOS DEL ENSAYO DE PESO ESPECÍFICO DEL SUELO	168
ANEXO 6 RESULTADOS DEL ENSAYO TRIAXIAL CONSOLIDADO DRENADO DEL SUELO...	169
ANEXO 7 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DEL RUBRO LIMPIEZA Y DESBROCE DE TERRENO	172
ANEXO 8 MODELO DE ENCUESTA REALIZADA A LOS HABITANTES DE LA COMUNIDAD NAMZA GRANDE	173
ANEXO 9 RESULTADOS LÍNEA DE CONDUCCIÓN DESDE EL TANQUE DEL CANAL DE RIEGO HASTA EL FILTRO DINÁMICO.....	174
ANEXO 10 PERFIL DE LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN DESDE EL TANQUE DEL CANAL DE RIEGO HASTA EL FILTRO DINÁMICO.....	175
ANEXO 11 RESULTADOS LÍNEA DE CONDUCCIÓN DESDE LA VERTIENTE AL FILTRO LENTO DE ARENA (FLA).....	176
ANEXO 12 PERFIL DE LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN DESDE LA VERTIENTE AL FILTRO LENTO DE ARENA (FLA).....	177
ANEXO 13 DISEÑO DEL FLA USANDO FERROCEMENTO	178
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	179



ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 1: CURVAS DE NIVEL DE LA PARROQUIA HUIGRA	18
FIGURA 2: PIRÁMIDE DE POBLACIÓN DE LA COMUNIDAD NAMZA GRANDE EN EL AÑO 2015	19
FIGURA 3: RESULTADOS DE LA ENCUESTA REALIZADA REFERIDAS A LAS ENFERMEDADES QUE SE PRESENTAN EN LA COMUNIDAD	22
FIGURA 4: RESULTADOS DE LAS ENCUESTAS REALIZADAS A LAS 65 FAMILIAS DE LA COMUNIDAD NAMZA GRANDE	23
FIGURA 5: ESKEMA GENERAL DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POR FILTRACIÓN EN MÚLTIPLES ETAPAS	35
FIGURA 6: ESKEMA DE UN FILTRO GRUESO DINÁMICO (FGDI)	35
FIGURA 7: ESKEMA DE UN FILTRO GRUESO DE FLUJO ASCENDENTE EN CAPAS (FGAC)	38
FIGURA 8: COMPONENTES DE UN FILTRO GRUESO DESCENDENTE	41
FIGURA 9: CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES DE UN FILTRO DE FLUJO HORIZONTAL	42
FIGURA 10: COMPONENTES BÁSICOS DE LAS UNIDADES DE FLA CON CONTROL EN A. LA ENTRADA Y B. LA SALIDA	44
FIGURA 11: ESKEMA DE CONDUCCIÓN	69
FIGURA 12: ESKEMA DEL FILTRO DINÁMICO	77
FIGURA 13: ESKEMA DEL FILTRO ASCENDENTE	83
FIGURA 14: ESKEMA DEL FILTRO LENTO DE ARENA	89
FIGURA 15: CURVA DE VARIACIÓN DE CONSUMO DIARIO DE AGUA	90
FIGURA 16: CURVA DE CONSUMO ACUMULADO	90
FIGURA 17: GRANULOMETRÍA DEL SUELO	97
FIGURA 18: DETERMINACIÓN DEL LÍMITE LÍQUIDO	98
FIGURA 19: ESFUERZO - DEFORMACIÓN CON PRESIÓN DE CÁMARA 0.5 KG/CM ²	99
FIGURA 20: ESFUERZO - DEFORMACIÓN CON PRESIÓN DE CÁMARA 1 KG/CM ²	100
FIGURA 21: ESFUERZO - DEFORMACIÓN CON PRESIÓN DE CÁMARA 2 KG/CM ²	100
FIGURA 22: CÍRCULOS DE MOHR Y ENVOLVENTE DE FALLA	101
FIGURA 23: FACTORES DE MASA IMPULSIVA Y CONVECTIVA VS RELACIÓN D / HL PARA TANQUES CIRCULARES	109
FIGURA 24: FACTOR $2\pi/\lambda$ PARA TANQUES CIRCULARES	112
FIGURA 25: JUNTA DE CONSTRUCCIÓN	146



ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 1 PRECIPITACIÓN EN MM DE NAMZA GRANDE.....	19
TABLA 2 CLASIFICACIÓN DE LA DUREZA DEL AGUA.....	27
TABLA 3 RESULTADOS DEL ENSAYO DE LABORATORIO DEL AGUA DE LA VERTIENTE EN LA ÉPOCA DE VERANO E INVIERNO	31
TABLA 4 RESULTADOS DEL ENSAYO DE LABORATORIO PARA EL AGUA DEL CANAL DE RIEGO EN LA ÉPOCA DE VERANO	32
TABLA 5 GUÍAS DE DISEÑO PARA FILTROS GRUESOS DINÁMICOS	36
TABLA 6 LECHO FILTRANTE RECOMENDADO PARA FILTROS GRUESOS DINÁMICOS	36
TABLA 7 EFICIENCIAS TÍPICAS DE REMOCIÓN PARA FILTROS GRUESOS DINÁMICOS....	37
TABLA 8 LECHO FILTRANTE RECOMENDADO PARA FILTROS GRUESOS ASCENDENTES	38
TABLA 9 GUÍAS DE DISEÑO PARA FILTROS GRUESOS ASCENDENTES	39
TABLA 10 EFICIENCIAS TÍPICAS DE REMOCIÓN PARA FILTROS GRUESOS ASCENDENTES	40
TABLA 11 GUÍAS DE DISEÑO PARA FILTROS GRUESOS DESCENDENTES.....	41
TABLA 12 GUÍAS DE DISEÑO PARA FILTROS GRUESOS HORIZONTALES	42
TABLA 13 EFICIENCIA DE REMOCIÓN PARA FILTROS HORIZONTALES	43
TABLA 14 CRITERIOS DE DISEÑO RECOMENDADOS PARA UNIDADES DE FILTRACIÓN LENTA EN ARENA	45
TABLA 15 EFICIENCIAS TÍPICAS DE REMOCIÓN PARA FILTROS LENTOS DE ARENA	46
TABLA 16 CARACTERÍSTICAS DEL AGUA Y SU INFLUENCIA EN LOS PROCESOS DE TRATAMIENTO	47
TABLA 17 PARÁMETROS TÍPICOS PARA EL DISEÑO DE CASCADAS DE OXIGENACIÓN ..	48
TABLA 18 INFORMACIÓN TÍPICA PARA EL DISEÑO DE AIREADORES DE BANDEJA	49
TABLA 19 RANGOS DE CALIDAD DE AGUA PARA LA SELECCIÓN DE OPCIONES FIME ..	52
TABLA 20 MODELO PARA LA SELECCIÓN DE UN SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUA POR FILTRACIÓN EN MÚLTIPLES ETAPAS, FIME	53
TABLA 21 REMOCIÓN ESPERADA PARA EL AGUA DE LA VERTIENTE	54
TABLA 22 REMOCIÓN ESPERADA PARA EL AGUA DEL CANAL DE RIEGO.....	54
TABLA 23 TASAS DE CRECIMIENTO GEOMÉTRICO	55
TABLA 24 DETERMINACIÓN DE LA POBLACIÓN FUTURA.....	57
TABLA 25 DOTACIÓN MEDIA ACTUAL DE LA COMUNIDAD NAMZA GRANDE.....	59
TABLA 26 CONSUMO DOMÉSTICO Y PÚBLICO DE LA COMUNIDAD NAMZA GRANDE.....	60
TABLA 27 DOTACIÓN DE AGUA POTABLE EN FUNCIÓN DEL NIVEL DE SERVICIO	60
TABLA 28 CAUDALES DE DISEÑO	62
TABLA 29 DETERMINACIÓN DEL CAUDAL DE LA VERTIENTE EN VERANO	63
TABLA 30 DETERMINACIÓN DEL CAUDAL DE LA VERTIENTE EN INVIERNO	63
TABLA 31 DETERMINACIÓN DEL CAUDAL DEL CANAL DE RIEGO NAMZA EN LA ÉPOCA DE VERANO.....	65
TABLA 32 LECHO FILTRANTE RECOMENDADO PARA FILTROS GRUESOS DINÁMICOS ...	70
TABLA 33 LECHO DE SOPORTE RECOMENDADO PARA FILTROS GRUESOS DINÁMICOS	70



TABLA 34 REGLA DE AFORO DE VERTEDERO DE ENTRADA TRIANGULAR DE 90°	72
TABLA 35 CRITERIOS DE DISEÑO DE MÚLTIPLES	74
TABLA 36 RESUMEN DEL DISEÑO DEL FILTRO GRUESO DINÁMICO	77
TABLA 37 LECHO FILTRANTE PARA EL FILTRO GRUESO ASCENDENTE EN CAPAS.....	78
TABLA 38 LECHO DE SOPORTE PARA EL FILTRO GRUESO ASCENDENTE EN CAPAS	78
TABLA 39 CRITERIOS DE DISEÑO DE MÚLTIPLES	80
TABLA 40 RESUMEN DEL DISEÑO DEL FILTRO GRUESO ASCENDENTE EN CAPAS.....	83
TABLA 41 LECHO FILTRANTE PARA EL FILTRO LENTO DE ARENA	84
TABLA 42 LECHO DE SOPORTE PARA EL FILTRO LENTO DE ARENA	84
TABLA 43 CRITERIOS PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE UN SISTEMA DE DRENAJE.....	86
TABLA 44 RESUMEN DEL DISEÑO DEL FILTRO LENTO DE ARENA.....	89
TABLA 45 DATOS HIDRÁULICOS DE LA TUBERÍA DE LIMPIEZA	93
TABLA 46 VALORES DE LOS COMPONENTES K_p Y K_v	95
TABLA 47 RESULTADOS DEL CAUDAL POR INFILTRACIÓN Q_{inf}	95
TABLA 48 DISEÑO DE LA TUBERÍA PARA EL SISTEMA DE SUBDRENAJE	96
TABLA 49 GRANULOMETRÍA DEL SUELO.....	98
TABLA 50 LÍMITES LL, LP E ÍNDICE DE PLASTICIDAD	99
TABLA 51 PESO ESPECÍFICO DEL SUELO.....	99
TABLA 52 PARÁMETROS DE RESISTENCIA DEL SUELO	101
TABLA 53 RESUMEN DE CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE Y ESTABILIDAD DE LAS LOSAS DE CIMENTACIÓN	105
TABLA 54 DETERMINACIÓN DE LA PRESIÓN IMPULSIVA EN EL TANQUE CIRCULAR	117
TABLA 55 DETERMINACIÓN DE LA PRESIÓN CONVECTIVA EN EL TANQUE CIRCULAR.	118
TABLA 56 RESULTADOS DE LA TENSIÓN ANULAR DEBIDO A LA PRESIÓN IMPULSIVA .	120
TABLA 57 RESULTADOS DE LOS MOMENTOS EN X DEBIDO A LA PRESIÓN IMPULSIVA	121
TABLA 58 RESULTADOS DE LA TENSIÓN ANULAR DEBIDO A LA PRESIÓN CONVECTIVA	122
TABLA 59 RESULTADOS DE LOS MOMENTOS EN X DEBIDO A LA PRESIÓN CONVECTIVA	123
TABLA 60 RESULTADOS DE LA TENSIÓN ANULAR Y MOMENTOS EN "X" DEBIDO A LA PRESIÓN DE LA INERCIA.....	124
TABLA 61 RESULTADOS DE LA TENSIÓN ANULAR Y MOMENTOS EN "X" DEBIDO A LA PRESIÓN HIDROSTÁTICA	125
TABLA 62 OBTENCIÓN DE LOS CORTANTES EN LA BASE DEL MURO CIRCULAR DEL TANQUE	126
TABLA 63 RESULTADOS DE LAS TENSIONES ANULARES Y MOMENTOS EN "X" DE DISEÑO SÍSMICO.....	127
TABLA 64 RESULTADOS DE LAS TENSIONES ANULARES Y MOMENTOS EN "X" DE DISEÑO SÍSMICO TOTALES	128
TABLA 65 RESULTADOS DE LAS TENSIONES ANULARES Y MOMENTOS EN "X" SÍSMICOS ÚLTIMOS	129
TABLA 66 DISTRIBUCIÓN DEL ACERO EN LA DIRECCIÓN "X"	132



TABLA 67 DISTRIBUCIÓN DEL ACERO EN LA DIRECCIÓN "Y"	132
TABLA 68 FILTRO DINÁMICO. DISTRIBUCIÓN DEL ACERO VERTICAL	137
TABLA 69 FILTRO ASCENDENTE. DISTRIBUCIÓN DEL ACERO VERTICAL	137
TABLA 70 FILTRO DINÁMICO. DISTRIBUCIÓN DEL ACERO HORIZONTAL	138
TABLA 71 FILTRO ASCENDENTE. DISTRIBUCIÓN DEL ACERO HORIZONTAL	138
TABLA 72 RESUMEN DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL FILTRO LENTO DE ARENA Y PROPIEDADES DE LOS MATERIALES	140
TABLA 73 RESUMEN DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LOS TANQUES RECTANGULARES Y PROPIEDADES DE LOS MATERIALES A USAR	144
TABLA 74 ACERO A COLOCAR EN LA LOSA DE CIMENTACIÓN	145
TABLA 75 ACTIVIDADES DE MANTENIMIENTO DE LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN	148
TABLA 76 VOLUMEN DE OBRA DEL RUBRO LIMPIEZA Y DESBROCE DEL TERRENO	155
TABLA 77 RUBRO 6 REPLANTILLO DE PIEDRA	156
TABLA 78 CANTIDADES Y PRECIOS DE OBRA. PRESUPUESTO 1	157
TABLA 79 CANTIDADES Y PRECIOS DE OBRA. PRESUPUESTO 2	158
TABLA 80 DESGLOSE DE MATERIALES DEL RUBRO REPLANTILLO DE PIEDRA	160
TABLA 81 OBTENCIÓN DE LOS COEFICIENTES p PARA LA FÓRMULA POLINÓMICA.....	161



Cláusula de licencia y autorización para publicación en el Repositorio Institucional

María José García Novillo en calidad de autora y titular de los derechos morales y patrimoniales del trabajo de titulación "Diseño de una planta de tratamiento de agua para consumo humano en zonas de escasos recursos hídricos: aplicación a la comunidad agrícola Namza ", de conformidad con el Art. 114 del CÓDIGO ORGÁNICO DE LA ECONOMÍA SOCIAL DE LOS CONOCIMIENTOS, CREATIVIDAD E INNOVACIÓN reconozco a favor de la Universidad de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos.

Asimismo, autorizo a la Universidad de Cuenca para que realice la publicación de este trabajo de titulación en el repositorio institucional, de conformidad a lo dispuesto en el Art. 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Cuenca, 14 de octubre de 2020

María José García Novillo



Cláusula de licencia y autorización para publicación en el Repositorio Institucional

Rosa Elizabeth Piedra Orellana en calidad de autora y titular de los derechos morales y patrimoniales del trabajo de titulación “Diseño de una planta de tratamiento de agua para consumo humano en zonas de escasos recursos hídricos para comunidades alto andinas: aplicación a la comunidad agrícola Namza”, de conformidad con el Art. 114 del CÓDIGO ORGÁNICO DE LA ECONOMÍA SOCIAL DE LOS CONOCIMIENTOS, CREATIVIDAD E INNOVACIÓN reconozco a favor de la Universidad de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos.

Asimismo, autorizo a la Universidad de Cuenca para que realice la publicación de este trabajo de titulación en el repositorio institucional, de conformidad a lo dispuesto en el Art. 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Cuenca, 14 de octubre de 2020

Rosa Elizabeth Piedra Orellana

C.I: 0105385645



Cláusula de Propiedad Intelectual

María José García Novillo autora del trabajo de titulación "Diseño de una planta de tratamiento de agua para consumo humano en zonas de escasos recursos hídricos: aplicación a la comunidad agrícola Namza", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autora.

Cuenca, 14 de octubre de 2020

María José García Novillo

C.I: 0302639059



Cláusula de Propiedad Intelectual

Rosa Elizabeth Piedra Orellana, autora del trabajo de titulación "Diseño de una planta de tratamiento de agua para consumo humano en zonas de escasos recursos hídricos para comunidades alto andinas: aplicación a la comunidad agrícola Namza", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autora.

Cuenca, 14 de octubre de 2020

Rosa Elizabeth Piedra Orellana

C.I: 0105385645



INTRODUCCIÓN

El agua es un recurso indispensable para la vida, el bienestar y el desarrollo de una población; por ello, es importante tener acceso a este recurso, sin embargo, en el ámbito rural no cuentan con servicios de saneamiento que garanticen que este recurso no represente un riesgo en la salud. La comunidad agrícola Namza, ubicada en la parroquia Huigra, cantón Alausí, en la actualidad se abastece de agua de una vertiente sin ningún tratamiento, además en época de estiaje la vertiente no proporciona el caudal suficiente para cubrir las necesidades básicas de la comunidad como higiene personal y actividades para consumo humano. En la época de estiaje se prevé usar el agua del canal de riego como fuente principal para cubrir las necesidades básicas de la comunidad. Por ello, se ve la necesidad de diseñar una planta de tratamiento de agua para consumo humano para la comunidad Namza

Según el “Plan de desarrollo y ordenamiento territorial del gobierno parroquial de Huigra” las enfermedades que se han presentado en los últimos años a nivel de la parroquia Huigra con más frecuencia son infecciones debidas a parásitos, puesto que la parroquia no cuenta con un sistema de distribución de agua potable por lo que alrededor del 95% de la población consumen agua entubada y agua proveniente directamente de las vertientes sin ningún tipo de tratamiento previo.

Para el diseño de la planta se estudiarán primero varias alternativas de potabilización, se analizarán las fortalezas y debilidades de cada una para finalmente seleccionar la que esté más acorde a las necesidades de la comunidad Namza. La alternativa seleccionada debe ser posible de operar y mantener por los habitantes de la comunidad. Además, se busca que este sistema de tratamiento sirva de base para otras comunidades pequeñas que opten por usar tecnologías de bajo costo que garanticen el suministro de agua potable.

Objetivo general

Diseñar una planta de tratamiento de agua para cubrir las necesidades básicas de la comunidad.

Objetivos específicos

- Caracterizar la zona de estudio.
- Estimar la población futura.
- Estimar la dotación.
- Realizar una revisión bibliográfica para el diseño de plantas de tratamiento de agua potable con caudales pequeños.
- Diseñar la planta de tratamiento de agua potable.
- Establecer la tabla de cantidades de obra, precios unitarios y presupuesto.



El presente trabajo de titulación se desarrolla en 7 capítulos. En el primer capítulo se obtienen las características geográficas, meteorológicas y demográficas de la comunidad Namza, así como la condición actual del sistema de abastecimiento de agua. En el segundo capítulo, se obtienen los parámetros físicos, químicos y microbiológicos de las fuentes de agua. En el tercer capítulo, se estudian diferentes procesos de tratamiento de agua para consumo humano, de acuerdo a los análisis físicos, químicos y microbiológicos del agua. En el cuarto capítulo, se presenta el diseño hidráulico de los elementos de la planta de tratamiento. En el quinto capítulo, se muestra el diseño estructural de los elementos de la planta. En el sexto capítulo, se suministra un manual de operación y mantenimiento. Finalmente, en el séptimo capítulo se realiza un análisis de costos para la construcción de la planta de tratamiento.



CAPÍTULO 1

CARACTERIZACIÓN DE LA COMUNIDAD NAMZA

1.1. Caracterización geográfica de la zona de estudio

Namza pertenece a la parroquia Huigra, cantón Alausí, provincia de Chimborazo. La altitud de este sector está entre 1200 y 3100 m.s.n.m., el relieve del terreno es montañoso con pendientes mayores a 45° (Junta Parroquial de Huigra, 2015, p.24). La comunidad se encuentra asentada a las faldas del cerro Puñay. En la *Figura 1* se muestra el mapa de curvas de nivel de la parroquia Huigra.

En la comunidad Namza Grande, de acuerdo a los registros de 10 años de precipitación de la estación agrometeorológica con coordenadas UTM X = 725390 m, Y = 9745440 m; la precipitación media anual es 768.65 mm. Los meses de verano son de junio a noviembre, siendo julio, agosto y septiembre los meses más secos. Los meses de invierno son de diciembre a mayo, siendo enero, febrero y marzo los meses de mayor precipitación. En la *Tabla 1* se presentan los datos de precipitación en mm de los 10 años de registro, marcados en azul el promedio de precipitación en los meses de invierno.

Así mismo, de la estación agrometeorológica antes mencionada, se tomaron los registros de temperatura con los cuales se calcularon las temperaturas medias anuales las mismas que oscilan entre 14 a 16 °C, con temperaturas máximas y mínimas anuales de 18 °C y 12 °C respectivamente.

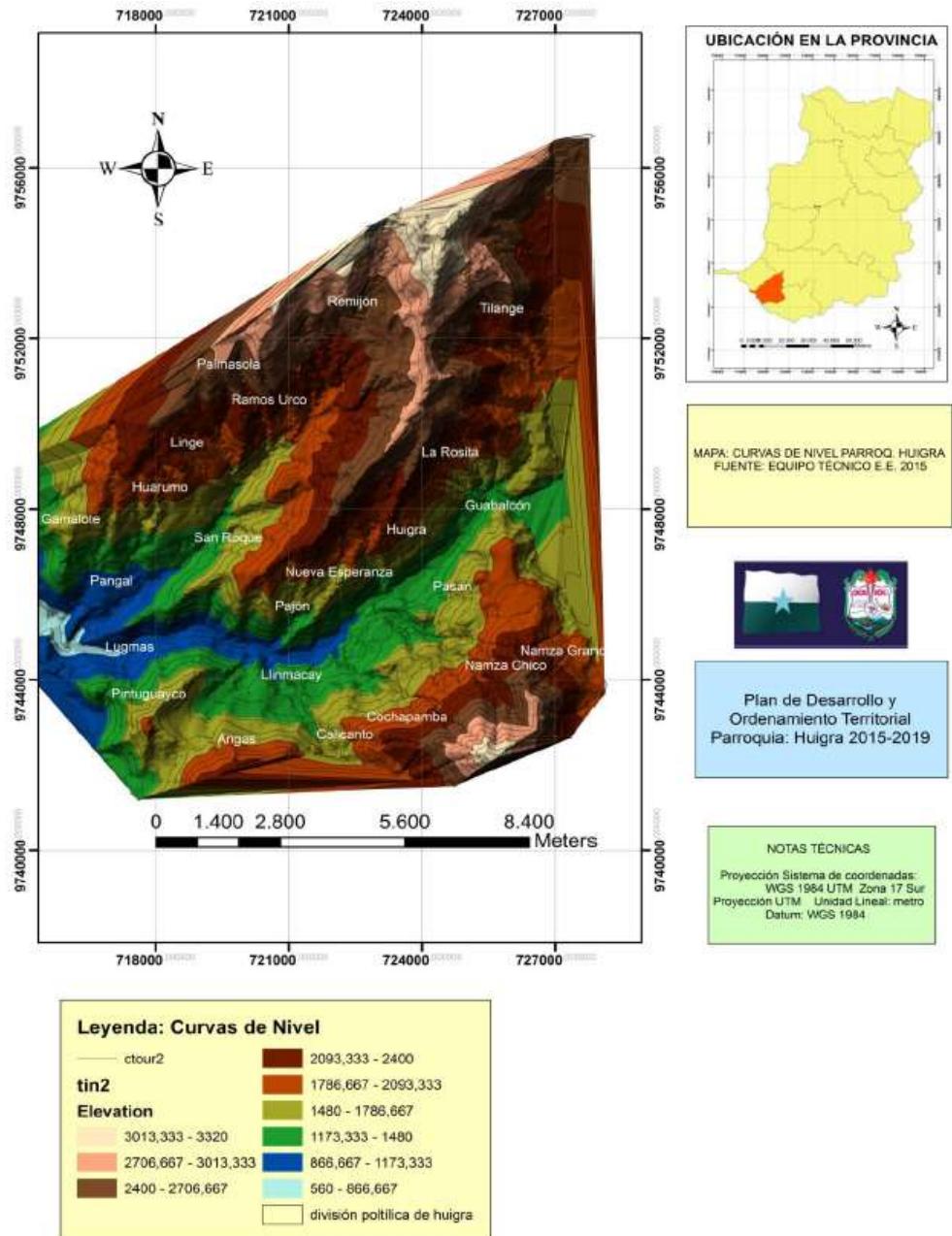


Figura 1: Curvas de nivel de la Parroquia Huigra. Tomado de Plan de desarrollo y ordenamiento territorial del gobierno parroquial de Huigra (p. 25), por Junta parroquial de Huigra, 2015.

**Tabla 1***Precipitación en mm de Namza Grande*

Año \ Mes	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12
2005			157.76	99.00	2.40	4.80	2.80	7.20	2.40	8.40	8.60	42.00
2006	108.20	134.20	159.60	118.00	12.80	15.60	0.00	8.40	11.60	5.80	46.20	64.80
2007	96.60	38.60	146.40	105.00	59.00	24.00	4.20	3.00	0.20	20.80	35.60	40.00
2008	280.80	267.40	189.80	145.80	85.60	23.80	4.00	5.60	7.40	34.40	18.20	32.00
2009	254.60	192.20	170.20	90.80	49.00	10.80	1.80	1.40	0.00	7.00	6.60	0.60
2010	47.20	204.20	147.00	167.80	52.00	32.60	23.20	0.40	7.20	6.60	24.00	137.80
2011	110.00	158.60	61.00	197.00	8.80	14.60	26.40	2.60	6.40	7.40	24.20	59.20
2012	155.00	154.20	125.20	214.80	42.20	13.40	1.60	0.00	4.60	22.60	36.60	42.00
2013	113.20	176.60	113.80	113.00	84.20	2.40	0.40	0.60	5.80	12.00	2.20	60.80
2014	156.69	137.19	168.38	88.60	145.40	21.60	4.80	2.40	17.60	34.20	11.80	33.20
2015	112.00	137.40	178.20	67.20	122.20	25.40	29.00	2.40	1.00	27.40	26.60	28.60
2016	108.20	71.86										
Promedio	140.23	152.04	147.03	127.91	60.33	17.18	8.93	3.09	5.84	16.96	21.87	49.18

1.2. Caracterización demográfica de la comunidad Namza

Según el censo realizado en el año 2015 por el “Plan de desarrollo y ordenamiento territorial del gobierno parroquial de Huigra”, se registraron 144 personas en la comunidad Namza Grande, los cuales se encuentran distribuidas por edades y sexo como se muestra en la *Figura 2*.

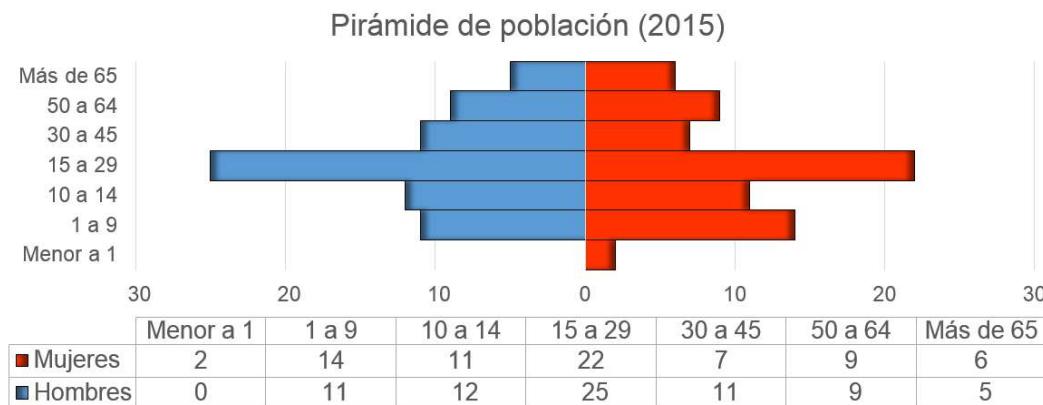


Figura 2: Pirámide de población de la comunidad Namza Grande en el año 2015

Hasta el año 2015, la población de Namza Grande representaba apenas el 6.12% de la población total de la parroquia Huigra, la cual tenía registrados 2352 habitantes. Actualmente, en la comunidad existen 245 personas y una población migrante de 122 personas.



A nivel del cantón Alausí, según el VII censo de población realizado por el INEC en el año 2010, manifiesta que ha existido un decrecimiento de la población entre edades comprendidas entre los 20 y 34 años debido principalmente a la migración. Se determinó que alrededor del 27.5 % de la población del cantón es migrante de los cuales el 9 % de la población migró hacia países como Estados Unidos, España y Alemania, mientras que el 18.5 % de la población migró a ciudades como Guayaquil, Quito, Riobamba y Alausí.

Las principales actividades económicas a las que se dedica la población son: la actividad agrícola y pecuaria. En la comunidad Namza Grande, 92 personas se dedican a la actividad agrícola y 2 personas a la actividad pecuaria.

1.3. Sistema de abastecimiento de agua actual

Actualmente la comunidad Namza Grande consume agua entubada sin ningún tipo de tratamiento previo a su distribución, es decir esta población consume agua captada directamente de la vertiente y se distribuye a través de tuberías a cada una de las viviendas.

Según el VII Censo de Población (CPV) del año 2010, a nivel de la parroquia Huigra las enfermedades que se han presentado son parasitosis, diarrea, dolores de estómago, infecciones en la piel y caries dentales en niños y jóvenes, cuyas causas principales son el consumo de agua entubada sin ningún tipo de tratamiento.

El sistema actual existente consiste de una captación cuyas dimensiones son $0.93\text{ m} \times 0.93\text{ m}$ y una profundidad de 0.40 m de, un tanque de cloración de $1\text{ m} \times 1\text{ m}$ y profundidad de 0.90 m y un tanque de reserva con una capacidad de 6.20 m^3 .

1.4. Encuesta sanitaria

Con la finalidad de obtener más información de la comunidad Namza, se realizó una encuesta a las 65 familias que conforman dicha comunidad. La encuesta está compuesta de 12 preguntas, las cuales tratan aspectos demográficos y la disponibilidad del agua en la comunidad. El modelo de la encuesta se encuentra en el Anexo 8.

Los resultados más relevantes de las encuestas realizadas se resumen a continuación:

a) Población actual

En la comunidad actualmente existen 245 personas, también se obtuvo la población migrante de 122 personas. Comparando la población actual con la registrada en el año 2015 (144 personas), se observa que esta población tiene una tasa de crecimiento de 0.14.



b) Disponibilidad del agua

Los habitantes generalmente tienen agua para su consumo doméstico y aseo personal de forma inconsistente durante los siete días de la semana, sin embargo, no tienen una cantidad suficiente y una distribución permanente y continua del agua. La mayoría de los encuestados coinciden que disponen de agua únicamente cuatro horas al día, generalmente desde las 6 am hasta las 10 am o de 6 pm a 10 pm.

c) Pago por el servicio de agua

En la comunidad existe una Junta de Agua, quienes realizan el cobro del servicio de agua a las 65 familias que conforman el sistema de agua. Según el registro de consumos del agua de la comunidad y la presidenta de la junta de agua, la tarifa por consumo de hasta $2 m^3$ es de 50 centavos. Actualmente, en la comunidad no se ha realizado un cálculo tarifario y tampoco se cuenta con un reglamento interno en el cual se establezcan diferentes tarifas dependiendo del consumo de agua, razón por la cual no existe un uso adecuado y responsable del agua por parte de sus habitantes.

d) Calidad del agua que consumen

Los habitantes de la comunidad manifiestan que el agua que llega a sus casas se ve sucia, turbia y amarillenta, debido a que el agua que se usa en la comunidad es agua entubada sin ningún tipo de tratamiento.

e) Enfermedades que se han presentado en la comunidad

La calidad del agua también está relacionada con las enfermedades que provocan los microorganismos presentes en ella, razón por la cual en la comunidad se han presentado algunas enfermedades como diarrea, dolores estomacales e infecciones estomacales como se presentan en la *Figura 3*. Estas enfermedades últimamente se han dado con más frecuencia en menores de siete años a través de fiebre y vómitos.

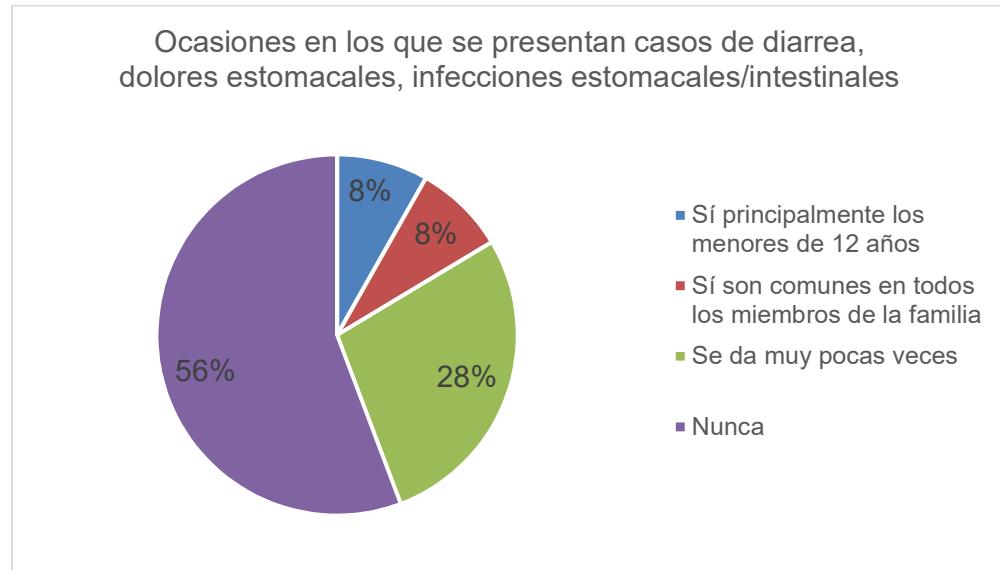


Figura 3: Resultados de la encuesta realizada referidas a las enfermedades que se presentan en la comunidad

- f) Identificación de las posibles fuentes de contaminación de los cuerpos de agua

De acuerdo a las encuestas realizadas se induce que la contaminación del canal de riego Namza se debe principalmente a la agricultura. La agricultura es la actividad productiva más importante de la comunidad, pero en este sistema productivo se hace uso de fertilizantes que generan contaminación química a la fuente de agua.

En la *Figura 4*, se presentan otros problemas que los habitantes de la comunidad Namza Grande consideran que afectan la calidad de agua. Alrededor del 68 % de la población piensa que la carencia/escasez de agua es una de las causas principales de contaminación del agua, debido a que en la época de verano la comunidad tiene poca agua y usan el agua del tanque de reserva. El 90 % de la población manifiesta que el agua que llega a sus casas es turbia por días, principalmente cuando se lava el tanque de reserva, debido a que esta agua no tiene ningún tratamiento antes de ser distribuida.

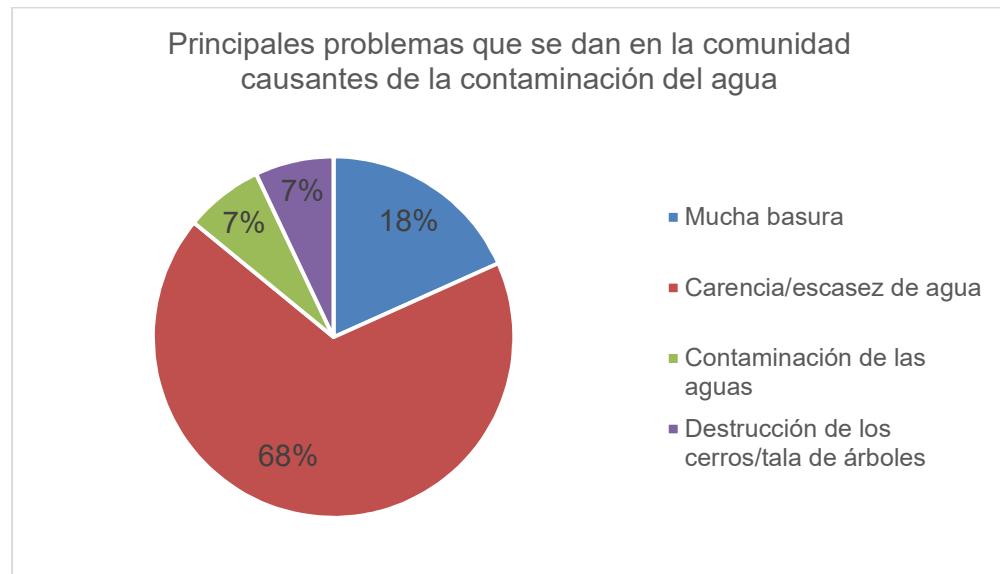


Figura 4: Resultados de las encuestas realizadas a las 65 familias de la comunidad Namza Grande



CAPÍTULO 2

ANÁLISIS FÍSICO, QUÍMICO Y MICROBIOLÓGICO DEL AGUA

Los parámetros de calidad del agua potable que se analizaron se dividen en tres grupos: físicos, químicos y microbiológicos, los cuales están establecidos en la *Norma de diseño para sistemas de abastecimiento de agua potable, disposición de excretas y residuos líquidos en el área rural*. Para la determinación de estos parámetros se siguen los procedimientos descritos en el AWWA (American Water Works Association) y las normas INEN.

2.1. Análisis físicos

Las características físicas son las que son perceptibles por los sentidos, de modo que están vinculadas directamente a la aceptabilidad del agua por el consumidor. Algunas de estas características son: color, olor, sabor, turbiedad y conductividad.

Olor y sabor

Estos dos parámetros están estrechamente relacionados y también influyen en la aceptabilidad por parte del consumidor, por lo que, son de gran importancia en el tratamiento del agua. Las causas de que el agua posea olor y sabor son “compuestos orgánicos en solución, actividad de microorganismos, algas, desechos de descargas industriales, compuestos fenólicos, sulfuro de hidrógeno, cloro, cloruro de sodio, sulfato de sodio, magnesio, hierro, manganeso, aceites, H₂S” (Trujillo, 2007, p. 25). La norma CO 10.7 602 (2014) establece que el agua debe tener ausencia de olor y sabor (p. 23). La determinación del olor y sabor es útil para identificar la fuente de una posible contaminación y establecer el proceso de la planta de tratamiento de agua.



Turbiedad

La turbiedad es una propiedad óptica causada por “la dispersión e interferencia de los rayos luminosos que pasan a través de una muestra de agua” (Romero, 2009, p. 107). La turbiedad del agua es producida por las partículas en suspensión o coloides, las que reducen la transparencia del agua. El método más usado para determinar la turbiedad es el método Nefelométrico en donde los resultados se expresan en unidades de turbiedad nefelométrica (NTU). El límite máximo permisible de turbiedad en el agua potable es de 20 NTU (CO 10.7 602, 2014, p. 22). La determinación de la turbiedad sirve para establecer el tratamiento requerido.

Color

El color que presenta el agua es de origen mineral, vegetal o de sustancias metálicas. Existen dos tipos de color: El color real, es el que tiene el agua después de haber removido las sustancias en suspensión; y el color aparente, es el que incluye el color dado por las sustancias en solución y las sustancias en suspensión. Dicho de otra forma, el color aparente es el que se determina sobre la muestra en su estado original y el verdadero después de que la muestra pasa por un proceso de filtración o centrifugación. En términos generales, cuando se hace mención al color del agua se hace referencia al color verdadero. El límite máximo permisible de color en el agua potable es de 30 UC (CO 10.7 602, 2014, p. 23). La determinación de las unidades de color en la muestra es importante como primer indicador de las características del agua y su remoción es uno de los objetivos principales del tratamiento de agua para evitar el rechazo del consumidor.

Conductividad

La conductividad indica la capacidad del agua para transportar corriente eléctrica y depende de la concentración total de sustancias disueltas. Por ello, la conductividad se utiliza como una estimación del contenido de sólidos disueltos.

Sólidos disueltos totales

Se conforman por sales inorgánicas y por pequeñas cantidades de materia orgánica disueltas en el agua (Organización Mundial de la Salud [OMS], 2006, p. 351). Los consumidores pueden considerar inaceptable las concentraciones altas de SDT debido a que genera excesivas incrustaciones en tuberías, calentadores, calderas y electrodomésticos (OMS, 2006, p. 189). El límite máximo permisible de sólidos disueltos totales en el agua potable es 1000 mg/l (CO 10.7 602, 2014, p. 23).



2.2. Análisis químicos

La contaminación química del agua presenta un riesgo para la salud, por lo que, es necesario determinar algunos parámetros químicos como: pH, alcalinidad, dureza, hierro, manganeso, nitratos y nitritos. La concentración alta de metales como el calcio, cobre y hierro en el agua pueden generar problemas de corrosión en las tuberías afectando directamente las propiedades físicas del agua como color, olor y sabor. Estos parámetros también son indicadores de contaminación del agua por el uso de fertilizantes en la actividad agrícola como es el caso de los fosfatos, ortofosfatos, entre otros.

pH

El pH es un indicador importante para el control y la calidad del agua debido a que indica la acidez o alcalinidad del agua. El agua con un pH menor a 7 se considera ácida y mayor a 7 se considera alcalina o básica.

Para medir el pH de las muestras, se usa el potenciómetro y el multiparamétrico, se usa la norma NTE INEN 973 para su determinación.

Alcalinidad

La alcalinidad de un agua puede definirse como su capacidad para neutralizar ácidos o como su capacidad para reaccionar con iones hidrógeno. Se determina por titulación con ácido sulfúrico y se expresa como mg/l de CaCO₃ (miligramos por litro de carbonato de calcio) equivalente a la alcalinidad determinada.

La fenolftaleína y la naranja de metilo son los indicadores que fueron usados para la determinación de la alcalinidad.

Cuando se tiene bicarbonatos en el agua su pH oscila entre 9.3 y 10, y cuando se tienen los otros iones el pH es mayor a 10.

Dureza

Se considera que la dureza es causada por iones metálicos divalentes, capaces de reaccionar con el jabón para formar precipitados y con ciertos aniones presentes en el agua para formar incrustaciones. Asimismo, el agua dura posee altas concentraciones de calcio (Ca) y magnesio (Mg).

La clasificación de la dureza en el agua se presenta en la *Tabla 2*

**Tabla 2***Clasificación de la dureza del agua*

mg/l de CaCO ₃	Descripción
0 - 75	Blanda
75 - 150	Moderadamente dura
150 - 300	Dura
>300	Muy dura

Nota: Tomado de Calidad del agua (p. 130), por J. Romero, 2009, Escuela Colombiana de Ingeniería.

Tradicionalmente, la dureza del agua se ha asociado a la capacidad de los cationes presentes en la misma para sustituir los iones sodio y potasio de los jabones, lo cual da lugar a grumos insolubles que pueden consumir una cantidad importante del jabón que se utiliza en la limpieza.

La dureza se expresa como mg/l de CaCO₃ (miligramos por litro de carbonato de calcio) y se usa la norma NTE INEN 974 para su determinación.

Magnesio

Es un mineral de carga positiva que afecta el sabor del agua y es responsable de la dureza del agua. Su presencia en el agua se debe a la disolución de rocas, por contaminación con plásticos y por fertilizantes. (LENNTECH, s.f., párr. 5).

Hierro y manganeso

El hierro en altas cantidades contenidas en el agua no representa un problema para la salud. En aguas naturales se encuentran en concentraciones entre 0.5 y 50 mg/l.

En aguas superficiales el hierro se forma debido a la lixiviación de los terrenos. Uno de los principales problemas del hierro en el agua potable es la corrosión del sistema de abastecimiento, especialmente las tuberías; por otra parte, el hierro puede brindarle propiedades físicas al agua como: sabor, color y olor; de esta manera, puede causar manchas de color rojiza-café en la ropa, porcelana, etc.

El manganeso no presenta problemas considerables para la salud. Por lo general, en aguas superficiales se encuentra en concentraciones menores a 0.1 mg/l. Se sabe que el manganeso produce efectos neurológicos tras la exposición por inhalación, especialmente de tipo laboral, y hay estudios epidemiológicos que han notificado efectos neurológicos adversos tras la exposición prolongada a concentraciones muy altas en el agua de consumo (Organización Mundial de la Salud [OMS], 2006, p. 316).



Al igual que el hierro, se produce debido a la lixiviación de terrenos. Sin embargo, constituye un compuesto que proporciona contaminación ambiental. Para su determinación se debe usar la norma NTE INEN 1104.

Taninos y ligninas

Son compuestos fenólicos de origen vegetal que afectan el color del agua.

Nitritos y nitratos

Los nitratos se obtienen aplicando la normativa NTE INEN 974. Los nitratos no se consideran en sí tóxicos, pero la ingesta de grandes cantidades produce un efecto diurético. Por otra parte, los nitritos pueden producir compuestos cancerígenos, las nitrosaminas, por su reacción con aminas secundarias o terciarias, además de interaccionar con los glóbulos rojos de la sangre produciendo metahemoglobinemía que impide el transporte de oxígeno al cuerpo (Cabrera Molina, E., Hernández Garciadiego, L., Gómez Ruiz, H., & Cañizares Macías, M, 2003).

Las causas de la presencia de nitratos y nitritos en el agua suelen ser por la “aplicación excesiva de fertilizantes o de la lixiviación de aguas servidas o de otros desechos orgánicos” (Romero, 2009, p. 9).

Fósforo

Este elemento puro generalmente no existe en el medio, sin embargo, ayuda a la formación de la biomasa para lo cual necesita mayor demanda bioquímica de oxígeno para realizar procesos como: oxidación aerobia, procesos de eutrofización y crecimiento de fitoplancton.

El fósforo se puede encontrar como ortofosfatos, pirofosfatos, metafosfatos, fosfatos, entre otros. Los fosfatos forman generalmente sales que son poco solubles y se precipitan como fosfato cálcico, estas sales contribuyen a la alcalinidad del agua.

Es importante medir este parámetro en el agua debido a que contenidos altos de fósforo puede generar un crecimiento desmedido de la biomasa acuática, además es un indicador de que existe contaminación por fertilizantes y abonos fosfatados.

Cuando existe contaminación en el agua por fertilizantes, se encuentra más de 1 ppm de fosfatos en el agua.

Sulfatos

La presencia de sulfatos es común en las aguas naturales, las principales fuentes son los detergentes y actividades industriales como curtiembres, fabricación de vidrio y minería (Lozano, 2013, sección 12, párr. 1). Los sulfatos en el agua tienen “un efecto laxante con concentraciones de 1000 a 1200 mg/l” (OMS, 2006,



p. 347). El límite máximo permisible de sulfatos en el agua potable es 400 mg/l (CO 10.7 602, 2014, p. 23).

Cobre

En concentraciones mayores a 1 mg/l provocan manchas en la ropa o en los equipos sanitarios. Asimismo, cuando es mayor a 5 mg/l da color y sabor al agua (Picó et al., 2019). El límite máximo permisible de cobre en el agua potable es 2 mg/l (NTE INEN 1108, 2014, p. 2).

Aluminio

Las fuentes más comunes de aluminio en el agua de consumo son de origen natural y de coagulantes en el tratamiento del agua. La OMS ha establecido un valor guía de 0.1 mg/l o menos para agua tratada en instalaciones de gran tamaño (mayor a 10000 habitantes) y 0.2 mg/l o menos en instalaciones pequeñas, teniendo en cuenta las características organolépticas del agua, los efectos beneficiosos del aluminio como coagulante y su posible neurotoxicidad (OMS, 2006, p. 247).

2.3. Análisis microbiológicos

En el agua están presentes variedad de organismos, algunos de estos además de proporcionar color, olor y sabor al agua, son organismos patógenos por lo que constituyen un riesgo para la salud. Un indicador de la presencia de estos organismos patógenos en el agua es la contaminación fecal, por lo que, la determinación de coliformes totales y fecales es de gran importancia.

Coliformes totales

Los coliformes totales constituyen aproximadamente el 10 % de los microorganismos intestinales de los seres humanos y animales. Este grupo incluye géneros *Escherichia*, *Edwardsiella*, *Enterobacter*, *Klebsiella*, *Serratia*, y *Citrobacter*. Estos cuatro últimos se encuentran en grandes cantidades en fuentes de agua, vegetación y suelos, por lo que su presencia no está necesariamente asociada con contaminación fecal (Ríos et al., 2017, p. 240). El agua potable debe tener ausencia de coliformes totales (CO 10.7 602, 2014, p. 23).

Coliformes fecales

Los coliformes fecales son un subgrupo de los coliformes totales y reflejan mejor la presencia de contaminación fecal. “Los coliformes fecales se denominan termotolerantes por su capacidad de soportar temperaturas más elevadas” (Delgado, 2003, p. 226). El género predominante es *Escherichia coli*, que es el índice de contaminación fecal más adecuado. (OMS, 2006, p. 233).



2.4. Valores referenciales de los parámetros de los ensayos del agua

La calidad del agua de consumo humano influye en la salud de quienes la consumen. En muchas ocasiones, la calidad se ve afectada por la presencia de componentes químicos y microorganismos, los cuales provocan efectos adversos sobre la salud de los consumidores. Por lo tanto, es importante que el agua cumpla con ciertos valores referenciales de modo que no generen riesgos para la salud y sea aceptable por los consumidores.

En la norma CO 10.7-602, 2014 y en las guías para la calidad del agua potable se especifican los máximos permisibles para cada parámetro del agua potable. Para el caso del agua de la fuente de abastecimiento, en las normas se plantean los siguientes requisitos:

- El valor máximo de color es de 300 unidades de color (UC)
- Para la turbiedad no se presenta ningún valor, esta depende de su tratamiento
- No debe contener microorganismos patógenos como protozoarios y helmintos
- Para los compuestos químicos se presentan los valores para la concentración máxima aceptable de cada sustancia en la cuarta parte de la norma CO 10.7-602

2.5. Interpretación de los resultados de los ensayos de laboratorio

Los resultados de los ensayos de laboratorio de las muestras del agua correspondientes al canal de riego y la vertiente realizados en el Laboratorio de Sanitaria de la Universidad de Cuenca se encuentran en el *Anexo 1* y *Anexo 2*.

En la *Tabla 3* y *Tabla 4*, se muestran los valores de los resultados de los ensayos físico- químico y microbiológico del agua de la vertiente y del canal de riego, los valores señalados con rojo son aquellos que se encuentran fuera de los límites máximos permisibles que recomienda la norma.

**Tabla 3**

Resultados del ensayo de laboratorio del agua de la vertiente en la época de verano e invierno

Parámetros	INVIERNO Agua de la vertiente	VERANO Agua de la vertiente	Unidad	Límite máximo permisible	
Físicos	Turbiedad	0.384	1.92	NTU,FTU	20
	Color aparente	4	21	UC,Pt Co	300
	Color real	4	14		20
	Conductividad	231.6	206	microsiemen s/cm	<1250
	Sólidos disueltos totales	152.9	136	mg/l	1000
Químicos	pH	7.41	7.37	mg/l, CaCO ₃	6.50
	Alcalinidad total	119.6	101.2		250
	Alcalinidad F	0	0		300
	Dureza total	85.6	92.8		70
	Ca ⁺⁺	23.4	24.8		30
	Mg ⁺⁺	6.6	7.5		50
	Hierro total	0.02	0.04		0.20
	Manganese	0	0		0.10
	Cobre II Libre	0.02	0		0.30
	Cloruros	4.5	3.4		2.00
	Sulfatos	2.57	1.57		250
	Fluoruros		0.029		50
	N. Nitritos	1.32	2.53		400
	N. Nitratos	0.201	0.208		0.80
Biológicos	Aluminio libre	0.02	0.021	ug/l 1 mg/l	0.90
	Cloro residual libre	0			40
	Coliformes totales	21	280		0.20
	E. Coli	4.5	2	N.M.P./100 ml	0.10
				3000 AUSENCIA	

**Tabla 4**

Resultados del ensayo de laboratorio para el agua del canal de riego en la época de verano

Parámetros		VERANO Agua del canal de riego	Unidad	Límite máximo permisible	
Físicos	Turbiedad	82.4	NTU,FTU	20	
	Color aparente	389	UC,Pt Co	300	
	Color real	21	UC,Pt Co	20	
	Conductividad	119.7	microsiemens/cm	<1250	
	Sólidos disueltos totales	79	mg/l	1000	
Químicos	pH	7.47	mg/l, CaCO ₃	6.50	9.50
	Alcalinidad total	55		250	300
	Alcalinidad F	0		300	
	Dureza total	46.8		70	
	Ca ⁺⁺	17.1		30	50
	Mg ⁺⁺	1		0.20	0.80
	Hierro total	0.05		0.10	0.30
	Manganese	0		2.00	
	Cobre II Libre	0.01		250	
	Cloruros	2.9		50	400
	Sulfatos	0.93		0.80	0.90
	Fluoruros	0.04		1 mg/l	
	N. Nitritos	2.13		10	40
Biológicos	N. Nitratos	0.032		0.20	
	Aluminio libre	0.02		0.10	
	Cloro residual libre	0		3000	
	Coliformes totales	92000	N.M.P./100ml	AUSENCIA	
	E. Coli	1100	N.M.P./100ml		



Para el caso del agua de la fuente de abastecimiento, es decir de la vertiente, tomada en la época de verano, se registró un valor de 280 N.M.P/100 ml de coliformes totales y 2 N.M.P/100 ml de E. Coli, cuando es recomendable que no existan estos agentes patógenos en la fuente debido a que son indicadores de contaminación fecal reciente. En la época de invierno el valor de coliformes totales disminuye a 21 N.M.P/100 ml, mientras que el valor de E. Coli se incrementa a 4.5 N.M.P/100 ml.

El agua del canal de riego, en época de verano presenta 389 unidades de color (UC), es decir mayor al valor permisible para el color de 300 UC, para este caso recomienda la norma aplicar un tratamiento especial que garantice los valores permisibles establecidos en las normas de agua potable. En cuanto a los compuestos químicos presentes en el agua todos se encuentran dentro de los límites establecidos. Sin embargo, existen 92000 N.M.P/100 ml de coliformes totales y 1100 N.M.P/100 ml de E. Coli, lo cual es un indicador de contaminación fecal reciente.



CAPÍTULO 3

ESTUDIO DE DIFERENTES TIPOS DE TRATAMIENTO DE AGUA

Se busca realizar el diseño de la planta de tratamiento de modo que sea fácil de mantener, operar y el costo sea accesible a la comunidad. Para ello se realiza el estudio de distintas alternativas para el tratamiento del agua.

3.1. Tecnología FIME

La tecnología FIME (Filtración en múltiples etapas) es una combinación de filtración gruesa y filtración lenta en arena. Las ventajas de un tratamiento FIME son que puede ser mantenida y operada por personal con bajos niveles de escolaridad. Es más sostenible que el tratamiento químico del agua para comunidades rurales (L. Sánchez et al., 2007, p. 10). Las limitaciones de la tecnología FIME son que se sugiere que la turbiedad varíe desde menos de 5 UNT hasta 50 UNT, otros autores aceptan hasta valores de 120 UNT; las concentraciones de hierro y manganeso mayores a 1 mg/l pueden contribuir a la colmatación de las unidades FLA (L. Sánchez et al., 2007, p. 25). Es favorable económicamente utilizar un sistema FIME para capacidades de hasta de 70 l/s (L. Sánchez et al., 2007, p. 29).

La *Figura 5*, muestra el esquema de un sistema FIME con tres componentes, Filtro Grueso Dinámico (FGDi), Filtración Gruesa (FG) y Filtro Lento de Arena (FLA). También se incluye la desinfección final como una barrera de seguridad posterior a la FIME.

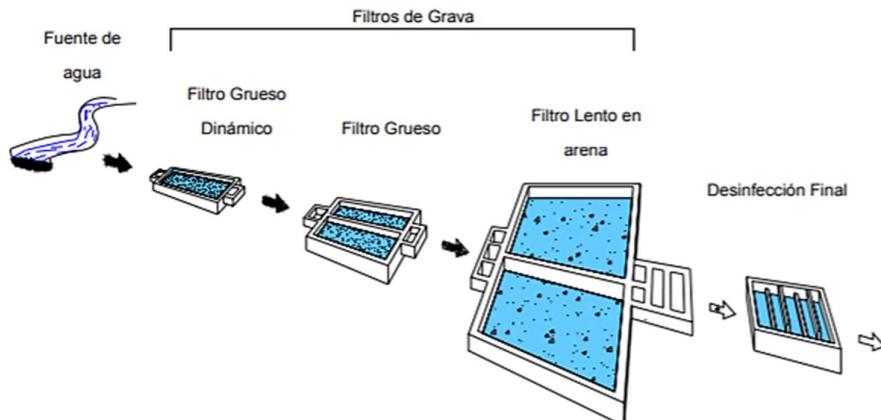


Figura 5: Esquema general de una planta de tratamiento de agua por Filtración en Múltiples Etapas. Tomado de Filtración en múltiples etapas (p. 10), por L. Sánchez et al., 2007, IRC Centro Internacional de Agua y Saneamiento.

Filtración gruesa

La filtración gruesa (FG) se utiliza como pretratamiento antes de llegar a las unidades de filtración lenta en arena. El material filtrante que se usa en este sistema es la grava y existen varias alternativas de filtración gruesa, como filtros gruesos dinámicos, de flujo ascendente, de flujo descendente y de flujo horizontal.

Filtración dinámica

En la filtración gruesa dinámica, el agua se filtra a través del lecho de grava desde la superficie hasta el fondo a una tasa de 2 a 3 m/h y funciona como una barrera de protección para las demás etapas de tratamiento (Cotruvo, J. et al., 2019, p. 216).

Los componentes del filtro grueso dinámico se muestran en la *Figura 6*.

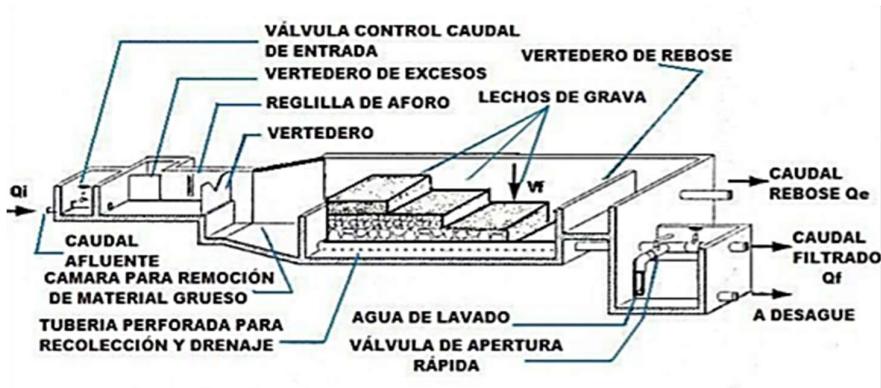


Figura 6: Esquema de un filtro grueso dinámico (FGDi). Tomado de Filtración en múltiples etapas (p. 18), por L. Sánchez et al., 2007, IRC Centro Internacional de Agua y Saneamiento.



En la *Tabla 5* se presentan los criterios de diseño para filtros gruesos dinámicos.

Tabla 5

Guías de diseño para filtros gruesos dinámicos

Criterio	Valores recomendados
Período de diseño (años)	8 - 12
Período de operación (h/d) (*)	24
Velocidad de filtración (m/h)	2 - 3
Número mínimo de unidades en paralelo	2
Área de filtración por unidad (m ²)	< 10
Velocidad superficial del flujo durante el lavado superficial (m/s)	0.15 - 0.3
Lecho Filtrante	
*Longitud (m)	0.6
*Tamaño de gravas (mm)	Según <i>Tabla 6</i>
Altura del vertedero de salida (m)	0.03 - 0.05 **

Nota: Tomado de Guía para diseño de sistemas de tratamiento de filtración en múltiples etapas (p. 13), por OPS, 2005.

* En estaciones de bombeo de agua con períodos de operación inferiores a 24 h/día, se recomienda proyectar un almacenamiento de agua cruda, a partir del cual se suministre agua de manera continua al FGDi y demás componentes del FIME.

** Medidos a partir del lecho superficial de grava fina.

En la *Tabla 6* se muestran recomendaciones del lecho filtrante para filtros gruesos dinámicos.

Tabla 6

Lecho filtrante recomendado para filtros gruesos dinámicos.

Posición en la Unidad	Espesor de la Capa (m)	Tamaño de Grava (mm)
Superior	0.20	3.0 - 6.0
Intermedio	0.20	6.0 - 13.0
Inferior, Fondo	0.20	13.0 - 25.0

Nota: Tomado de Guía para diseño de sistemas de tratamiento de filtración en múltiples etapas (p. 12), por OPS, 2005.



En cuanto a la operación y mantenimiento, deben realizarse actividades diarias, periódicas y eventuales. Las actividades diarias corresponden al control de caudal de entrada y salida, medición de turbiedad y registro de información. Las actividades periódicas corresponden a lavar las cámaras de entrada y salida una vez por semana, limpiar la capa superficial de grava mínimo tres veces por semana y realizar la limpieza hidráulica del filtro una vez por semana. Las actividades eventuales corresponden al retiro y lavado total de la grava.

En la *Tabla 7* se presentan remociones típicas encontradas en sistemas de filtración gruesa dinámica.

Tabla 7

Eficiencias típicas de remoción para filtros gruesos dinámicos.

Parámetro	Reducción Típica
Sólidos suspendidos	Entre el 70 y el 80%, con fuentes en el rango de 10 a 200 mg/l
Turbiedad	Entre el 30 y el 50% en fuentes de zona plana. En fuentes de ladera, la remoción fue aproximada al 50%. La eficiencia de remoción es afectada por la naturaleza, tamaño y distribución de las partículas.
Color Real	Entre 10 y 25%, con fuentes en el rango entre 15 y 20 UPC
Hierro, Manganese	Entre 40 y 70% como hierro total y entre el 40 y 60% para manganeseo.
Coliformes Fecales	Entre 50 y 80%, para niveles de coliformes fecales en el agua cruda en el rango 2000 a 100000 UFC/100 ml y sólidos suspendidos entre 10 y 50 mg/l.

Nota: Tomado de Filtración en múltiples etapas: Tecnología innovativa para el tratamiento de agua (p. 116), por G. Galvis et al., 1999, Cinara, Universidad del Valle.

Filtración ascendente

La filtración gruesa ascendente consiste en una o varias unidades que contienen grava que reduce su tamaño en la dirección del flujo de abajo hacia arriba. Cuando el sistema está conformado por una sola unidad, se denomina filtración gruesa ascendente en capas (FGAC) y cuando está conformado por más de una unidad, se denomina filtración gruesa ascendente en serie (FGAS). La ventaja de la filtración gruesa ascendente es que favorece la acumulación de sólidos en el fondo del filtro, donde se localiza el sistema de drenaje, facilitando así, el lavado hidráulico (Cotruvo, J. et al., 2019, p. 216).

Los componentes del filtro grueso ascendente se muestran en la *Figura 7*.

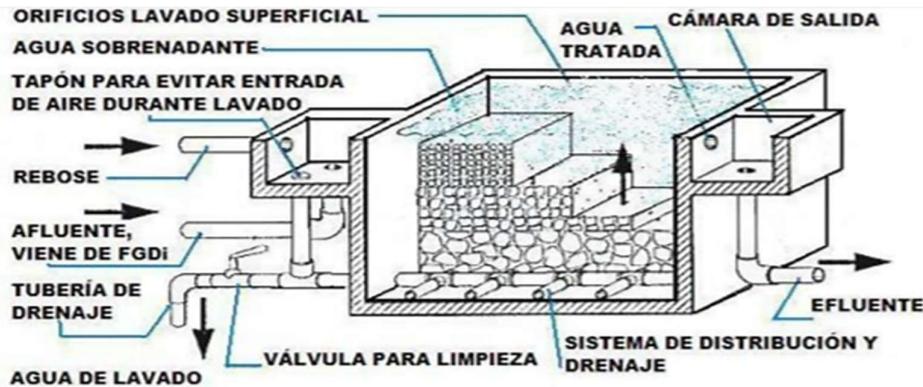


Figura 7: Esquema de un filtro grueso de flujo ascendente en capas (FGAC). Tomado de Filtración en múltiples etapas (p. 18), por L. Sánchez et al., 2007, IRC Centro Internacional de Agua y Saneamiento.

En la *Tabla 8* se muestran recomendaciones del lecho filtrante para filtros gruesos ascendentes.

Tabla 8

Lecho filtrante recomendado para filtros gruesos ascendentes.

Tamaño de grava (mm)	Altura (m)					
	FGAC	FGAS 2		FGAS 3		
		1	2	1	2	3
19 - 25	0.30*	0.30*		0.30*	0.20*	
13 - 19	0.20 - 0.30	0.30 - 0.45	0.20*	0.15	0.15*	0.15*
6 - 13	0.15 - 0.20	0.30 - 0.45	0.15*	0.45 - 0.75	0.15*	0.15*
3 - 6	0.15 - 0.20		0.30 - 0.45		0.40 - 0.70	0.15*
1.6 - 3	0.10 - 0.20		0.25 - 0.40			0.45 - 0.75
Total (m):						
○ Soporte	0.30	0.30	0.35	0.30	0.50	0.45
○ Lecho Filt.	0.60 - 0.90	0.60 - 0.90	0.55 - 0.85	0.60 - 0.90	0.40 - 0.70	0.45 - 0.75

Nota: Tomado de Guía para diseño de sistemas de tratamiento de filtración en múltiples etapas (p. 16), por OPS, 2005.

* Lecho de soporte

En la *Tabla 9* se presentan los criterios de diseño para filtros gruesos ascendentes.

**Tabla 9***Guías de diseño para filtros gruesos ascendentes.*

Criterio	Valores Recomendados
Período de diseño (años)	8 - 12
Período de operación (h/d)	24
Velocidad de filtración (m/h) ⁽¹⁾	0.3 - 0.6
Número de unidades en serie	
○ FGAC	1
○ FGAS	2 - 3
Lecho Filtrante	
Longitud total (m)	
○ FGAC	0.60 - 0.90
○ FGAS	1.15 - 2.35
Tamaño (mm)	Según <i>Tabla 8</i>
Lecho de soporte total	
○ Longitud (m)	0.30 - 1.25
○ Tamaño (mm) ⁽²⁾	Según <i>Tabla 8</i>
Altura sobrenadante de agua (m)	0.10 - 0.20
Área de filtración por unidad (m ²)	< 20

Nota: Tomado de Guía para diseño de sistemas de tratamiento de filtración en múltiples etapas (p. 17), por OPS, 2005.

(1) A mayor contaminación del agua afluente, menor velocidad de filtración.

(2) Depende del tamaño de grava predominante en cada unidad, del tamaño de grava en contacto con lecho de soporte y del diámetro de los orificios en el múltiple; dado lo anterior, en algunos casos la altura del lecho de soporte puede ser superior a lo indicado en la Tabla 8.

En cuanto a la operación y mantenimiento del sistema, deben realizarse actividades diarias, semanales y mensuales. Actividades diarias: Medición y control de caudal, medición de turbiedad, retiro de material flotante y medición de pérdida de carga. Actividades semanales: Limpieza de la cámara de entrada, limpieza hidráulica del filtro, limpieza de cámara de salida y revisar eficiencia del lavado del filtro. Actividades mensuales: Limpieza de las cámaras de entrada y salida, limpieza superficial de la grava y limpieza hidráulica del filtro.



En la *Tabla 10* se presentan remociones típicas encontradas en sistemas de filtración gruesa ascendente.

Tabla 10

Eficiencias típicas de remoción para filtros gruesos ascendentes.

Parámetro	Reducción típica
Sólidos	Alcanza hasta el 95%, siendo 90% el valor comúnmente reportado en fuentes superficiales con altos contenidos de material suspendido, en el rango de 50 a 200 mg/l. En fuentes con material suspendido en el rango de 5 a 50 mg/l, se reportan remociones del orden del 50 al 90%.
Suspendidos	
Turbiedad	Entre 50 y 80% en fuentes superficiales de valle, siendo mayores para los FGAS. En fuentes superficiales de ladera la remoción está en el rango 50 – 90%.
Color Real	Entre 20 y 50%
Hierro y	
Manganoso	Alrededor del 50%
Coliformes	
Fecales	Reducciones entre 0.65 y 2.5 unidades log, siendo mayor para FGAS tratando agua con contaminación bacteriológica en el rango de 20000 a 100000 UFC/100 ml y contenido de sólidos suspendidos entre 20 y 200 mg/l. La menor eficiencia se presentó con fuentes de calidad bacteriológica entre 500 y 20000 UFC/100 ml.

Nota: Tomado de Filtración en múltiples etapas: Tecnología innovativa para el tratamiento de agua (p. 130), por G. Galvis et al., 1999, Cinara, Universidad del Valle.

Filtración descendente

Los filtros gruesos de flujo descendente en serie (FGDS) tienen tres compartimentos de gravas gruesas a finas en el sentido del flujo. La eficiencia de remoción de los FGDS es similar a la de los FGAS; sin embargo, el mantenimiento es más difícil, puesto que la mayoría de sólidos se acumulan en la superficie de la primera unidad lo que dificulta la limpieza (Cotruvo, J. et al., 2019, p. 216).

Los componentes del filtro grueso descendente se muestran en la *Figura 8*.

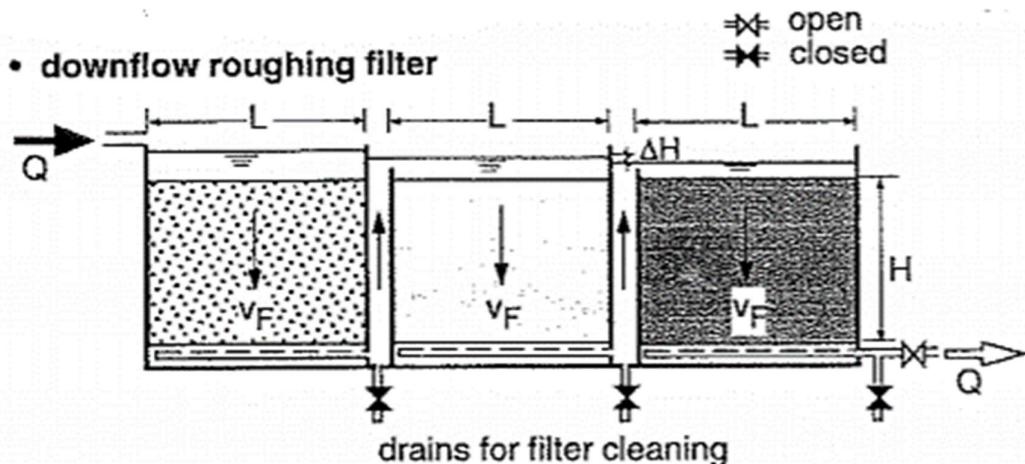


Figura 8: Componentes de un filtro grueso descendente. Tomado de Surface water treatment by roughing filters: a design, construction and operation manual (Vol.2, p. X-4), por M. Wegelin, 1996, SANDEC.

En la *Tabla 11* se presentan los criterios de diseño para filtros gruesos descendentes.

Tabla 11

Guías de diseño para filtros gruesos descendentes

Criterio	Valores recomendados
Velocidad de filtración (m/h)	0.3 - 1
Velocidad de drenaje (m/h)	40 - 60
Número mínimo de unidades en serie	3
Tamaño de grava (mm)	
Compartimento 1	12 - 18
Compartimento 2	8 - 12
Compartimento 3	4 - 8
Altura del lecho filtrante (m)	0.6 - 1

Nota: Tomado de Surface water treatment by roughing filters: a design, construction and operation manual (Vol.2, p. X-4), por M. Wegelin, 1996, SANDEC.

Filtración horizontal

En la filtración gruesa horizontal, el agua cruda corre en dirección horizontal a través de una serie de tres compartimentos de grava separados por una pared perforada (Cotruvo, J. et al., 2019, p. 217).

Los componentes del filtro horizontal se muestran en la *Figura 9*.

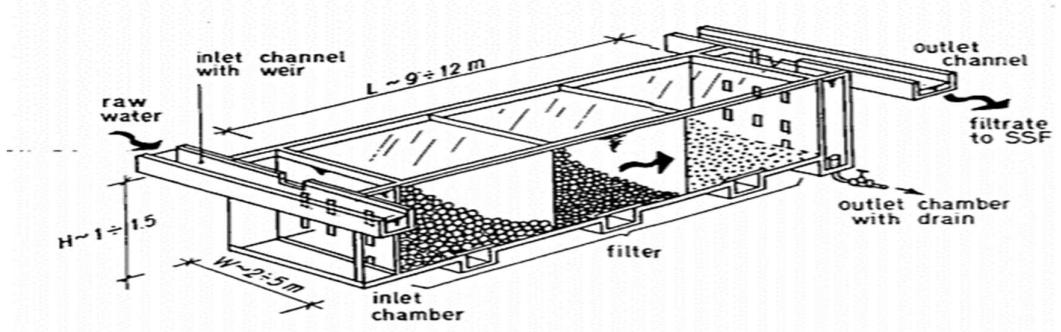


Figura 9: Características principales de un filtro de flujo horizontal. Tomado de Horizontal-flow roughing filtration (HRF) a design, construction and operation manual (Vol. 6, p. 12), por M. Wegelin, 1986, IRCWD.

En la *Tabla 12* se presentan los criterios de diseño para filtros gruesos horizontales.

Tabla 12

Guías de diseño para filtros gruesos horizontales

Criterio	Valores recomendados
Velocidad de filtración (m/h)	0.3 - 1.5
Velocidad de drenaje (m/h)	60 - 90
Número mínimo de unidades en serie	3
Tamaño de grava (mm)	
Compartimento 1	12 - 18
Compartimento 2	8 - 12
Compartimento 3	4 - 8
Longitud (m)	
Compartimento 1	2 - 4
Compartimento 2	1 - 3
Compartimento 3	1 - 2
Altura del lecho filtrante (m)	0.8 - 1.2

Nota: Tomado de Surface water treatment by roughing filters: a design, construction and operation manual (Vol.2, p. X-7), por M. Wegelin, 1996, SANDEC



La limpieza hidráulica para este filtro se lleva a cabo mediante un drenaje rápido del agua almacenada en el filtro, donde, los sólidos acumulados se lavan hacia el fondo del filtro. Se necesitan velocidades de drenaje de 60 a 90 m/h para lograr una buena eficiencia de limpieza hidráulica. Dependiendo de la concentración de sólidos en el agua cruda, se requiere una limpieza regular del filtro hidráulico a intervalos de algunas semanas para evitar la disminución de la eficiencia del filtro. Los drenajes de filtro frecuentes posponen la necesidad de una limpieza manual del filtro que, sin embargo, debe darse después de varios años de operación del filtro (Wegelin, 1992, p. 25).

En la *Tabla 13* se presentan remociones encontradas en sistemas de filtración horizontal en plantas piloto.

Tabla 13

Eficiencia de remoción para filtros horizontales

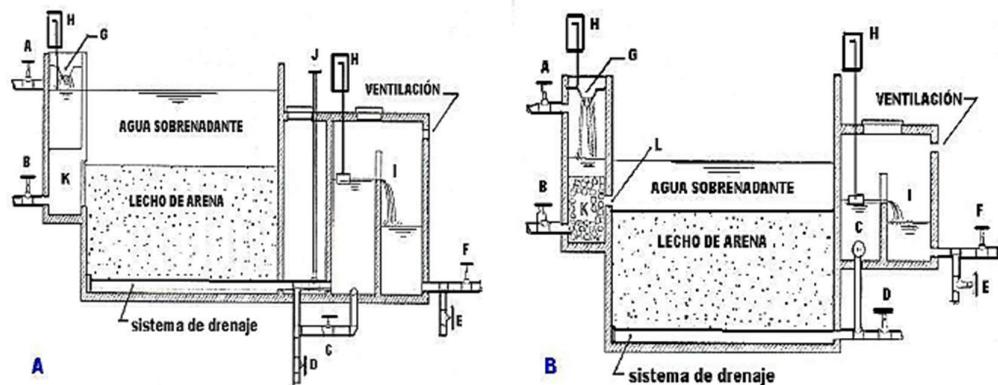
Parámetros	Eficiencia (%)	
	FGHS	FGH
Turbiedad (NTU)	66.7	68.5
Sólidos Suspensidos	93.8	93.8
Coliformes Fecales	95.6	95.4

Nota: Tomado de Filtración en múltiples etapas: Tecnología innovativa para el tratamiento de agua (p. 77), por G. Galvis et al., 1999, Cinara, Universidad del Valle.

Filtración lenta en arena

La filtración lenta en arena es un tratamiento químico, físico y biológico donde se usan velocidades bajas de filtración en el rango de 0.1 a 0.3 m/h. Para usar este tratamiento, el agua debe tener bajos niveles de turbiedad, color, metales pesados, sustancias tóxicas, precursores de trihalometanos, algas y otros residuos químicos, como hierro y manganeso. Por, ello se realiza después de pasar por la filtración gruesa.

Los componentes del filtro lento en arena se muestran en la *Figura 10*.



- A: Válvula de entrada, para regular la tasa de filtración
B: Válvula de drenaje de la capa sobrenadante de agua
C: Válvula para llenar la unidad con agua filtrada
D: Válvula para el lavado del lecho de filtrante
E: Válvula de desagüe del filtro
F: Válvula para el tanque de contacto o de almacenamiento de agua
G: Cámara de entrada
H: Regla de aforo
I: Cámara de salida
J: Válvula de control de salida

Figura 10: Componentes básicos de las unidades de FLA con control en A. la entrada y B. la salida. Tomado de Filtración en múltiples etapas (p. 11), por L. Sánchez et al., 2007, IRC Centro Internacional de Agua y Saneamiento.

En cuanto a la operación y mantenimiento del sistema, en el área superficial del lecho de arena se acumula la mayor parte del material inorgánico, orgánico y la biomasa dándose pérdida de energía hidráulica, de modo que se necesita realizar un raspado periódico de una capa de 1 o 2 cm para recuperar la conductividad hidráulica, cuando se alcance el espesor mínimo de 0.5 m se debe volver a rellenar con arena.

En la *Tabla 14* se presentan los criterios de diseño para filtros lentos en arena.

**Tabla 14***Criterios de diseño recomendados para unidades de filtración lenta en arena.*

Criterios de Diseño	Ten States Standards (1987)	Huisman y Wood (1974)	Visscher et. al. (1987)	Galvis, et al (1998)
Período de diseño (años)	n.e.	n.e.	10 - 15	8 - 12
Período de operación (h/d)	24	24	24	24
Tasa de filtración (m/h)	0.08 – 0.24	0.1 – 0.4	0.1 – 0.2	0.1 – 0.3
Lecho de arena (m)				
Altura inicial	0.8	1.2	0.9	0.8
Altura mínima	n.e	0.7	0.5	0.5
Diámetro efectivo (mm)	0.30 – 0.45	0.15 - 0.35	0.15 - 0.30	0.15 - 0.30
Coeficiente de uniformidad				
Aceptable	n.e.	< 3	< 5	< 4
Deseable	≤ 2.5	< 2	< 3	< 3
Altura del lecho de soporte, incluye drenaje (m)	0.4 - 0.6	n.e.	0.3 - 0.5	0.25
Altura de agua sobrenadante (m)	0.9	1 - 1.5	1	0.75
Borde libre (m)	n.e.	0.2 - 0.3	0.1	0.1
Área superficial máxima por módulo (m ²)	n.e.	n.e.	< 200	< 100

Nota: Tomado de Filtración en múltiples etapas (p. 14), por L. Sánchez et al., 2007, IRC Centro Internacional de Agua y Saneamiento.

n.e.: no especificado.



En la *Tabla 15* se presentan remociones típicas encontradas en sistemas de filtración lenta en arena.

Tabla 15

Eficiencias típicas de remoción para filtros lentos de arena.

Parámetro	Reducción Típica
Turbiedad	< 1 UNT
Enterobacterias	90 a 99 %
Color real	25 a 30 %
Hierro, Manganese	30 a 90 %

Nota: Tomado de Filtración en múltiples etapas: Tecnología innovativa para el tratamiento de agua (p. 116), por G. Galvis et al., 1999, Cinara, Universidad del Valle.

3.2. Tratamiento convencional

Este tratamiento es aplicable en aguas turbias que exceden los 20 a 50 NTU durante un largo periodo de tiempo. Consiste en una serie de procesos como coagulación, floculación, sedimentación y filtración.

La coagulación consiste en reacciones y mecanismos que dan como resultado la agrupación de partículas e incluye la desestabilización de las partículas mediante la adición de coagulantes en una mezcla rápida como el sulfato de aluminio.

En la floculación el contacto físico entre las partículas permite lograr formas agregadas mayores mediante una mezcla menos agitada, que pueden ser removidas en el siguiente proceso que es la sedimentación o flotación y filtración.

En la sedimentación se reduce la velocidad para remover los flóculos sedimentables que se formaron en el proceso de floculación.

En la filtración el paso del agua es a través de un medio filtrante poroso que puede ser arena, antracita u otro material granulado para remover impurezas en partículas y flóculos.

Finalmente, se realiza la desinfección cuyo objetivo principal es la destrucción de organismos patógenos con cloro, ciertos compuestos que liberan cloro u otras sustancias o métodos con capacidad desinfectante (Restrepo, 2009).

Generalmente, los problemas que presentan este tipo de tratamiento se usa para poblaciones que requieran un caudal igual o superior a 5 l/s; para aplicar este tipo de tratamiento con caudales menores, se recomienda usar plantas



compactas cuyos costos suelen ser elevados y no están al alcance de las comunidades rurales. Otra desventaja de este método es la dosificación de insumos químicos en procesos como la coagulación o floculación. Usualmente en la zona rural, el operador es un habitante de la comunidad, a quien se le debe capacitar para que pueda operar y manejar el sistema, a quien se le debe pagar mínimo un salario básico, este gasto generalmente no está dentro del presupuesto de la comunidad.

Se deben tomar en cuenta las características del agua debido a que cada una de ellas influye en los procesos del tratamiento del agua. En la *Tabla 16* se resumen algunas características del agua y su influencia en los procesos de tratamiento.

Tabla 16

Características del agua y su influencia en los procesos de tratamiento

Característica del agua	Proceso de tratamiento que influye
Densidad	Sedimentación y filtración
Viscosidad	Coagulación y floculación
Calor específico	Destilación
Tensión superficial	Remoción de grasas, aceite y detergentes

3.3. Aireación y filtración lenta en arena

El tratamiento por aireación sirve para remover hierro, manganeso y sustancias volátiles mediante la oxigenación del agua. Mientras que, la filtración reduce los organismos patógenos y la turbiedad. En esta sección se detallará solo la etapa de aireación puesto que la filtración lenta en arena ya se presentó en el tratamiento FIME. Los métodos más comunes de aireación son:

- Aireación tipo cascada

En este tipo, el agua cae sobre escaleras de concreto creando turbulencia y por consiguiente se produce la oxigenación del agua. Este aireador produce una gran pérdida de energía, se necesita entre 1 a 3 m para un caudal de 10 a 30 m³/h/m² (OMS, 2006). En la *Tabla 17* se exponen algunos parámetros típicos para el diseño de cascadas de oxigenación.

**Tabla 17**

Parámetros típicos para el diseño de cascadas de oxigenación.

Parámetro	Valor
Carga hidráulica para caudal promedio	1200 a 6200 m ³ /m/día
Carga hidráulica típica para caudal promedio	3000 m ³ /m/día
Altura del escalón	15 - 30 cm
Altura típica del escalón	20 cm
Longitud del escalón	30 - 60 cm
Longitud típica del escalón	45 cm
Altura de la cascada	1.8 - 5 m

Nota: Tomado de Purificación del agua (p. 42), por J. Romero, 2006, Escuela Colombiana de Ingeniería.

- Aireación por difusión

Consiste en la inyección de aire a través de tuberías perforadas sumergidas (OMS, 2006). El aire requerido varía entre 0.37 a 1.5 m³ por cada m³ de agua tratada, la relación ancho - profundidad de los tanques de aireación está entre 1:1 a 2:1, variando la profundidad de 3 a 3.6 m.

- Aireación por bandejas múltiples

Consiste en una serie de bandejas con ranuras, fondos perforados o mallas de alambre, sobre las cuales se distribuye el agua y se deja caer a un tanque receptor. El área que se requiere para las bandejas varía entre 0.05 a 0.15 m² por l/s de agua tratada (Romero J., 2006). En la *Tabla 18* se muestra información para el diseño de aireadores de bandejas múltiples.

**Tabla 18***Información típica para el diseño de aireadores de bandeja*

Parámetro	Valor	Autor
Carga hidráulica (m/d)	550 - 1800	Mc Graw Hill, 1971
Caudal/área total de bandejas (m/d)	< 700	Mc Graw Hill, 1971
	300 - 600	Arboleda J., Vargas F., Correal H., 1969
	500 - 1600	Feachem R., Mc Garry M., Mara D., 1977
	120	Smethurst G., 1979
	60 - 300	Steel E. W., McGhee T. J., 1979
	< 300	Committee of the Great Lakes, 1976
	600 - 1200	Montgomery J. M., 1985
Número de bandejas	3 - 5	
	4 - 6	Feachem R., Mc Garry M., Mara D., 1977
	> 3	Committee of the Great Lakes, 1976
Altura total del aireador (m)	1.2 - 3	Feachem R., Mc Garry M., Mara D., 1977
Lecho de contacto		
Espesor (cm)	15 - 30	
Piedra, diámetro (cm)	4 - 15	
	5	Feachem R., Mc Garry M., Mara D., 1977
	5 - 15	Steel E. W., McGhee T. J., 1979
Orificios de distribución, diámetro (mm)	5 - 6	
	5 - 12	Steel E. W., McGhee T. J., 1979
Separación entre orificios (cm)	2.5	
	2.5 - 7.5	Committee of the Great Lakes, 1976
Profundidad de agua en las bandejas (cm)	15	
Separación entre bandejas (cm)	30 - 75	
	< 30	Committee of the Great Lakes, 1976
Eficiencia en remoción de CO ₂ (%)	30 - 60	Feachem R., Mc Garry M., Mara D., 1977

Nota: Tomado de Purificación del agua (p. 37), por J. Romero, 2006, Escuela Colombiana de Ingeniería Alfaomega.



3.4. Procesos por membrana

En las guías para la calidad del agua potable se establece que la filtración por membrana conjuntamente con un pretratamiento adecuado y si la membrana se conserva íntegra se logra eliminar alrededor del 99 % de las bacterias presentes en el agua. Estos métodos de filtración actualmente son muy fáciles de operar y comúnmente usados en comunidades pequeñas. Pueden tratar volúmenes que varían desde 10 gpm (0.63 l/s) a $20 \text{ millones de gpm}$.

Dentro de los métodos de filtración por membrana se encuentran: ultrafiltración, nanofiltración y ósmosis inversa, las cuales se diferencian principalmente por el tamaño de los poros y la presión de trabajo. La ósmosis inversa y la nanofiltración pertenecen a los procesos de membrana a presión alta, mientras que la ultrafiltración y microfiltración de los procesos a presión baja.

- Ultrafiltración

El tamaño de los poros de la membrana oscila entre $0.002 \text{ a } 0.03 \mu\text{m}$ y su presión de trabajo va desde 50 kPa a 500 kPa . Con la ultrafiltración se puede eliminar macromoléculas y microorganismos como virus y bacterias. Entre las desventajas de este método está el desperdicio de agua por retrolavado, no retiene las sustancias húmicas ni todos los virus presentes en el agua y el desgaste o descomposición de la membrana, lo cual hace que el costo para su operación sea alto ya que debe renovarse la membrana.

- Nanofiltración

Este tratamiento ayuda a eliminar compuestos orgánicos que tienen color, iones monovalentes como el sodio y potasio e iones polivalentes como el calcio y magnesio mediante sus membranas cuyo tamaño de poros va desde $0.001 \text{ a } 0.01 \mu\text{m}$; tienen presiones de trabajo de alrededor de $0.5 \text{ a } 1.5 \text{ MPa}$. Además, ayuda a remover bacterias, virus y material disuelto húmico. Entre las desventajas que presenta este método es la generación de agua corrosiva como producto de los procesos de remoción de sustancias disueltas en el agua como carbonatos, por lo que se necesita de sustancias químicas como álcali para solucionar este problema; además tiene altos costos de operación y de energía dado a que las presiones de trabajo son altos, así como descomposición de la membrana y desperdicio de agua por retrolavado.

- Ósmosis inversa

También llamada hiperfiltración. El tamaño de los poros de la membrana semipermeable va desde $0.002 \text{ a } 0.03 \mu\text{m}$ con una presión de trabajo entre $15 \text{ a } 50 \text{ bar}$. El agua pasa por esta membrana y sus sales se concentran en una solución conocida como agua de retrolavado o rechazo. La eficiencia de este tipo de tratamiento, es decir, el volumen de agua que se produce está relacionada con el volumen de agua de rechazo. El uso típico de este tratamiento es para



desalinizar el agua salobre y agua de mar. Para obtener agua pura a partir de una solución salina se aplica una presión mayor a la osmótica. Las desventajas que tiene este método son costos elevados de inversión y operación, manejo del agua de retrolavado debido a que generan la descomposición de membranas y desperdicio de agua, el agua de rechazo puede llegar a ser alrededor del 25 al 50 % del caudal de alimentación.

3.5. Establecimiento de un proceso de tratamiento

Para realizar la selección del tipo de tratamiento a utilizar se deben considerar las características de la fuente de agua, así como, las condiciones socioeconómicas de la comunidad.

Según la experiencia en el uso del tratamiento de la tecnología FIME, se conoce que tiene buena aceptación por parte de las comunidades puesto que la tecnología FIME presenta una administración, operación y mantenimiento más simple, en comparación con otros sistemas de tratamiento.

Algunas de las ventajas de la tecnología FIME que la hace la más apropiada para la comunidad Namza son: No es necesario el uso de químicos o equipos costosos. Puede ser administrado, operado y mantenido por la comunidad. El costo de construcción referencial del sistema varía entre \$27 y \$46 por persona; y, el costo de operación y mantenimiento entre \$0.7 y \$2.2 por persona al año (Sánchez et al. 2007, p. 40), costos que hacen que el sistema sea asequible para la comunidad.

Además, datos de los sistemas FIME a escala real mostraron que los sistemas de FIME fueron capaces de reducir cargas máximas de turbiedad de hasta 300 UNT, hasta niveles máximos de hasta 12 UNT. En la remoción de coliformes fecales, se redujeron cargas máximas de hasta 677000 UFC/100ml, hasta niveles máximos de hasta 82 UFC/100ml. El color también fue removido con éxito, reduciendo los niveles máximos de hasta 200 UPC, hasta máximos de hasta 30 UPC (Sánchez et al. 2007, p. 36).

La alternativa FIME da la posibilidad de obtener agua segura incluso a partir de fuentes altamente contaminadas, utilizando la desinfección como una barrera de seguridad después del último proceso de filtración.

En la tecnología FIME se propone una clasificación de la calidad del agua utilizada en el abastecimiento de agua para consumo humano en base a la turbiedad, color real y coliformes fecales. En esta clasificación se presentan tres rangos: bajo, intermedio y alto para cada parámetro como se detalla en la *Tabla 19*.

**Tabla 19***Rangos de calidad de agua para la selección de opciones FIME*

RANGO	NIVEL PROMEDIO
Bajo	Turbiedad < 10 UNT
	Coliformes fecales < 500 UFC/100ml
	Color real < 20 UPC
Intermedio	Turbiedad 10 - 20 UNT
	Coliformes fecales 500 - 10000 UFC/100ml
	Color real 20 - 30 UPC
Alto	Turbiedad 20 - 70 UNT
	Coliformes fecales 10000 - 20000 UFC/100ml
	Color real 30 - 40 UPC

Nota: Tomado de Guía para diseño de sistemas de tratamiento de filtración en múltiples etapas (p. 5), por OPS, 2005.

De acuerdo a la turbiedad, para valores superiores a los indicados se requiere una investigación más profunda sobre el impacto en la eficiencia de FIME. Con respecto a los coliformes fecales, para obtener una desinfección confiable en sistemas de abastecimiento de agua para pequeñas comunidades los coliformes fecales deben ser menor a 25 UFC/100 ml. Referente al color real, para niveles superiores a los indicados se recomienda efectuar estudios de tratabilidad a escala piloto.

Para la selección de las alternativas de tratamiento FIME, Galvis et al. (1999) proponen la *Tabla 20* de acuerdo a la experiencia adquirida implementando este sistema de tratamiento.

De acuerdo al análisis de las fuentes de agua y a las recomendaciones presentadas en la *Tabla 20*, el tratamiento FIME a utilizarse para el canal de riego debe ser la combinación de filtro grueso dinámico, filtro grueso ascendente en serie de tres etapas, filtración lenta en arena y la desinfección. Sin embargo, por cuestión del espacio disponible se reemplazará el filtro grueso ascendente en serie por uno en capas empleando la velocidad de filtración más baja admitida por el alto riesgo sanitario del agua cruda como expone Galvis et al. (1999, p. 125). Mientras que, para el agua de la vertiente se realizará filtración lenta en arena y la desinfección.

**Tabla 20**

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

Coliformes fecales (UFC/100 ml)	Turbiedad (UNT) Color real (UC)	< 10	10 - 20	20 - 50	50 - 70 (*)
		< 20	20 - 30	30 - 40	30 - 40 (*)
< 500	Sin FGA	FGAC	FGAC	FGAS3	
500 - 10000	FGAC	FGAC	FGAC	FGAS3	
10000 - 20000	FGAC	FGAC	FGAC	FGAC	FGAS3

Nota: Tomado de Guía para diseño de sistemas de tratamiento de filtración en múltiples etapas (p. 10), por OPS, 2005.

Rango de calidad de la fuente:



Para cada alternativa se debe incluir dentro de sus componentes de tratamiento: FGDi y FLA.

*Para valores superiores a 70 UNT; 20000 UFC/ 100 ml o 40 UC, se recomienda realizar estudio en planta piloto.

De acuerdo a las eficiencias de remoción indicadas en la *Tabla 7*, *Tabla 9* y *Tabla 15* se obtuvo un pronóstico de algunos parámetros al final de cada etapa de filtración, presentados en la *Tabla 21* y en la *Tabla 22*. Con esos parámetros el efluente de la planta sería apto para recibir la cloración y cumpliría con los límites permisibles, pudiendo ser mejorados con una buena preservación de las fuentes de agua.

**Tabla 21***Remoción esperada para el agua de la vertiente*

Parámetro	Eficiencia de remoción %		Verano		Invierno	
	FLA	Agua cruda	FLA	Agua cruda	FLA	
Sólidos disueltos (mg/l)	98	136	2.72	152.9	3.06	
Turbiedad (UNT)	60	1.92	0.77	0.38	0.15	
Color Real (UC)	30	14	9.80	4	2.80	
Hierro (mg/l)	50	0.04	0.02	0.02	0.01	
Coliformes totales (N.M.P./100 ml)	99	280	2.80	21	0.21	
Coliformes fecales (N.M.P./100 ml)	99	2	0.02	4.5	0.05	

Tabla 22*Remoción esperada para el agua del canal de riego*

Parámetro	Eficiencia de remoción %			Verano		
	FGDi	FGA	FLA	Agua cruda	FGDi	FGA
Sólidos disueltos (mg/l)	70	90	98	79	23.70	2.37
Turbiedad (UNT)	40	70	60	82.4	49.44	14.83
Color Real (UC)	10	30	30	21	18.90	13.23
Hierro (mg/l)	60	50	50	0.05	0.02	0.01
Coliformes totales (N.M.P./100 ml)	75	90	99	92000	23000	2300
Coliformes fecales (N.M.P./100 ml)	70	90	99	1100	330	33



CAPÍTULO 4

DISEÑO HIDRÁULICO

4.1. Estimación de la población futura

Existen diferentes métodos para estimar la población futura, pero se debe considerar mínimo 3 métodos como está establecido en la norma CO 10.7-602, los cuales pueden ser: método geométrico, método aritmético, incrementos diferenciales, comparativo, etc. Sin embargo, en ningún caso la población futura debe ser 1.25 veces mayor a la población actual.

En la norma también se establece que en caso de no contar con información de censos anteriores se aplica el método geométrico, usando las tasas de crecimiento poblacional como las que se muestran en la *Tabla 23*.

Tabla 23

Tasas de crecimiento geométrico.

REGIÓN GEOGRÁFICA	r (%)
Sierra	1.00
Costa, Oriente y Galápagos	1.50

Nota: Tomado de CO 10.7-602. Norma de Diseño para Sistemas de Abastecimiento de Agua Potable, Disposición de Excretas y Residuos Líquidos en el Área Rural (p. 29), por Secretaría del Agua, 2014.

4.1.1. Método aritmético

Este método supone que la población crece a una tasa constante y se puede determinar con la información de dos censos. Es aplicado a pequeñas localidades y ciudades grandes con crecimiento estable sin áreas de desarrollo futuro. Este método se rige por la *Ecuación 1*.



$$Pf = Pa + r * n$$

Ecuación 1

Donde:

Pf : Población futura, habitantes

Pa : Población actual, habitantes

r : Tasa de crecimiento de la población, habitante/año

n : Periodo de diseño, años

4.1.2. Método geométrico

Este método es aplicable para poblaciones que crecen en función del tamaño de la misma y cuyo desarrollo es bajo. Una de las ventajas de este método se da cuando se proyecta la población para períodos cortos debido a que brinda mejores resultados que el método aritmético, por lo tanto, es preferible usar este método.

Para obtener la población futura se utiliza la *Ecuación 2*.

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

Ecuación 2

Donde:

Pf : Población futura, habitantes

Pa : Población actual, habitantes

r : Tasa de crecimiento geométrica, %

n : Periodo de diseño, años

La tasa de crecimiento se calcula en función de los datos obtenidos en el último censo y queda determinada por la *Ecuación 3*.

$$r = \frac{\ln\left(\frac{Pu}{Pi}\right)}{año_u - año_i}$$

Ecuación 3

Donde:

Pu : Población del último censo correspondiente al $año_u$

Pi : Población correspondiente al $año_i$ analizado

Cuando se obtienen tasas de crecimiento negativas los resultados no son confiables.



4.1.3. Resultados

En la *Tabla 24* se presenta la población futura que se obtuvo aplicando los métodos aritmético y geométrico, al analizar estos valores se puede ver que no cumplen con lo establecido en la norma CO 10.7-602, 2014 debido a que esta población es mucho mayor a 1.25 veces la población actual, sin embargo, la población futura o de diseño calculada con la tasa de crecimiento del 1% cumple con el criterio anterior y se evitará un sobredimensionamiento del sistema de abastecimiento de agua potable. En la población actual, correspondiente al año 2019 en el cual se registraron 245 personas, se consideró la población migrante de 122 personas, es decir, se tiene un total de 367 personas.

Tabla 24

Determinación de la población futura

Año	Población futura (habitantes)		
	Método geométrico (r = 1 %) CO 10.7-602	Método aritmético	Método geométrico (r=1.32 %)
	144	144	144
2015	144	144	144
2019	367	367	367
2020	371	423	372
2025	390	702	397
2030	409	981	424
2035	430	1259	453
2040	452	1538	483

4.2. Parámetros de diseño

4.2.1. Dotación

Según la Comisión Nacional del Agua [CONAGUA] (2015), “la dotación es la cantidad de agua asignada a cada habitante, considerando todos los consumos de los servicios y las pérdidas físicas en el sistema, en un día medio anual” (p. 15).

Los consumos que incluye la dotación son: doméstico, público, industrial y comercial. El consumo doméstico hace referencia al de actividades higiénicas, culinarias y riego que se realizan en el hogar. El consumo público representa del 20 al 30 % del consumo doméstico y se refiere al consumo que se realiza en escuelas, parques, edificios y sistema de alcantarillado. El consumo industrial es el realizado por fábricas o industrias que se encuentran cerca de la zona de estudio. El consumo comercial está asociado al tipo de actividad productiva de la región.



La dotación se expresa en litros por habitante por día ($l/hab/día$) . Depende de varios factores como: clima, nivel económico, disposición del agua, población, costo del agua, existencia del servicio de alcantarillado, tipo de actividad productiva, entre otros.

Existen dos tipos de dotaciones: la dotación media actual y la dotación media futura. La primera corresponde a la dotación que se tiene al inicio del periodo de diseño y la segunda hace referencia a la dotación al final del periodo de diseño.

En base a los registros de las lecturas mensuales de los medidores de agua de los años 2017 a 2019, proporcionados por la Junta de Agua de la comunidad Namza Grande (Anexo 3), se puede mencionar algunos aspectos importantes como: el máximo consumo es de $83.54\ l/hab * día$ registrado en el mes de septiembre de 2018 y un mínimo consumo de $53.59\ l/hab * día$ en el mes de mayo de 2018.

Con estos registros de consumo se obtuvo la dotación media actual, aplicando la *Ecuación 4*. Estos resultados se muestran en la *Tabla 25*.

$$d.m.a = \frac{c * 1000}{n * Pa}$$

Ecuación 4

Donde:

$d.m.a$: Dotación media actual, $l/hab * día$

c : Consumo total del mes, m^3

n : Número de días del mes, días

Pa : Población actual, 245 habitantes

**Tabla 25***Dotación media actual de la comunidad Namza Grande*

Fecha	Dotación media actual (l/hab * día)
12 de noviembre del 2017	65.31
12 de diciembre del 2017	63.07
12 de enero del 2018	65.96
12 de febrero del 2018	62.24
12 de marzo del 2018	65.57
12 de abril del 2018	63.13
12 de mayo del 2018	53.59
12 de junio del 2018	69.52
12 de julio del 2018	64.52
12 de agosto del 2018	64.38
12 de septiembre del 2018	83.54
12 de octubre del 2018	64.52
12 de noviembre del 2018	71.56
12 de diciembre del 2018	55.17
12 de enero del 2019	62.01
12 de febrero del 2019	66.91
12 de marzo del 2019	61.09
12 de abril del 2019	78.78
12 de mayo del 2019	69.12
12 de junio del 2019	70.07
12 de Julio del 2019	72.55
12 de agosto del 2019	82.69
Promedio	67.06

Los registros de consumos representan básicamente el consumo doméstico de la comunidad, sin embargo, debe tomarse en cuenta el consumo público debido a que, en la comunidad existe la Escuela Miguel Letamendi y la casa comunal que necesitan ser abastecidos. Actualmente, la escuela cuenta con 38 niños, por lo tanto, se le asignará 50 litros de agua por día para su consumo e higiene de los niños en la escuela, lo cual representa aproximadamente el 12 % del consumo doméstico. Por lo tanto, considerando el consumo que se dará en la escuela conjuntamente con el de la casa comunal, al consumo público se le asignará el 20% del consumo doméstico, como se muestra en la *Tabla 26*. Con este consumo total y aplicando la *Ecuación 4*, se obtuvo una dotación actual de 79 l/hab * día.

**Tabla 26***Consumo doméstico y público de la comunidad Namza Grande*

Tipo de consumo	Consumo
Consumo doméstico	499.41 m^3
Consumo público = 0.2 Consumo doméstico	99.88 m^3
Consumo total	599.29 m^3

Para estimar la dotación media futura existen diferentes criterios, sin embargo, todos se basan en determinar un valor que sea capaz de cubrir con las necesidades básicas de la población y de este modo mejorar la calidad de vida de los habitantes de la comunidad. Aguirre (2015), manifiesta que a partir del cálculo de la dotación media actual se puede incrementar el valor de 1 $l/hab * día$ por cada año del periodo de diseño. Aplicando este criterio se tendría una dotación media futura de 99 $l/hab * día$.

Sin embargo, en la norma CO 10.7 – 602, 2014 se establecen diferentes valores para la dotación media futura en función de los niveles de servicio, como se muestran en la *Tabla 27*. Se establece como clima frío a temperaturas menores de 5 °C.

Para la comunidad Namza Grande, debido a que su temperatura anual oscila entre los 14 a 16 °C y su nivel de servicio corresponde a IIb (cuenta con conexiones domiciliarias, más de un grifo por cada casa y letrinas con o sin arrastre de agua), le corresponde una dotación de agua futura de 100 $l/hab * día$.

Tabla 27*Dotación de agua potable en función del nivel de servicio*

Nivel de servicio	Clima frío ($l/hab * día$)	Clima cálido ($l/hab * día$)
Ia	25	30
Ib	50	65
IIa	60	85
IIb	75	100

Nota: Tomado de CO 10.7-602. Norma de Diseño para Sistemas de Abastecimiento de Agua Potable, Disposición de Excretas y Residuos Líquidos en el Área Rural (p. 31), por Secretaría del Agua, 2014.



En base a los análisis realizados se considerará una dotación media futura de 100 $l/hab * día$.

4.2.2. Caudales de diseño

4.2.2.1. Caudal medio Q_m

Este caudal representa el promedio del consumo de agua diario, basados en los registros de consumo de un año y se calcula con la *Ecuación 5*.

$$Q_m = f \frac{P * D}{86400}$$

Ecuación 5

Donde:

Q_m : Caudal medio, en l/s

f : Factor de fugas, adimensional

P : Población de diseño, en habitantes

D : Dotación media futura, en $l/hab * día$

El factor de fugas se establece en base al nivel de servicio como lo menciona la norma C0 10.7 -602. Para el nivel de servicio IIb, el factor de fugas es 20 %.

4.2.2.2. Caudal máximo diario QMD

Este caudal indica el día de máximo consumo y es usado para diseñar la captación, la línea de conducción que se encuentra antes del tanque de reserva y el tanque de reserva, así como el equipo de bombeo. Se calcula con la *Ecuación 6*:

$$QMD = KMD * Q_m$$

Ecuación 6

Donde:

QMD : Caudal máximo diario, en l/s

KMD : Factor de mayoración máximo diario, adimensional.

Según (RAVELO, 1979), el factor de mayoración máximo diario puede oscilar entre 1.2 y 1.6; mientras que en la norma C0 10.7 -602, este factor es igual a 1.25 para el nivel de servicio de la comunidad.

4.2.2.3. Caudal máximo horario QMH

Corresponde a la hora de máximo consumo en el día de máximo consumo y se usa para diseñar la red de distribución. Se obtiene con *Ecuación 7*.

$$QMH = KMH * Q_m$$

Ecuación 7



Donde:

QMH : Caudal máximo horario, en l/s

KMH : Factor de mayoración máximo horario, adimensional

Según la norma este factor es igual a 3, en función del nivel de servicio establecido anteriormente. Según (RAVELO, 1979), en las zonas rurales donde actividades industriales y/o comerciales no existen, este factor tiende a ser mucho mayor que en las zonas urbanas y menciona los siguientes criterios:

- Para poblaciones mayores a 100000 habitantes, $KMH = 2$
- Para poblaciones de 1000 o menos se puede usar la siguiente ecuación:
 $M = 275 - 0.75 X$, donde X es la población en miles y M es el consumo máximo horario en porcentaje del promedio anual

Para la comunidad Namza $X = 0.45$ y en consecuencia $M = 275 \%$, comparando este valor con el establecido en la norma se puede observar que son muy cercanos, por lo tanto, se asume $KMH = 3$.

4.2.2.4. *Resultados*

En la *Tabla 28* se muestran los valores de los caudales de diseño calculados a partir de las ecuaciones anteriores.

Tabla 28

Caudales de diseño

Caudal	Resultado
$Q_m (l/s)$	0.50
$QMD (l/s)$	0.80
$QMH (l/s)$	1.80

4.2.3. Determinación del caudal de la vertiente y canal de riego

Para la medición del caudal de la vertiente, se usó el método volumétrico. Este método es aplicable cuando existe una caída de agua, en la cual se coloca un recipiente el cual se llena con todo el flujo del agua. En el instante que el recipiente empieza a llenarse es necesario registrar el tiempo en el que lo realiza. Finalmente se aplica la siguiente ecuación para obtener el caudal:

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

Ecuación 8



Donde:

Q : Caudal, en l/s

V : Volumen del recipiente, en l

t : Tiempo necesario para llenar el recipiente, en s

Se registraron cinco mediciones de caudal en la vertiente, como se muestra en la *Tabla 29*, en los meses correspondientes en el verano, en donde se tiene el caudal mínimo ($0.047 l/s$).

Tabla 29

Determinación del caudal de la vertiente en verano

Vertiente verano		
Volumen del recipiente (ml)	Tiempo (s)	Caudal (l/s)
90	7.31	0.045
	6.73	0.046
	7.13	0.050
	7.21	0.048
Promedio		0.047

En los meses de invierno se registró un caudal de $0.254 l/s$, cuyos datos usados para su determinación se encuentran en la *Tabla 30*.

Tabla 30

Determinación del caudal de la vertiente en invierno

Vertiente invierno		
Volumen del recipiente (l)	Tiempo (s)	Caudal (l/s)
1.2	4.62	0.216
	4.75	0.253
	4.48	0.268
	4.87	0.246
	4.9	0.245
Promedio		0.254



Para el caso del canal de riego Namza, en la época de verano se midió el caudal usando el método área-velocidad. Este método consiste básicamente en medir la velocidad del agua en una sección del río, canal o quebrada. El procedimiento que se realizó fue el siguiente:

1. Se escogió un sitio adecuado, el cual fue un tramo recto del canal donde no existían materiales como piedras que causaran turbulencia.
2. Se realizó la medición de la velocidad, para lo cual una persona se colocó en un punto inicial al que llamamos A y otra persona se ubicó tres metros aguas ($L = 3m$) abajo del canal llamado B. Ambos puntos fueron señalados con estacas. La persona que se situó en el punto A, se encargó de botar el flotador (una rama) y la persona ubicada en el punto B registró con la ayuda de un cronómetro el tiempo que el flotador se demoró en llegar desde el punto A al B.
3. Se midió la sección del canal donde se aforó, para lo cual primero se dividió el canal en tres subsecciones (a cada metro) y se ubicó los extremos de la sección, posteriormente se midió el ancho superficial (b) y la profundidad de agua en cada subsección. Finalmente, con todos estos datos se pudo calcular el área de la sección del canal.

Con los datos registrados en campo se puede calcular la velocidad del agua y el caudal, mediante la *Ecuación 9* y *Ecuación 10*.

$$v = \frac{d}{t}$$

Ecuación 9

Donde:

v : Velocidad, en m/s

d : Distancia de la rama recorrida, en m

t : Tiempo, en s

$$Q = A * v$$

Ecuación 10

Donde:

Q : Caudal, en m^3/s

v : Velocidad, en m/s

A : Área de la sección, en m^2

En la *Tabla 31*, se muestran los resultados de velocidad y caudal para cada subsección del canal. El caudal que se tiene en el canal Namza en verano es de $78.16 l/s$.

**Tabla 31***Determinación del caudal del canal de riego Namza en la época de verano*

		L (m)	Subsección	t (s)	b (m)	d (m)	A (m^2)	v (m/s)	Q (m^3/s)	Q (l/s)
3	1	5.59	1	0.13	0.13	0.1344	0.54	0.07	69.77	
		4.6	1.12	0.12	0.1344		0.65	0.09	87.65	
	2	5.22	1.07	0.1	0.107	0.121	0.57	0.06	61.49	
		4.21	1.1	0.11	0.121		0.71	0.09	86.22	
3	3	4.55	1	0.12	0.12	0.1265	0.66	0.08	79.12	
		4.48	1.15	0.11	0.1265		0.67	0.08	84.71	
										Promedio 78.16

En la época de invierno, no se pudo determinar el caudal del canal de riego debido a que esta agua se deriva al río, razón por la que no fluye agua por este canal.

4.3. Línea de conducción

Como se mencionó anteriormente, la planta de tratamiento funcionará con el agua de la vertiente y el agua proveniente del canal de riego para lo cual se diseñaron dos líneas de conducción. La primera conducción lleva el agua desde el tanque proveniente del canal de riego hasta el filtro grueso dinámico, es decir hasta la entrada a la planta de tratamiento; la segunda conducción envía el agua desde la vertiente hasta la entrada del filtro lento de arena.

Para el trazado de la línea de conducción, se deben seguir algunas recomendaciones como: evitar pendientes inferiores a 0.60 % y la tubería debe estar enterrada a una profundidad no menor de 1 m. El trazado escogido será el de menor recorrido, usando de preferencia los caminos existentes y siguiendo en lo posible el perfil del terreno.

La línea de conducción se diseña para la capacidad de 1.1 veces el caudal máximo diario, que corresponde a 1 l/s.

Para el dimensionamiento de la tubería, la carga estática máxima aceptable será de 50 m, la presión dinámica mínima será 5 m, el diámetro mínimo de las tuberías será 25 mm, la presión de funcionamiento de la tubería será inferior a la de trabajo especificada por el fabricante y la velocidad estará entre 0.6 y 4.5 m/s, de acuerdo a la norma ecuatoriana CO. 10.07 – 602 (2010).

Para el cálculo de la línea de gradiente hidráulica, se aplicará la *Ecuación 11*.



$$Z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2 * g} = Z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2 * g} + H_f$$

Ecuación 11: Bernoulli

Donde:

Z : Cota del eje de la tubería, en m

$\frac{P}{\gamma}$: Altura de carga de presión, en m

V : Velocidad de flujo, en m/s

H_f : Pérdida de carga total en un tramo, en m

g : Aceleración de la gravedad, en m/s

Siendo, $V_1 = V_2$ y P_1 la presión atmosférica, la expresión se reduce a la *Ecuación 12*.

$$\frac{P_2}{\gamma} = Z_1 - Z_2 - H_f$$

Ecuación 12

Para el cálculo de pérdidas por fricción se utilizará la *Ecuación 13* de Darcy-Weisbach que se puede aplicar para cualquier diámetro, a diferencia de la ecuación de Hazen Williams que se aplica para diámetros mayores a 50 mm.

$$h_f = f * \frac{L}{D} * \frac{V^2}{2g}$$

Ecuación 13: Darcy - Weisbach

Donde:

h_f : Pérdida de carga distribuida, en m

V : Velocidad media de flujo, en m/s

D : Diámetro interno, en m

f : Coeficiente adimensional de pérdida de carga por fricción

g : Aceleración de la gravedad, en m/s²

L : Longitud del tramo, en m

En caso que el número de Reynolds sea menor a 2000, f se calculará con la *Ecuación 14*.

$$f = 64/Re$$

Ecuación 14

En caso que el número de Reynolds sea mayor a 2000, f se calculará con la *Ecuación 15*.



$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left(\frac{\frac{\varepsilon}{D}}{3.71} + \frac{2.51}{Re \sqrt{f}} \right)$$

Ecuación 15: Colebrook - White

Donde:

ε : Rugosidad uniforme equivalente, en mm (0.0015 para PVC)

Re : Número de Reynolds

Las pérdidas de carga localizadas se calcularán con la *Ecuación 16*.

$$h_L = K_i \frac{V^2}{2g}$$

Ecuación 16

Donde:

h_L : Pérdida de carga localizada, en m.

K_i : Coeficiente que depende del tipo de accesorio

V : Velocidad de flujo, en m/s.

g : Aceleración de la gravedad, en m/s²

Para el cálculo de la sobrepresión por el fenómeno del golpe de ariete se usa la *Ecuación 17* dada por Allievi, que proporciona la máxima sobrepresión generada en la conducción. Este fenómeno se produce por el cierre brusco del flujo de agua y puede causar rupturas en la tubería en caso de exceder la presión de trabajo.

$$\Delta H = \frac{aV}{g}$$

Ecuación 17

Donde:

ΔH : Sobrepresión debida al golpe de ariete, en m

a : Celeridad de la onda de presión, en m/s

V : Velocidad máxima del agua, en m/s

g : Aceleración de la gravedad, en m/s

La celeridad es la velocidad de propagación de la onda de presión a través del agua en la tubería y se calcula con la *Ecuación 18* dada por Allievi.



$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + K \frac{D}{e}}}$$

Ecuación 18

Donde:

a : Celeridad de la onda de presión, en m/s

K : Constante dependiente del material, 33.3 para PVC

D : Diámetro interno de la tubería, en mm

e : Espesor de la tubería, en mm

Se incluirán válvulas de aire, con el propósito de expulsar el aire de la tubería. Para la condición de llenado de la tubería, donde el aire es evacuado, se utilizará la *Ecuación 19*. Mientras que, para el vaciado donde se permite el ingreso de aire, se utilizará la *Ecuación 20 de Darcy Weisbach*.

$$Q_{llen} = \Delta h \frac{gA}{a}$$

Ecuación 19. Tomado de Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento: Conducciones (p. 17), por CONAGUA.

Donde:

Q_{llen} : Caudal de llenado, en m^3/s

Δh : Máxima presión permitida, en mca

g : Aceleración de la gravedad, en m/s^2

A : Área de la sección de la tubería, m^2

a : Celeridad de la onda de presión, m/s

$$Q_{vac} = \sqrt{\frac{S}{0.0826 * f} * D^5}$$

Ecuación 20

Donde:

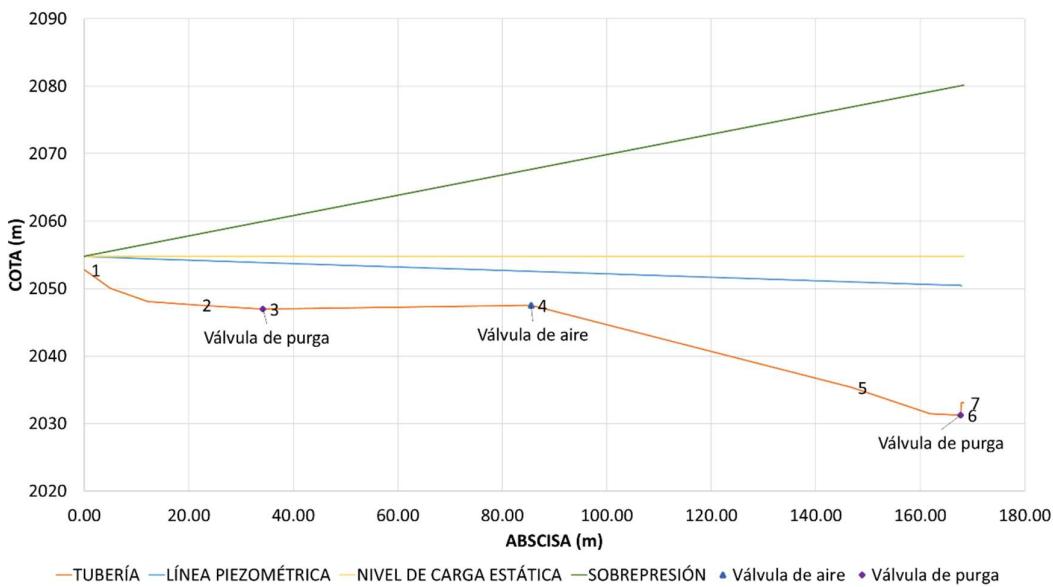
Q_{vac} : Caudal de vaciado, en m^3/s

f : Coeficiente adimensional de pérdida de carga por fricción

S : Pendiente de la tubería, en m/m

D : Diámetro interno de la tubería, en mm

Además, se incluirán válvulas de purga en las cotas bajas para eliminar la acumulación de sedimentos que provocan la obstrucción de la tubería y la reducción del área de flujo de agua. En la *Figura 11* se muestra un esquema de la conducción.



En el Anexo 9 y en el Anexo 10 se presentan los resultados de la línea de conducción desde el tanque de agua del canal de riego hasta el filtro grueso dinámico; mientras que en el Anexo 11 y en el Anexo 12 se observan los resultados de la línea de conducción desde la vertiente hasta el filtro lento de arena.

4.4. Planta de tratamiento

La planta de tratamiento cuenta con un filtro grueso dinámico, un filtro grueso ascendente en capas y un filtro lento de arena.

4.4.1. Diseño del filtro grueso dinámico

El filtro dinámico contará con una unidad, puesto que el caudal de diseño es muy pequeño y hacer 2 unidades duplicaría el costo de construcción.

Lecho filtrante y de soporte

En la Tabla 32 y en la Tabla 33, se muestra la recomendación del lecho filtrante y lecho de soporte para filtros gruesos dinámicos, que ofrece la guía para diseño de sistemas de tratamiento de FIME. Las capas deben estar separadas por una malla de plástico para facilitar y conservar la estratificación.

**Tabla 32**

Lecho filtrante recomendado para filtros gruesos dinámicos.

Posición en la Unidad	Espesor de la Capa (m)	Tamaño de Grava (mm)
Superior	0.20	3.0 – 6.0
Intermedio	0.20	6.0 – 13.0
Inferior, Fondo	0.20	13.0 – 25.0

Nota: Tomado de Guía para diseño de sistemas de tratamiento de filtración en múltiples etapas (p. 12), por OPS, 2005.

Tabla 33

Lecho de soporte recomendado para filtros gruesos dinámicos.

Capa	Tipo	Diámetro de la partícula (mm)	Espesor de la capa (mm)
Superior	Arena gruesa	1 – 2	50
Segunda	Grava fina	2 – 5	50
Tercera	Grava	5 – 10	50
Inferior	Grava gruesa	10 - 25	150

Nota: Tomado de Guía para diseño de sistemas de tratamiento de filtración en múltiples etapas (p. 12), por OPS, 2005.

Cámara de filtración

Se recomienda utilizar una velocidad de filtración (Vf) en el rango de 2 a 3 m/h.

El área superficial del filtro (As) es:

$$As = \frac{Qd}{Vf}$$

Ecuación 21

$$As = \frac{0.001}{2/3600} = 1.8 \text{ m}^2$$

Se asume un ancho (b) de 0.6 m, con el que el largo (l) del filtro es:

$$l = \frac{As}{b}$$

Ecuación 22



$$l = \frac{1.8}{0.6} = 3 \text{ m}$$

Para la longitud del filtro, se adoptará una longitud de 3 m. Se verifica que la relación l/b esté entre 3 a 6 por recomendación de la guía para diseño de sistemas de tratamiento de filtración en múltiples etapas (2005).

$$\frac{l}{b} = \frac{3}{0.6} = 5$$

Ecuación 23

Se recalcula la velocidad de filtración y se verifica que esté en el rango de 2 a 3 m/h.

$$Vf = \frac{Qd}{As}$$

Ecuación 24

$$Vf = 0.001 * \frac{3600}{1.8} = 2 \text{ m/h}$$

Se calcula la velocidad superficial de lavado (Vs) y se verifica que esté comprendida entre 0.15 y 0.30 m/s según la guía para diseño sistemas de tratamiento de FIME (2005).

$$b = 3.4 * \frac{Qs}{Vs^3}$$

Ecuación 25

$$Vs = \left(3.4 * \frac{Qs}{b} \right)^{1/3}$$

$$Vs = \left(3.4 * \frac{0.001}{0.6} \right)^{1/3} = 0.18 \text{ m/s}$$

La altura de la caja será la suma de las alturas del lecho de soporte, del lecho filtrante, del agua sobrenadante y del borde libre.

$$\text{Lecho de soporte} = 0.3 \text{ m}$$

$$\text{Lecho filtrante} = 0.6 \text{ m}$$

$$\text{Agua sobrenadante} = 0.05 \text{ m}$$

$$\text{Borde libre} = 0.2 \text{ m}$$

$$\text{Altura del filtro} = 0.3 + 0.6 + 0.05 + 0.2 = 1.15 \text{ m}$$



Vertedero de aforo

Durante el proceso de la filtración, el caudal disminuye, debido a la colmatación del lecho filtrante, de manera que, es importante controlar el caudal mediante una válvula en el conducto de entrada. Para medir el flujo se utilizará un vertedero triangular de 90° de placa metálica de 6 mm y una regla de aforo.

Con la fórmula de Thompson, se calcula el caudal que se correlaciona con la altura de agua H en la regla de aforo y se muestra en la *Tabla 34*, esta altura corresponde a “la diferencia de alturas entre la cresta del vertedero y el nivel de la superficie del agua, medida entre 6 y 10 H aguas arriba de dicho punto” (OPS, 2005, p. 23).

$$Q = 1.4 * H^{5/2}$$

Ecuación 26

Tabla 34

Regla de aforo de vertedero de entrada triangular de 90°

Caudal (l/s)	H (cm)	Vf (m/h)
4.5	10	9.0
3.5	9	6.9
2.6	8	5.1
1.8	7	3.7
1.3	6	2.5
1.0	5.5	2.0
0.8	5	1.6
0.5	4	0.9
0.2	3	0.4
0.1	2	0.2
0.0	1	0.0

Cámara de entrada

De acuerdo a Solsona (2003), la profundidad y ancho de la cámara son las mismas que las del filtro. La longitud debe ser el 20 % de la longitud del filtro.

$$l_{cámara\ de\ entrada} = 0.2 * l = 0.6\ m$$

Ecuación 27

Vertederos de entrada y salida de la cámara de filtración

El vertedero de entrada debe distribuir un flujo homogéneo en la cámara de filtración, por ello será del mismo ancho que el filtro. Conforme a la recomendación de Solsona (2003), el material será acero inoxidable de 6 mm de



espesor y 25 cm de altura. La altura de la cresta del vertedero sobre la cama de grava será 5 cm, según recomendación de la guía para diseño de sistemas de tratamiento de FIME (OPS, 2005, p. 13).

Se calcula el nivel de agua sobre el vertedero rectangular de pared gruesa.

$$H_{v\ entra} = \left(\frac{Qd}{M * b} \right)^{1/3}$$

Ecuación 28

$$H_{v\ entrada} = \left(\frac{0.001}{1.85 * 0.6} \right)^{1/3} = 0.01\ m$$

La altura de agua sobre el vertedero de entrada debe ser 1 cm para que ingrese el caudal de diseño.

El vertedero de salida debe tener las mismas características del vertedero de entrada.

Caja de recuperación de arena

Puesto que la arena tiene aproximadamente la misma altura que el vertedero, se pierde un poco de arena por el acarreo del agua o por las actividades de limpieza, esta se recolecta en la caja de recuperación de arena.

La longitud de la caja de recuperación de arena debe ser el 20% de la longitud del filtro (OPS, 2005, p. 14).

$$l_{caja\ de\ arena} = 0.2 * l = 0.6\ m$$

Ecuación 29

Una tubería de rebose se ubicará a 10 cm por debajo del segundo vertedero con diámetro de 50 mm y una tubería de desagüe de 110 mm.

Sistema de drenaje

Para el sistema de drenaje se utilizarán tuberías de PVC. Constará de una tubería principal a lo largo de cada unidad, en la dirección del flujo y tuberías perforadas laterales, perpendiculares a la dirección del flujo.

Para el diseño del sistema de drenaje se utilizan las recomendaciones de la *Tabla 35*.

**Tabla 35***Criterios de diseño de múltiples*

Criterio de diseño	Rango
R_0 = área total de orificios/área de lecho	0.0015 - 0.005
R_1 = área total de orificios/área lateral	0.3 - 0.5
R_2 = área total de laterales/ área principal	0.3 - 0.5
Diámetro orificios (mm)	6 - 19
Espaciamiento entre orificios (m)	0.1 - 0.3
Espaciamiento entre laterales (m)	0.5 -1.0

Nota: Tomado de Filtración en múltiples etapas: Tecnología innovativa para el tratamiento de agua (p. 186), por G. Galvis et al., 1999, Cinara, Universidad del Valle.

Se adopta un diámetro para los orificios (D_o) de 14 mm, con el que se calcula el área de un orificio (A_o).

$$A_o = \frac{\pi * D_o^2}{4}$$

Ecuación 30

$$A_o = \frac{\pi * 0.014^2}{4} = 0.000154 \text{ m}^2$$

El número de orificios (n) se determina con la relación R_0 , que se toma 0.0015 como valor inicial.

$$R_0 = \frac{n * A_o}{A_S}$$

Ecuación 31

$$n = \frac{R_0 * A_S}{A_o} = \frac{0.0015 * 1.8}{0.000154} = 17.5$$

Se toma un valor de 20 para el número de orificios.

Se asume que el colector principal estará conectado a 5 laterales de 0.3 m, de manera que, en cada lateral se ubicarán 4 orificios en 2 hileras con un ángulo de 45°.

Se revisa que el espaciamiento entre orificios (e_o) esté entre 0.1 y 0.3 m, dejando 0.1 m libres en los extremos de la tubería.

$$e_o = 0.1 \text{ m}$$



Además, se verifica que la relación R_0 se encuentre entre 0.0015 y 0.005.

$$R_0 = \frac{20 * 0.000154}{1.8} = 0.0017$$

Con la relación R_1 se calcula el área y consiguientemente el diámetro interno del colector lateral (D_l), utilizando un R_1 igual a 0.5.

$$R_1 = \frac{n_{por\ lateral} * A_o}{A_{colector\ lateral}}$$

Ecuación 32

$$A_{colector\ lateral} = \frac{n_{por\ lateral} * A_o}{R_1} = \frac{4 * 0.000154}{0.5} = 0.0012\ m^2$$

$$D_l = \sqrt{\frac{4 * A_{colector\ lateral}}{\pi}}$$

Ecuación 33

$$D_l = \sqrt{\frac{4 * 0.0012}{\pi}} * 1000 = 39.6\ mm$$

Se adopta un diámetro interno comercial de 47.4 mm correspondiente a una tubería con diámetro nominal de 50 mm y presión de trabajo de 0.63 MPa. Con el diámetro adoptado se recalcula el área del colector lateral.

$$A_{colector\ lateral} = \frac{\pi * D_l^2}{4}$$

Ecuación 34

$$A_{colector\ lateral} = \frac{\pi * 47.4/1000^2}{4} = 0.0018\ m^2$$

Se comprueba que R_1 esté entre 0.3 y 0.5.

$$R_1 = \frac{4 * 0.000154}{0.0018} = 0.35$$

Se revisa que el espaciamiento entre laterales (e_l) esté entre 0.5 y 1 m, dejando 0.3 m libres en los extremos de la tubería.

$$e_l = 0.6\ m$$



Con la relación R_2 se calcula el área y consiguientemente el diámetro interno del colector principal (D_p), utilizando un R_2 igual a 0.5.

$$R_2 = \frac{n_{laterales} * A_{colector\ lateral}}{A_{colector\ principal}}$$

Ecuación 35

$$A_{colector\ principal} = \frac{n_{laterales} * A_{colector\ lateral}}{R_2} = \frac{5 * 0.0014}{0.5} = 0.0176\ m^2$$

$$D_p = \sqrt{\frac{4 * A_{colector\ principal}}{\pi}}$$

Ecuación 36

$$D_p = \sqrt{\frac{4 * 0.0176}{\pi}} * 1000 = 149.89\ mm$$

Se adopta un diámetro interno comercial de 153.6 mm correspondiente a una tubería con diámetro nominal de 160 mm y presión de trabajo de 0.5 MPa. Con el diámetro adoptado se recalcula el área del colector principal.

$$A_{colector\ principal} = \frac{\pi * D_p^2}{4}$$

Ecuación 37

$$A_{colector\ principal} = \frac{\pi * 153.6/1000^2}{4} = 0.0185\ m^2$$

Se comprueba que R_2 esté entre 0.3 y 0.5.

$$R_2 = \frac{5 * 0.0018}{0.0185} = 0.48$$

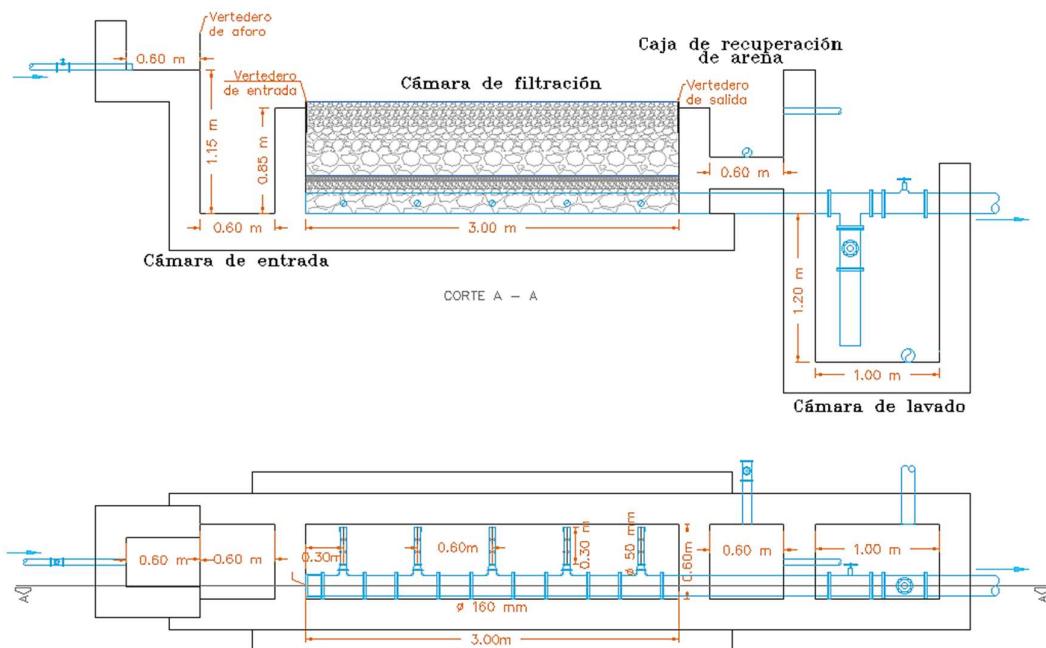
Cámara de lavado

Para la limpieza hidráulica del filtro, se instalará una válvula de apertura rápida en la tubería de drenaje. El punto de descarga del colector principal en la cámara de lavado, debe localizarse a una profundidad mínima de 1.0 m, medida desde el fondo del filtro (Galvis et al., 1999, p. 115).

El resumen del diseño y el esquema del filtro dinámico se presentan en la *Tabla 36* y en la *Figura 12*.

Tabla 36
Resumen del diseño del filtro grueso dinámico

Unidades en paralelo	1 u
Caudal por unidad	1.00 l/s
Velocidad de filtración	2.00 m/h
Área superficial del filtro	1.8 m ²
Ancho del filtro	0.6 m
Largo del filtro	3 m
Profundidad del filtro	1.15 m
Número de laterales	5 u
Longitud de cada lateral	0.3 m
Perforaciones de cada lateral	4 u
Diámetro nominal lateral	50 mm
Separación de laterales	60 cm
Diámetro orificio	14 mm
Separación orificios	10 cm
Diámetro nominal del colector principal	160 mm


Figura 12: Esquema del filtro dinámico



4.4.2. Diseño del filtro grueso ascendente

Lecho filtrante y de soporte

En la *Tabla 37* y en la *Tabla 38*, se muestra la recomendación del lecho filtrante y lecho de soporte para filtros gruesos ascendentes en capas, que ofrece la guía para diseño de sistemas de tratamiento de FIME.

Tabla 37

Lecho filtrante para el filtro grueso ascendente en capas

Posición en la Unidad	Espesor de la Capa (m)	Tamaño de Grava (mm)
Superior	0.15	1.6 - 3
Segunda	0.20	3 - 6
Tercera	0.20	6 - 13
Inferior	0.25	13 - 19

Tabla 38

Lecho de soporte para el filtro grueso ascendente en capas

Diámetro de la partícula (mm)	Espesor de la capa (m)
19 - 25	0.3

Cámara de filtración

Galvis et al. (1999) recomienda utilizar una velocidad de filtración (Vf) en el rango de 0.3 a 0.6 m/h.

El área superficial del filtro (As) es:

$$As = \frac{Qd}{Vf}$$

Ecuación 38

$$As = \frac{0.001}{0.3/3600} = 12 \text{ m}^2$$

Se asume un ancho (b) de 1.5 m, con el que el largo (l) del filtro es:



$$l = \frac{As}{b}$$

Ecuación 39

$$l = \frac{12}{1.5} = 8 \text{ m}$$

Para la longitud del filtro, se adoptará una longitud de 8 m. Se verifica que la relación l/b esté entre 3 a 6 (OPS, 2005, p. 12).

$$\frac{l}{b} = \frac{8}{1.5} = 5.3$$

Ecuación 40

La altura de la caja será la suma de las alturas del lecho de soporte, del lecho filtrante, del agua sobrenadante y del borde libre.

$$\text{Lecho de soporte} = 0.3 \text{ m}$$

$$\text{Lecho filtrante} = 0.8 \text{ m}$$

$$\text{Agua sobrenadante} = 0.2 \text{ m}$$

$$\text{Borde libre} = 0.3 \text{ m}$$

$$\text{Altura del filtro} = 0.3 + 0.8 + 0.2 + 0.3 = 1.6 \text{ m}$$

Cámara de entrada

A través de la cámara de entrada se realiza el control sobre las actividades de operación y mantenimiento del filtro, pues un incremento en el nivel de agua en la cámara indica la colmatación del filtro. Una pérdida de carga acumulada cercana a 0.30 m es el valor máximo recomendado que se alcanza después de varios años de operación continua (Galvis et al., 1999, p. 126).

Cámara de salida

La cámara de salida permite recolectar el agua filtrada, a través de un orificio ubicado en la pared vertical de la cámara de filtración, entre 0.02 m y 0.05 m por encima del nivel superficial de grava (Galvis et al., 1999, p. 126).

Sistema de drenaje

Para el sistema de drenaje se utilizarán tuberías de PVC. Constará de una tubería principal a lo largo de cada unidad, en la dirección del flujo y tuberías perforadas laterales, perpendiculares a la dirección del flujo.

Para el diseño del sistema de drenaje se utilizan las recomendaciones de la *Tabla 39*.

**Tabla 39***Criterios de diseño de múltiples*

Criterio de diseño	Rango
R_0 = área total de orificios/área de lecho	0.0015 - 0.005
R_1 = área total de orificios/área lateral	0.4 - 1.0
R_2 = área total de laterales/ área principal	0.4 - 1.0
Diámetro orificios (mm)	6 - 19
Espaciamiento entre orificios (m)	0.1 - 0.3
Espaciamiento entre laterales (m)	0.5 - 1.0

Nota: Tomado de *Filtración en múltiples etapas: Tecnología innovativa para el tratamiento de agua* (p. 186), por G. Galvis et al., 1999, Cinara, Universidad del Valle.

Se adopta un diámetro para los orificios (D_o) de 10 mm, con el que se calcula el área de un orificio (A_o).

$$A_o = \frac{\pi * D_o^2}{4}$$

Ecuación 41

$$A_o = \frac{\pi * 0.010^2}{4} = 0.000079 \text{ m}^2$$

El número de orificios (n) se determina con la relación R_0 , que se toma 0.0015 como valor inicial.

$$R_0 = \frac{n * A_o}{A_s}$$

Ecuación 42

$$n = \frac{R_0 * A_s}{A_o} = \frac{0.0015 * 12}{0.000079} = 229.2$$

Se toma un valor de 240 para el número de orificios.

Se asume que el colector principal estará conectado a 12 laterales de 1.10 m, de manera que, en cada lateral se ubicarán 20 orificios en 2 hiladas con un ángulo de 45°.

Se revisa que el espaciamiento entre orificios (e_o) esté entre 0.1 y 0.3 m, dejando 0.1 m libres en los extremos de la tubería.



$$e_o = 0.10 \text{ m}$$

Además, se verifica que la relación R_0 se encuentre entre 0.0015 y 0.005.

$$R_0 = \frac{240 * 0.000079}{12} = 0.0016$$

Con la relación R_1 se calcula el área y consiguentemente el diámetro interno del colector lateral (D_l), utilizando un R_1 igual a 1.

$$R_1 = \frac{n_{por \ lateral} * A_o}{A_{colector \ lateral}}$$

Ecuación 43

$$A_{colector \ lateral} = \frac{n_{por \ lateral} * A_o}{R_1} = \frac{20 * 0.000075}{1} = 0.0016 \text{ m}^2$$

$$D_l = \sqrt{\frac{4 * A_{colector \ lateral}}{\pi}}$$

Ecuación 44

$$D_l = \sqrt{\frac{4 * 0.0016}{\pi}} * 1000 = 44.72 \text{ mm}$$

Se adopta un diámetro interno comercial de 47.4 mm correspondiente a una tubería con diámetro nominal de 50 mm y presión de trabajo de 0.63 MPa. Con el diámetro adoptado se recalcula el área del colector lateral.

$$A_{colector \ lateral} = \frac{\pi * D_l^2}{4}$$

Ecuación 45

$$A_{colector \ lateral} = \frac{\pi * 47.4/1000^2}{4} = 0.0018 \text{ m}^2$$

Se comprueba que R_1 esté entre 0.4 y 1.

$$R_1 = \frac{20 * 0.000075}{0.0018} = 0.89$$

Se revisa que el espaciamiento entre laterales (e_l) esté entre 0.5 y 1 m, dejando 0.4 m libres en los extremos de la tubería.

$$e_l = 0.65 \text{ m}$$



Con la relación R_2 se calcula el área y consiguentemente el diámetro interno del colector principal (D_p), utilizando un R_2 igual a 1.

$$R_2 = \frac{n_{laterales} * A_{colector\ lateral}}{A_{colector\ principal}}$$

Ecuación 46

$$A_{colector\ principal} = \frac{n_{laterales} * A_{colector\ lateral}}{R_2} = \frac{12 * 0.0018}{1} = 0.021\ m^2$$

$$D_p = \sqrt{\frac{4 * A_{colector\ principal}}{\pi}}$$

Ecuación 47

$$D_p = \sqrt{\frac{4 * 0.021}{\pi}} * 1000 = 164.2\ mm$$

Se adopta un diámetro interno comercial de 153.6 mm correspondiente a una tubería con diámetro nominal de 160 mm y presión de trabajo de 0.5 MPa, por la preferencia de ser un diámetro usado en el filtro dinámico.

Cámara de lavado

Para la limpieza hidráulica del filtro, se instalará una válvula de apertura rápida en la tubería de drenaje. El punto de descarga del colector principal en la cámara de lavado, debe localizarse a una profundidad mínima de 1.8 m, medida desde el fondo del filtro (Galvis et al., 1999, p. 127).

El resumen del diseño y el esquema del filtro ascendente se presentan en la *Tabla 43* y en la *Figura 13*.

Tabla 40

Resumen del diseño del filtro grueso ascendente en capas

Unidades en paralelo	1 u
Caudal por unidad	1.00 l/s
Velocidad de filtración	0.30 m/h
Área superficial del filtro	12 m ²
Ancho del filtro	1.5 m
Largo del filtro	8 m
Profundidad del filtro	1.6 m
Número de laterales	12 u
Longitud de cada lateral	1.1 m
Perforaciones de cada lateral	20 u
Diámetro nominal lateral	50 mm
Separación de laterales	65 cm
Diámetro orificio	10 mm
Separación orificios	10 cm
Diámetro nominal del colector principal	160 mm

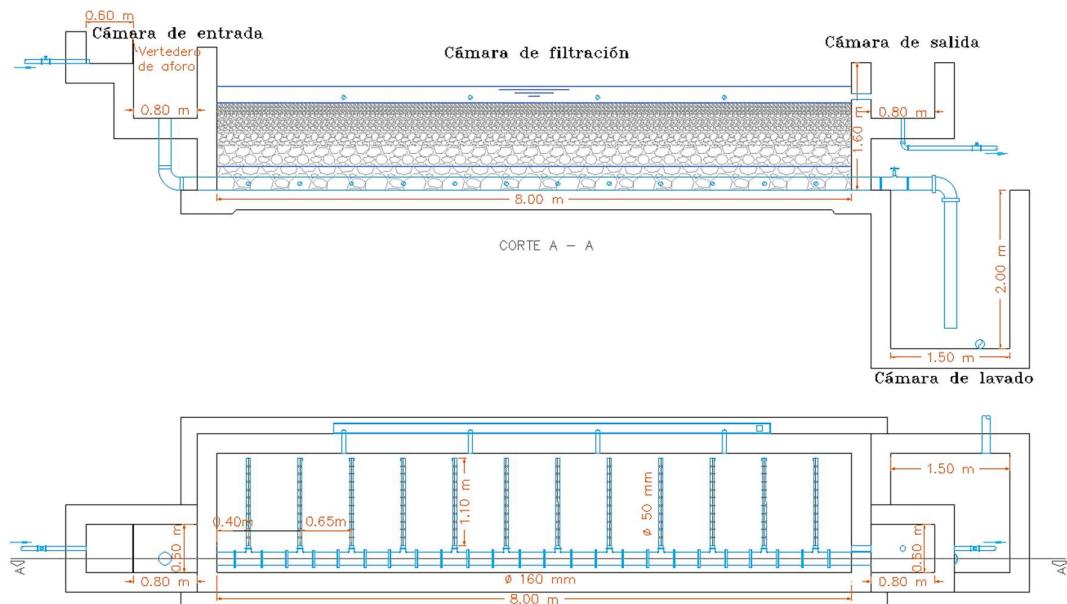


Figura 13: Esquema del filtro ascendente



4.4.3. Diseño del filtro lento de arena

El filtro lento de arena contará con dos unidades circulares con caudal de diseño (Q_d) de 0.5 l/s cada una.

Lecho filtrante y de soporte

Para el lecho filtrante la arena debe ser “libre de arcilla, tierra y materia orgánica” (Visscher et al., 1992, p. 24). Además, la arena debe tener un diámetro efectivo (d_e) de 0.15 a 0.3 mm y un coeficiente de uniformidad ($C_u = d_{60}/d_{10}$) deseable entre 2 y 3 o menor a 5 (Visscher et al., 1992, p. 24). Por otra parte, el espesor del lecho filtrante inicial será 0.8 m que es lo recomendado por Cinara, IRC. Los detalles se presentan en la *Tabla 41*.

Tabla 41

Lecho filtrante para el filtro lento de arena

Espesor de la Capa (m)	Características
0.8	$d_e = 0.2 \text{ mm}$
	$C_u = 2.5$

En cuanto al lecho de soporte, su espesor será 0.3 m y sus características se detallan en la *Tabla 42*.

Tabla 42

Lecho de soporte para el filtro lento de arena

Capa	Tipo	Diámetro de la partícula (mm)	Espesor de la capa (mm)
Superior	Arena gruesa	1 - 2	50
Segunda	Arena gruesa	2 - 5	50
Tercera	Grava fina	5 - 15	50
Inferior	Grava gruesa	15 - 25	150

Cámara de filtración

Galvis et al. (1999) recomienda utilizar una velocidad de filtración (V_f) en el rango de 0.1 a 0.3 m/h.

El área superficial del filtro (A_s) es:

$$A_s = \frac{Q_d}{V_f}$$

Ecuación 48



$$As = \frac{0.0005}{0.15/3600} = 12 \text{ m}^2$$

Se calcula el diámetro (D) de la cámara de filtración

$$D = \sqrt{\frac{4 * 12}{\pi}} = 3.91 \text{ m}$$

Se adopta un diámetro de 4.5 m y se recalcula el área superficial.

$$As = \frac{\pi * 4.5^2}{4} = 15.9 \text{ m}^2$$

Se recalcula la velocidad de filtración y se verifica que esté en el rango de 0.1 a 0.3 m/h.

$$Vf = \frac{Qd}{As}$$

Ecuación 49

$$Vf = \frac{0.0005 * 3600}{15.9} = 0.11 \text{ m/h}$$

La altura de la caja será la suma de las alturas del lecho de soporte, del lecho filtrante, del agua sobrenadante y del borde libre.

$$\text{Lecho de soporte} = 0.3 \text{ m}$$

$$\text{Lecho filtrante} = 0.8 \text{ m}$$

$$\text{Agua sobrenadante} = 0.8 \text{ m}$$

$$\text{Borde libre} = 0.5 \text{ m}$$

$$\text{Altura del filtro} = 0.3 + 0.8 + 0.8 + 0.5 = 2.4 \text{ m}$$

Cámara de entrada

La cámara de entrada debe estar ubicada por encima del nivel máximo del lecho de arena. Además, el ancho de la cámara de entrada debe estar entre 0.4 m y 1 m (Visscher et al. 1992, p. 77). Sobre el fondo, se colocará una capa de 0.2 m de cíntos rodados con diámetros de 0.1 m a 0.2 m para amortiguar el impacto del agua. La ventana de acceso comunica la cámara de entrada con la cámara de filtración, la velocidad de paso debe ser inferior a 0.1 m/s (Galvis et al. 1999, p. 136). Las dimensiones adoptadas para la cámara de entrada son 0.8 m por 0.8 m y 2 m de profundidad, con una ventana de 0.2 m por 0.2 m. Se colocará una bandeja a la entrada de la cámara de filtración para distribuir el flujo uniformemente.



Cámara de salida

La cámara de salida consta de dos componentes separados por un vertedero por encima del nivel máximo del lecho de arena, que previene la formación de burbujas de aire debajo de la capa biológica y permite que el filtro funcione independientemente de las variaciones de las estructuras ubicadas aguas abajo (Visscher, 1992, p. 25).

Sistema de drenaje

Para el sistema de drenaje se utilizarán tuberías de PVC. Constará de una tubería principal a lo largo de cada unidad, en la dirección del flujo y tuberías perforadas laterales, perpendiculares a la dirección del flujo.

Para el diseño del sistema de drenaje se utilizan las recomendaciones de la *Tabla 43*.

Tabla 43

Criterios para el dimensionamiento de un sistema de drenaje

Criterios de diseño	Valores
Velocidad máxima del colector	0.5 m/s
Velocidad máxima en los tubos laterales	0.5 m/s
Separación de laterales	1 - 2 m
Separación de orificios en tubos laterales	0.1 - 0.3 m

Nota: Tomado de Filtración lenta en arena tratamiento de agua para comunidades: Planeación, Diseño, Construcción, Operación y Mantenimiento (p. 82), por J. Visscher, 1992, Cinara.

La velocidad en los orificios debe ser menor a 0.3 m/s, se adopta una velocidad de 0.2 m/s. Se supone un diámetro de orificio (Do) de 8 mm, con el que se calcula el área del orificio.

$$Ao = \frac{\pi * Do^2}{4}$$

Ecuación 50

$$Ao = \frac{\pi * \left(\frac{8}{1000}\right)^2}{4} = 0.5 * 10^{-4} m^2$$

Se calcula el caudal que pasa a través del orificio (Qo).

$$Qo = Vo * Ao$$

Ecuación 51



$$Q_o = 0.2 * 0.5 * 10^{-4} = 0.1 * 10^{-4} m^3/s$$

Seguidamente se calcula el número de orificios.

$$n = \frac{Qd}{Q_o}$$

Ecuación 52

$$n = \frac{0.0005}{0.1 * 10^{-4}} = 49.7$$

Se obtiene el número de orificios por metro con la suma de las longitudes adoptadas para los laterales, 4 laterales de 1.2 m y 4 laterales de 1.8 m. Dando una longitud total de 12 m, con lo que el número de orificios por metro es 4.1 y se adopta un valor de 6. De esta manera en los laterales de 1.2 m habrá 8 orificios y en los laterales de 1.8 m habrá 12 orificios, en dos hileras de 45°. Entonces, el número de orificios total recalculado es 80.

Se verifica que la separación de los orificios en cada lateral esté entre 0.1 m y 0.3 m, dejando una separación desde el último orificio hasta el tapón de 0.15 m. La separación de orificios es 0.3 m.

El caudal a través de los orificios recalculado es:

$$Q_o = \frac{Qd}{n}$$

Ecuación 53

$$Q_o = \frac{0.0005}{80} = 0.6 * 10^{-5} m^3/s$$

Se recalcula la velocidad del orificio y se verifica que sea menor a 0.3 m/s.

$$V_o = \frac{Q_o}{A_o}$$

Ecuación 54

$$V_o = 0.12 m/s$$

Para determinar el diámetro de los colectores laterales (D_l), se obtiene el área de la tubería lateral (A_l) que recibirá mayor caudal, asumiendo una velocidad lateral de 0.2 m/s.

$$Q \text{ máximo lateral} = n * Q_o$$

Ecuación 55



$$Q \text{ máximo lateral} = 12 * 0.6 * 10^{-5} = 0.8 * 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Al = \frac{0.8 * 10^{-4}}{0.2} = 0.0004 \text{ m}^2$$

$$Dl = \sqrt{\frac{4 * Al}{\pi}} * 1000 = 21.85 \text{ mm}$$

Se adopta un diámetro interno de 37.6 mm correspondiente a una tubería de diámetro nominal 40 mm y de presión admisible 0.63 MPa.

El área del colector lateral recalculada es:

$$Al = \frac{\pi * 37.6^2}{4} = 0.0011 \text{ m}^2$$

Se calcula la velocidad del colector lateral (Vl).

$$Vl = 0.07 \text{ m/s}$$

Se verifica que la separación entre laterales se encuentre entre 1 y 2 m, suponiendo una separación entre el último par de laterales y la pared de 0.6 m. La separación entre laterales es 1.10 m que cumple con la condición.

Para determinar el diámetro del colector principal (Dp) se asume una velocidad de 0.3 m/s y se calcula el área del colector principal (Ap).

$$Ap = \frac{0.0005}{0.3} = 0.002 \text{ m}^2$$

$$Dp = \sqrt{\frac{4 * 0.002}{\pi}} * 1000 = 46.07 \text{ mm}$$

Se adopta un diámetro interno de 47.4 mm correspondiente a una tubería de diámetro nominal de 50 mm y de presión admisible de 0.63 MPa.

El área del colector principal recalculada es:

$$Ap = \frac{\pi * (47.4/1000)^2}{4} = 0.0018 \text{ m}^2$$

Se verifica que la velocidad del colector principal (Vp) sea menor a 0.5 m/s.

$$Vp = \frac{0.0005}{0.0018} = 0.28 \text{ m/s}$$

El resumen del diseño y el esquema del filtro ascendente se presentan en la *Tabla 44* y en la *Figura 14*.

Tabla 44

Resumen del diseño del filtro lento de arena

Unidades en paralelo	2 u
Caudal por unidad	0.50 l/s
Velocidad de filtración	0.11 m/h
Área superficial del filtro	15.90 m ²
Diámetro del filtro	4.5 m
Profundidad del filtro	2.4 m
Número de laterales	8 u
Longitud de laterales	1.2 y 1.8 m
Perforaciones de cada lateral	8 y 12 u
Diámetro nominal lateral	40 mm
Separación de laterales	1.1 m
Diámetro orificio	8 mm
Separación orificios	0.3 m
Diámetro nominal del colector principal	50 mm

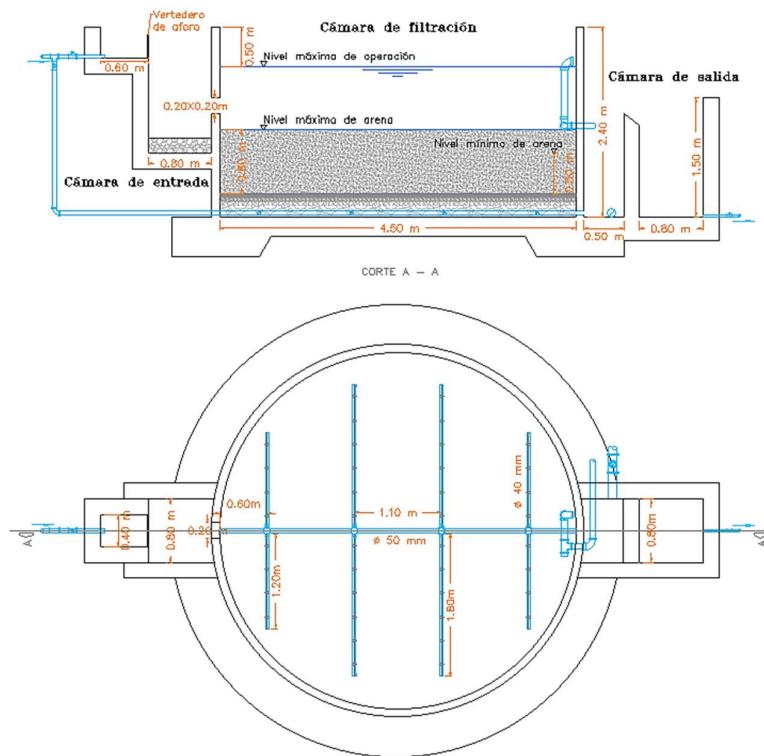


Figura 14: Esquema del filtro lento de arena



4.5. Tanque de reserva

La capacidad del tanque deberá compensar los caudales de llegada y de salida, por consiguiente, se grafica una curva típica de variación de consumo diario.

Puesto que no se dispone de datos estadísticos del consumo diario de agua de la comunidad, se aproxima una curva de variación de consumo a partir del caudal máximo diario y del caudal máximo horario, como se presenta en la *Figura 15*.

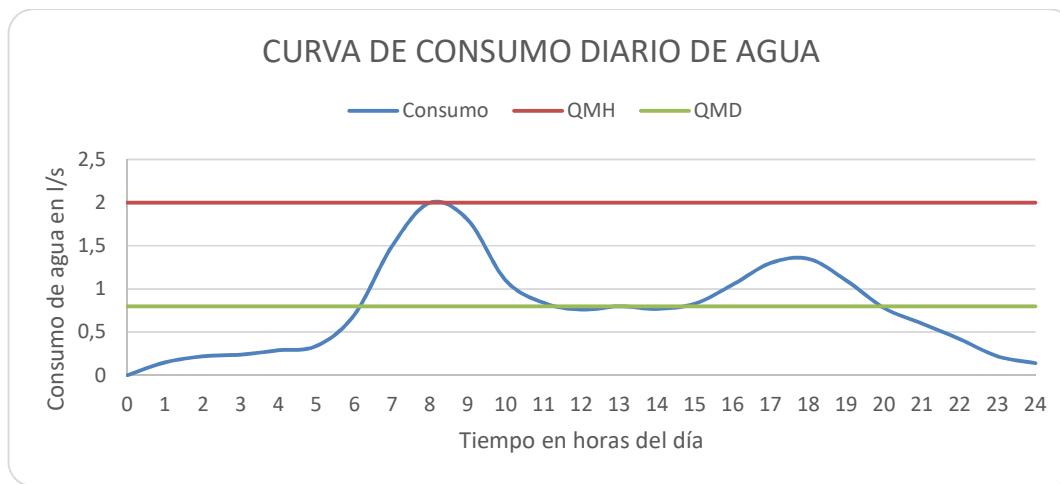


Figura 15: Curva de variación de consumo diario de agua

Con base a la curva de variación de consumo, se grafica en la *Figura 16* la curva de consumos acumulados y la recta de suministro continuo cuya pendiente corresponde al consumo medio.

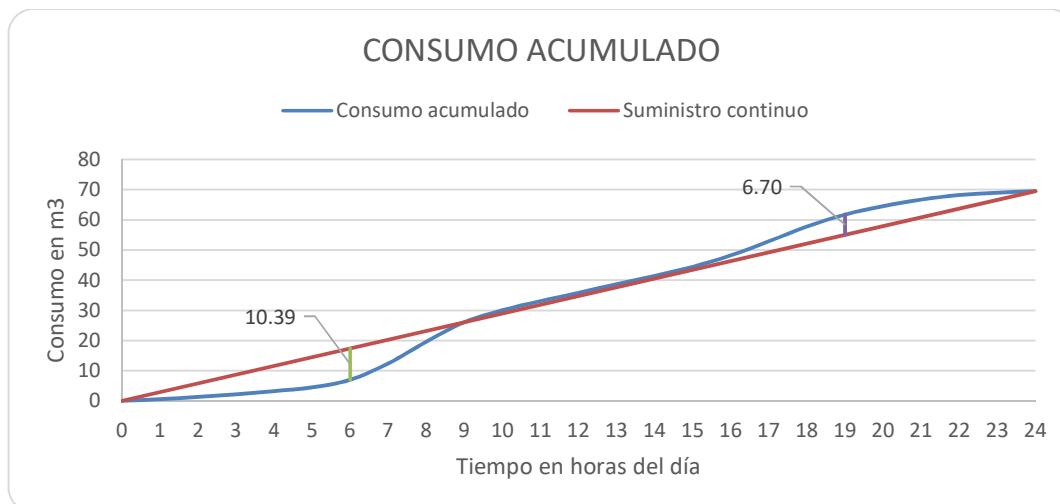


Figura 16: Curva de consumo acumulado

Al inicio del día el suministro de agua es mayor al consumo, conforme pasan las horas, el aporte de agua no es suficiente para cubrir el gasto de la comunidad.



Por tanto, la capacidad requerida del tanque de reserva se obtiene a partir de las diferencias máximas entre el suministro y el consumo acumulado como se puede visualizar en la *Figura 16*. De manera que el volumen de regulación es:

$$\text{Volumen de regulación} = 10.39 + 6.7 = 17.09 \text{ m}^3$$

La norma ecuatoriana CO. 10.07 – 601 (2010), recomienda que el volumen de regulación para poblaciones menores a 5000 habitantes sea el 30% del QMD de manera que el volumen de regulación sería 20.74 m^3 . Se toma este volumen puesto que es mayor al calculado mediante la curva de variación de consumo y sigue siendo suficiente para la comunidad.

La comunidad no contará con volumen para protección contra incendios puesto que se considera que no es económicamente viable para una población futura de 452 habitantes. Además, la norma ecuatoriana CO. 10.07 – 601 (2010), manifiesta que para poblaciones de hasta 5000 habitantes en la sierra, no se considera almacenamiento para incendios. De la misma manera, expresa que para comunidades con menos de 5000 habitantes no se calculará el almacenamiento para emergencias.

Finalmente, se verifica si la capacidad del tanque existente es suficiente. El tanque de almacenamiento tiene un diámetro de 4.6 m, una altura de 1.93 m y un borde libre de 0.3 m, la capacidad del tanque actual es 27.09 m^3 que es suficiente para las necesidades de la comunidad.

4.6. Desinfección

La desinfección se realiza para eliminar los microorganismos patógenos que no han sido removidos en la filtración. Se utilizará la desinfección por hipoclorito de sodio o calcio por ser los métodos más económicos.

La dosis de cloro administrada debe ser suficiente para que se completen las reacciones y quede cloro residual para que actúe en el recorrido por la red de distribución. La cantidad de producto a utilizar en la desinfección se calcula con la *Ecuación 56*.

$$Cp = Q * \frac{C}{Ca}$$

Ecuación 56: Cantidad de cloro administrado por día

Donde:

Cp : Cantidad de producto, en $g/\text{día}$

Q : Caudal a desinfectarse, $\text{m}^3/\text{día}$

C : Concentración de cloro en el agua, en g/m^3

Ca : Concentración de cloro activo en el reactivo, en %



La concentración de cloro en el agua que se empleará es 2 mg/l. Mientras que, la concentración de cloro activo que contiene el hipoclorito de calcio es del 65%, por lo tanto, la cantidad de producto (C_p) a utilizar será:

$$C_p = 86.4 * \frac{2}{0.65} \approx 270 \frac{g}{día} \approx 11 \frac{g}{h} \text{ de hipoclorito de calcio}$$

En el caso de usarse hipoclorito de sodio con concentración 5%, la cantidad de producto a emplear será:

$$C_p = 86.4 * \frac{2}{50} \approx 3.5 \frac{l}{día} \approx 0.15 \frac{l}{h} \text{ de hipoclorito de sodio}$$

Para que el cloro actúe efectivamente, se debe dejar un tiempo de contacto de 15 a 20 minutos. El volumen del tanque de cloración existente es 0.9 m^3 , por consiguiente, para el caudal de la planta de 1 l/s equivalente a $0.06 \text{ m}^3/\text{min}$, el tiempo de contacto será 15 minutos.

4.7. Tubería de limpieza

La tubería de limpieza permitirá la evacuación del agua proveniente de los filtros después de un lavado hacia una acequia. El caudal de diseño será el de vaciado para el filtro lento de arena por ser el de mayor volumen, tomando un tiempo de vaciado de 40 minutos, el caudal de salida será de 13 l/s.

Para el cálculo se usa la ecuación de Manning. La velocidad estará entre 0.6 y 4.5 m/s. Se considerará un coeficiente de rugosidad de 0.013 para tubería de PVC.

$$Q = \frac{1}{n} * A * R^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

Ecuación 57: Manning

Donde:

Q : Caudal total previamente calculado, en m^3

n : Coeficiente de rugosidad de Manning, adimensional

A : Área de la sección transversal de la tubería, en m^2

R : Radio hidráulico, igual al área mojada para el perímetro mojado considerando la tubería llena

S : Pendiente de la tubería

En la *Tabla 45* se muestran los datos hidráulicos calculados para la tubería de limpieza.

**Tabla 45***Datos hidráulicos de la tubería de limpieza*

Tramo	L (m)	J %	D (mm)	V (m/s)	y/D
1 2	8.8	30	110	2.33	0.43
2 3	1.6	30	110	2.33	0.43
3 4	3.5	20	110	1.99	0.35
4 5	3.6	50	110	2.82	0.49
5 6	7.9	80	110	3.36	0.43
6 7	13.2	40	110	2.60	0.48
7 8	8.8	30	110	2.33	0.43
8 9	8.9	20	110	1.99	0.35

4.8. Sistema de subdrenaje

El sistema de subdrenaje permitirá el paso del agua a través del suelo, la cual se encuentra alrededor de la estructura de los tanques, proveniente de fugas, infiltraciones o escorrentía. Un buen diseño del sistema de subdrenaje permitirá que la estructura interna del suelo sea estable, de esta manera se evitan deslizamientos o deformaciones que dañarían los elementos de la planta de tratamiento.

El flujo del agua a través del suelo depende básicamente del tipo de suelo. El suelo de la zona de estudio es una arena arcillosa con grava SC, al cual le corresponde un coeficiente de permeabilidad de $10^{-4} - 10^{-3}$ según Vallejo 2002.

Existen diferentes tipos de subdrenaje, entre ellos está el subdrenaje en espina de pescado el cual presenta tres tipos. Para este proyecto se escogió el subdrenaje en espina de pescado tipo 2. Entre los requerimientos de este sistema están:

- El diámetro de los tubos de drenaje oscile entre 4 " – 8 " (100 – 200 mm) y que contengan alrededor de 15 a 30 agujeros por cada metro de tubería.
- No se debe emplear para el recubrimiento geotextil
- La pendiente mínima del colector secundario será del 1 %

4.8.1. Caudal total o caudal de diseño

La suma del caudal por infiltración de la lluvia y del caudal debido al agua subterránea conforman el caudal de diseño. Para este proyecto el caudal total será igual al caudal de infiltración, debido a que el nivel freático no se encuentra en la zona de estudio y, por lo tanto, el caudal por abatimiento del nivel freático será igual a 0.



La tasa de infiltración (q_{inf}) se determinará empleando la *Ecuación 58*, una vez calculado ese valor se obtiene el caudal por infiltración (Q_{inf}), con el cual se diseñará el sistema de subdrenaje.

$$q_{inf} = C_i * R * \frac{1}{1000} \left(\frac{m}{mm} \right) * 24 \left(\frac{h}{día} \right) * 1 (1 m * 1 m)$$

Ecuación 58

$$Q_{inf} = \frac{q_{inf}}{24 * 60 * 60} * B * L$$

Ecuación 59

Donde:

R : Intensidad de la lluvia, en mm/h

B : Ancho de aporte, en m

L : Longitud del tramo de drenaje, en m

C_i : Coeficiente de infiltración, adimensional

t : Tiempo de lluvia, min

Para obtener el coeficiente de infiltración se usará la *Ecuación 60* (ONU,1972).

$$C_i = K_p + K_v + K_{fc}$$

Ecuación 60

Donde:

K_p : Fracción de agua que infiltra debido a la pendiente del terreno, adimensional.

K_v : Fracción de agua que infiltra debido a la cobertura vegetal del terreno, adimensional.

K_{fc} : Fracción de agua que se infiltra debido a la textura del suelo, adimensional.

Los valores de los componentes del coeficiente de infiltración K_p , K_v y K_{fc} , se pueden observar en la *Tabla 46*. Usando estos valores de acuerdo a las características de la zona de estudio, se obtuvo el coeficiente de infiltración $C_i = 0.06 + 0.10 + 0.4 = 0.56$

La infiltración será igual a $I = 0.88 * C_i * P$, donde P es la precipitación en mm/mes . Para la zona de estudio se tiene $P = 280.8 mm/mes$, según la estación agrometeorológica Namza Lise. Con estos valores se tiene una tasa de infiltración (q_{inf}) de $0.54 m^3/m^2/día$. Finalmente, con el ancho de aporte y la



longitud del filtro, se encuentra el caudal por infiltración para los sistemas de subdrenaje de la planta de tratamiento, los cuales se presentan en la *Tabla 47*.

Tabla 46

Valores de los componentes K_p y K_v

Por pendiente		
Tipo	Pendiente (%)	K_p
Muy plana	0.02 - 0.06	0.30
Plana	0.3 - 0.4	0.20
Algo plana	1 - 2	0.15
Promedio	2 - 7	0.10
Fuerte	Mayor al 7	0.06

Por cobertura vegetal		
Tipo	K_v	
Con pasto menos del 50 %	0.09	
Terrenos cultivados	0.10	
Cobertura por pastizal	0.18	
Bosques	0.20	
Con pasto más del 75 %	0.21	
Con pasto más del 75 %	0.21	

Por la textura del suelo		
Tipo	K_{fc}	
Arcilla compacta impermeable	0.10	
Combinación de limo y arcilla	0.20	
Suelo limo arenoso no muy compacto	0.40	

Nota: Tomado de Modelo Analítico para Determinar la Infiltración con base a la Lluvia Mensual (p. 45), por Schosinsky & Losilla et al., 2000, Revista Geológica de América Central.

Tabla 47

Resultados del caudal por infiltración Q_{inf}

	Filtro Grueso dinámico (FGDi)	Filtro Grueso Ascendente (FGA)	Filtro Lento de Arena (FLA)
Acho de aporte, B (m)	0.85	2	1.06
Longitud del filtro, L (m)	6.36	14.9	12.96
Caudal por filtro, Q_{inf} (l/s/m)	0.034	0.185	0.085



4.8.2. Diámetro de la tubería de subdrenaje

Se calcula por medio de iteraciones usando la ecuación de Manning. La velocidad mínima en el tubo no debe ser menor a 0.3 m/s , para que el agua en el fondo del tubo a sección parcialmente llena, pueda transportarse de tal manera que no se produzcan depósitos de sólidos. El coeficiente de rugosidad para tubería perforada será igual a 0.013.

$$Q = \frac{1}{n} * A * R^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

Ecuación 61

Donde:

Q : Caudal total previamente calculado, en m^3

n : Coeficiente de rugosidad de Manning, adimensional

A : Área de la sección transversal de la tubería, en m^2

R : Radio hidráulico, igual al área mojada para el perímetro mojado considerando la tubería llena

S : Pendiente del subdren

Usando la *Ecuación 61* y adoptando el valor de 110 mm para el diámetro de la tubería tanto para los colectores principales como secundarios, se puede transportar un caudal de $0.011 \text{ m}^3/\text{s}$ a una velocidad de 1.37 m/s a sección óptima.

En la *Tabla 48* se muestran los valores calculados para la velocidad del sistema de subdrenaje correspondiente al filtro grueso dinámico, filtro grueso ascendente y filtro lento de arena. Se adoptó una pendiente del 3 % para el colector principal del sistema, la cual ayuda que se cumpla con las velocidades permisibles en la tubería.

Tabla 48

Diseño de la tubería para el sistema de subdrenaje

	FLA	FGA	FGDi
$Q \text{ (l/s)}$	0.09	0.19	0.03
$\emptyset \text{ (mm)}$	110.00	110.00	110.00
$A * R^{\frac{2}{3}}/d_o^{\frac{8}{3}}$	0.00231	0.00501	0.00091
y/D	0.06	0.09	0.04
A/d_o^2	0.0192	0.0350	0.0105
$A \text{ (m}^2\text{)}$	2.32E-04	4.24E-04	1.27E-04
$V \text{ (m/s)}$	0.37	0.44	0.31



CAPÍTULO 5

DISEÑO ESTRUCTURAL

5.1. Ensayos del suelo

Con el fin de investigar las propiedades físicas y mecánicas del suelo se realizó una clasificación SUCS, un ensayo de peso específico y un ensayo triaxial consolidado drenado.

Clasificación SUCS

La clasificación se realizó acorde a lo indicado por la norma ASTM D2487. La granulometría del suelo se presenta en la *Figura 17* y en la *Tabla 49*.

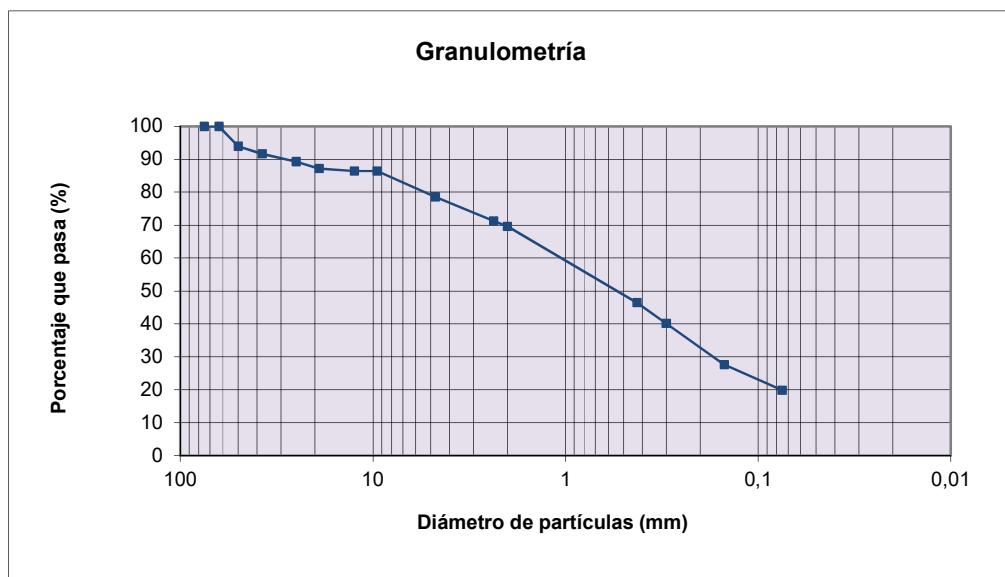


Figura 17: Granulometría del suelo

**Tabla 49***Granulometría del suelo*

Tamiz	Apertura (mm)	Peso retenido parcial (g)	Peso retenido acumulado (g)	Retenido parcial (%)	Retenido acumulado (%)	Porcentaje que pasa (%)
3"	75.00	0	0	0.00	0.00	100.00
2 1/2"	63.00	0	0	0.00	0.00	100.00
2"	50.00	182	182	6.07	6.07	93.93
1 1/2"	37.50	68	250	2.27	8.33	91.67
1"	25.00	73	323	2.43	10.77	89.23
3/4"	19.00	63	386	2.10	12.87	87.13
1/2"	12.50	22	408	0.73	13.60	86.40
3/8"	9.50	0	408	0.00	13.60	86.40
N°4	4.75	234	642	7.80	21.40	78.60
N°8	2.36	221	863	7.37	28.77	71.23
N°10	2.00	47	910	1.57	30.33	69.67
N°40	0.43	697	1607	23.23	53.57	46.43
N°50	0.30	190	1797	6.33	59.90	40.10
N°100	0.15	376	2173	12.53	72.43	27.57
N°200	0.08	231	2404	7.70	80.13	19.87
Fondo		596	3000	19.87	100.00	0.00
TOTAL		3000	100.00			

En la *Figura 18* se enseñan los resultados de número de golpes y humedad para la determinación del límite líquido. Por otro lado, en la *Tabla 50* se indican los resultados de límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad.

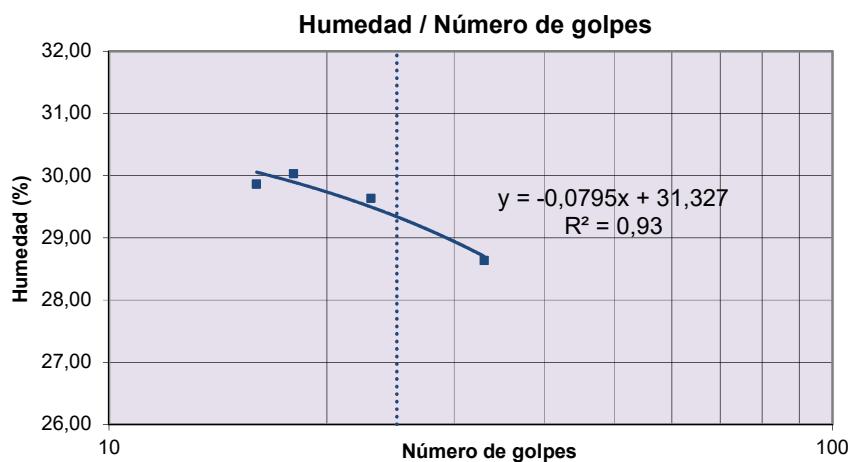
*Figura 18: Determinación del límite líquido*

Tabla 50*Límites LL, LP e índice de plasticidad*

Límite líquido LL	29.34	%
Límite plástico LP	19.08	%
Índice plasticidad IP	10.26	%

La clasificación por el sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS), proporcionó como resultado una Arena arcillosa con grava SC.

Peso específico

El ensayo se realizó acorde a lo indicado por la norma ASTM C127 y ASTM C128. Los resultados del ensayo de peso específico se detallan en la *Tabla 51*.

Tabla 51*Peso específico del suelo*

Peso específico seco	1279	kg/m ³
Peso específico superficie saturada seca	1795	kg/m ³
Peso específico aparente	2641	kg/m ³
Absorción de agua	40.35	%

Triaxial consolidado drenado

El ensayo se realizó acorde a lo indicado por la norma ASTM D7181. Para el ensayo se aplicaron las presiones de cámara o esfuerzos de confinamiento de 0.5, 1 y 2 kg/cm². El comportamiento de las muestras en el ensayo se presenta en la *Figura 19*, *Figura 20* y *Figura 21*.

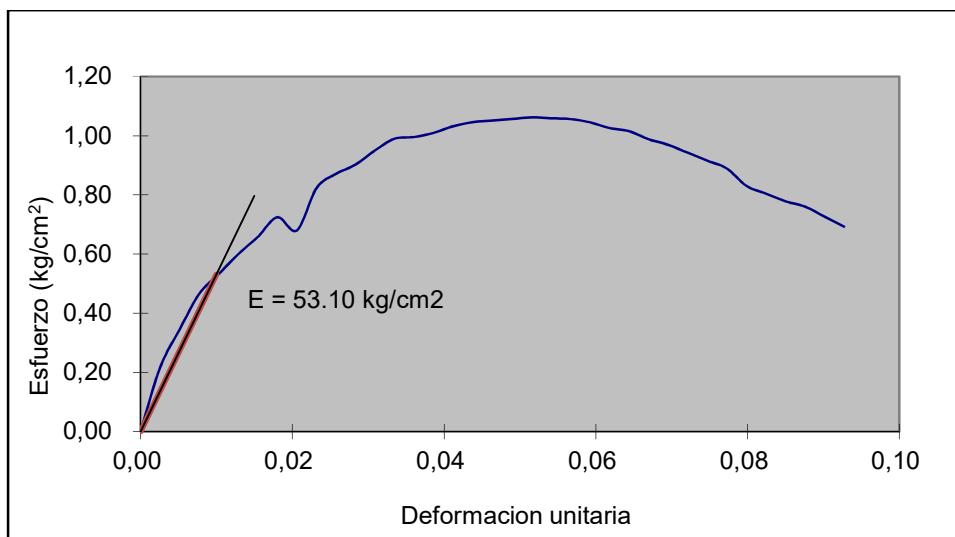


Figura 19: Esfuerzo - Deformación con presión de cámara 0.5 kg/cm²

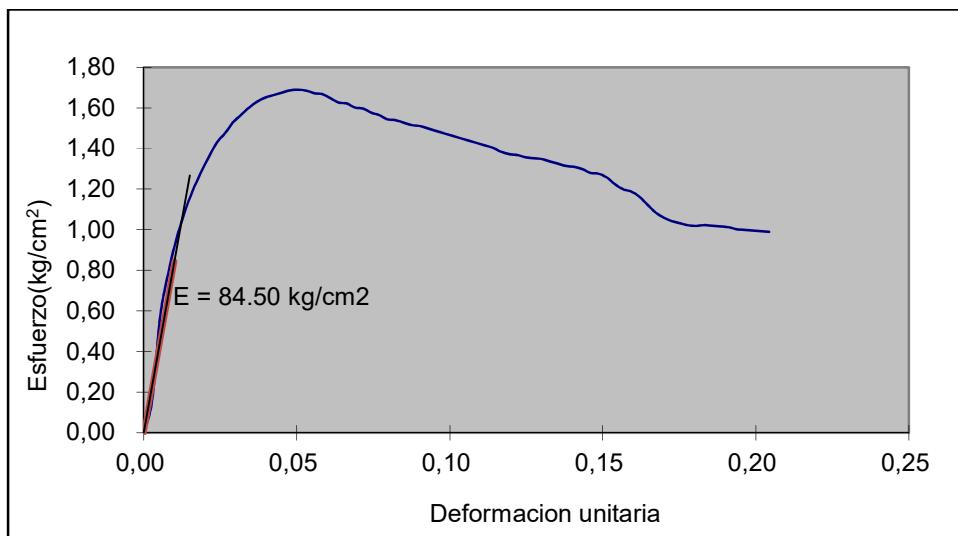


Figura 20: Esfuerzo - Deformación con presión de cámara 1 kg/cm²

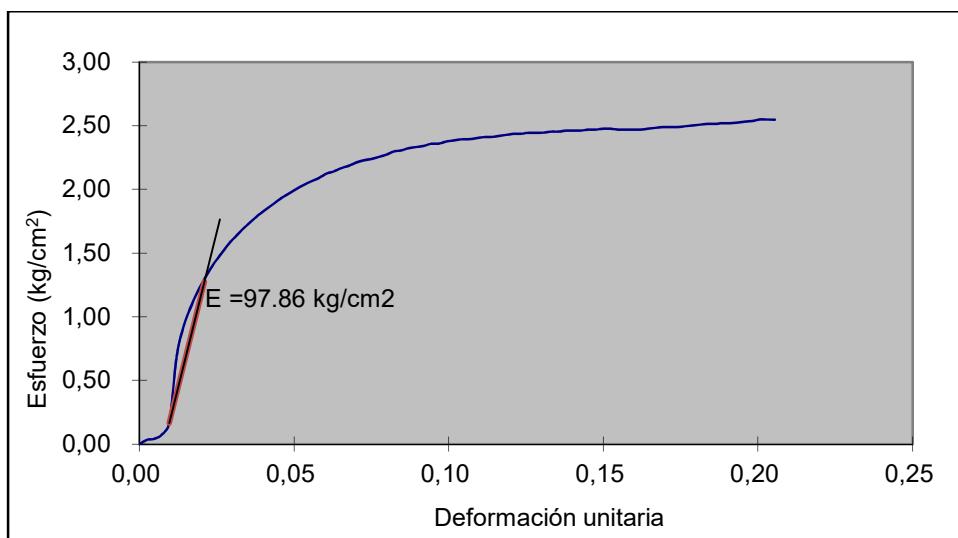


Figura 21: Esfuerzo - Deformación con presión de cámara 2 kg/cm²

En la *Figura 22* se pueden observar los círculos de Mohr para cada muestra ensayada y la envolvente de falla. Mientras que, en la *Tabla 52* se muestran los parámetros de resistencia c y Φ .

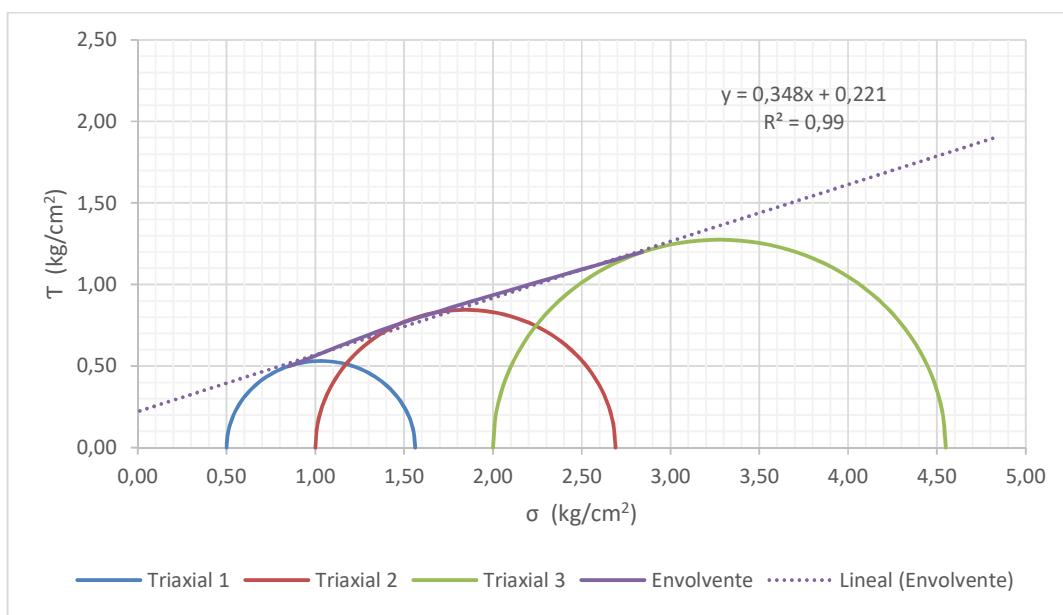


Figura 22: Círculos de Mohr y envolvente de falla

Tabla 52

Parámetros de resistencia del suelo

c (kg/cm^2)	0.22
ϕ ($^{\circ}$)	19.19

5.2. Capacidad de carga admisible y estabilidad de la cimentación

Se utiliza una losa de cimentación con espesor uniforme para soportar cada filtro. Para calcular la capacidad de carga se utiliza la ecuación de Meyerhof.

$$qu = cN_c s_c d_c i_c + qN_q s_q d_q i_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

Ecuación 62

Donde:

qu : Capacidad de carga última

c : Cohesión

γ : Peso específico del suelo

B : Ancho de la cimentación (diámetro para una cimentación circular)

q : Esfuerzo efectivo al nivel del fondo de la cimentación

N_c, N_q, N_γ : Factores de capacidad de carga

s_c, s_q, s_γ : Factores de forma

d_c, d_q, d_γ : Factores de profundidad

i_γ, i_q, i_γ : Factores de inclinación de la carga



Los factores de capacidad de carga se calculan con las siguientes ecuaciones,

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) * e^{\pi \tan \varphi}$$

Ecuación 63

$$N_c = (N_q - 1) * \cot \varphi$$

Ecuación 64

$$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * \tan \varphi$$

Ecuación 65

Los factores de forma se calculan con las siguientes ecuaciones,

$$s_c = 1 + \frac{B}{L} * \frac{N_q}{N_c}$$

Ecuación 66

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} * \tan \varphi$$

Ecuación 67

$$s_\gamma = 1 - 0.4 * \frac{B}{L}$$

Ecuación 68

Los factores de profundidad se calculan con las siguientes ecuaciones,

$$d_c = 1 + 0.4k$$

Ecuación 69

$$d_q = 1 + 2k * \tan \varphi * (1 - \sin \varphi)^2$$

Ecuación 70

$$d_\gamma = 1$$

Ecuación 71

$$\text{Para } \frac{D_f}{B} \leq 1 \rightarrow k = \frac{D_f}{B}$$

Ecuación 72



Para $\frac{D_f}{B} > 1 \rightarrow k = \tan \frac{D_f}{B}$ en radianes

Ecuación 73

La capacidad de carga última neta para una losa de cimentación es,

$$q_{neta(u)} = qu - q$$

Ecuación 74

La capacidad de carga admisible neta se obtiene aplicando un factor de seguridad de 2.5 a 3

$$q_{admissible_neta} = \frac{q_{neta(u)}}{FS}$$

Ecuación 75

Para comprobar la estabilidad se analizó:

- Resistencia al vuelco
- Deslizamiento
- Capacidad de carga del suelo

Resistencia al vuelco

La cimentación tiene resistencia al vuelco, cuando se cumple la siguiente condición:

$$FS_{vuelco} = \frac{M_{estabilizantes}}{M_{desestabilizantes}} \geq 1.5$$

Ecuación 76

Deslizamiento

Para garantizar que el cimiento no se deslice debe cumplirse la siguiente condición:

$$H_{actuante} \leq H_{resistente}$$

Ecuación 77

La fuerza horizontal actuante es la dada por el cortante basal, mientras que, la fuerza horizontal resistente se obtiene de la siguiente ecuación:

$$H_{resistente} = N * \tan\left(\frac{2}{3}\varphi\right) + 0.75c * B' * L'$$

Ecuación 78



Donde:

- N : Fuerza vertical
- φ : Ángulo de fricción del suelo
- c : Cohesión del suelo
- B' : Ancho efectivo de la cimentación
- L' : Longitud efectiva de la cimentación

$$B' = B - 2e_B$$

Ecuación 79

$$L' = B - 2e_L$$

Ecuación 80

Donde:

- e_B, e_L : Excentricidad a lo ancho o largo respectivamente

Capacidad de carga

Para garantizar que el cimiento no falle por capacidad de carga debe cumplirse la siguiente condición:

$$N \leq Q_{admissible}$$

Ecuación 81

$$Q_{admissible} = q_{admissible_neta} * B' * L'$$

Ecuación 82

El resumen de capacidad de carga admisible y estabilidad de las cimentaciones se detallan en la *Tabla 53*.

**Tabla 53**

Resumen de capacidad de carga admisible y estabilidad de las losas de cimentación

Cimentación	FGDi	FGAC	FLA
B (m)	1.50	2.40	-
L (m)	3.90	8.90	-
D (m)	-	-	5.7
D_f (m)	0.40	0.40	0.6
espesor losa (m)	0.30	0.30	0.5
q (kg/m ²)	511.60	511.60	767.4
N_q	5.91	5.91	5.91
N_c	14.10	14.10	14.10
N_γ	4.81	4.81	4.81
s_c	1.12	1.09	1.42
s_q	1.10	1.08	1.35
s_γ	0.88	0.91	0.60
d_c	1.16	1.08	1.04
d_q	1.13	1.07	1.03
d_γ	1.00	1.00	1.00
q_u (kg/m ²)	46876.92	45605.50	63297.66
$q_{neta(u)}$ (kg/m ²)	46365.32	45093.90	62530.26
FS	3.00	3.00	3.00
$q_{admneta}$ (kg/m ²)	15455.11	15031.30	20843.42
N (kg)	12922.18	61069.42	128284.85
M_I (kg*m)	0.00	0.00	0.00
M'_I (kg*m)	513.20	1788.77	11561.44
e_I (m)	0.04	0.03	0.09
M_b (kg*m)	0.00	0.00	0.00
M'_b (kg*m)	513.20	1788.77	11561.44
e_b (m)	0.04	0.03	0.09
L' (m)	3.32	8.34	5.92
B' (m)	0.92	1.84	5.92
H (kg)	1283.00	4471.92	19269.07
FS_{vuelco}	42.81	143.39	33.84
$H_{resistente}$ (kg)	7978.02	39211.23	86951.65
$Q_{admissible}$ (kg)	47243.49	230881.44	730426.03
Asentamiento elástico (mm)	5.29	10.11	29.26
$FS_{subpresión}$	3.39	1.64	1.63



5.3. Diseño de los elementos de la planta de tratamiento de agua potable

5.3.1. Normativa

Los filtros ascendente, dinámico y de arena serán modelados como tanques rectangulares y circulares, para su diseño estructural se seguirán los métodos y especificaciones técnicas que se encuentran descritos en los documentos: “Diseño sísmico de estructuras contenedoras de líquidos” (ACI 350.3-01), “Rectangular concrete tanks” (PCA-R), “Circular concrete tanks without prestressing” (PCA-C) y “Cargas sísmicas. Diseño sismo resistente” (NEC).

5.3.2. Descripción sísmica de la zona de estudio

Los valores que se describen a continuación de los parámetros sísmicos necesarios para el diseño de los tanques, son los establecidos por la NEC en su documento “Cargas sísmicas, Diseño sismo resistente”.

La máxima aceleración del suelo (Z o S_p) para el cantón Alausí es 0.35 (Tabla 19, NEC), al cual le corresponde una caracterización del peligro sísmico Alta. Para obtener la aceleración de periodo corto (S_s) y la aceleración en periodo de un segundo (S_1), se aplican las siguientes ecuaciones:

$$S_s = 2.5 S_p$$

Ecuación 83

$$S_1 = 1.25 S_p$$

Ecuación 84

Aplicando las ecuaciones anteriores se obtuvo, $S_s = 0.79$ y $S_1 = 0.44$.

El coeficiente de importancia para los tanques es 1.5, al ser considerados como edificaciones esenciales (NEC-SE-DS, 2011: 39). El factor de reducción de respuesta de los tanques es $R = 2$ según la NEC y según el ACI 350.3-06 el factor de respuesta impulsivo $R_i = 3.25$ y el factor de respuesta convectivo es $R_c = 1$. Para tanques empotrados, con simple apoyo o enterrados el factor de modificación de respuesta es $R_w = 2.75$.

El coeficiente de factor de sitio para periodo corto es $F_a = 1.2$, mientras que el coeficiente de sitio para periodos largos es $F_v = 1.6$.

El nivel de amenaza sísmica para el tanque al ser una estructura esencial, se considera un nivel de sismo de 3 correspondiente a raro (severo), con una probabilidad de excedencia en 50 años de 10 %, periodo de retorno $T_r = 475$ años, tasa de excedencia ($1/T_r = 0.00211$). Con los valores mencionados anteriormente se aplica un factor de escala $K_d = 0.8$.



Ajuste de los factores sísmicos

Se realiza un ajuste de las aceleraciones de periodo corto y de un segundo usando las siguientes ecuaciones:

$$S_{cs} = S_s * F_a$$

Ecuación 85

$$S_{1s} = S_1 * F_v$$

Ecuación 86

Estas aceleraciones también deben ser calibradas en función del sismo esperado, es decir del nivel de diseño que se requiere de la estructura, para lo cual se aplica las siguientes relaciones:

$$S_{cd} = K_d * S_{cs}$$

Ecuación 87

$$S_{1d} = K_d * S_{1s}$$

Ecuación 88

Los resultados que se obtuvo son los siguientes:

$$S_{cs} = 0.95, S_{1s} = 0.70, S_{cd} = 0.76 \text{ y } S_{1d} = 0.56.$$

5.3.3. Diseño del filtro lento de arena

5.3.3.1. *Predimensionamiento*

Se modelará el filtro lento de arena como un tanque circular de hormigón armado. Las dimensiones iniciales del tanque se muestran a continuación, las cuales fueron obtenidas en el diseño hidráulico.

$$D = 4.5 \text{ m}$$

$$H_L = 2.2 \text{ m}$$

Donde:

D : Diámetro del tanque, en metros

H_L : Altura del líquido en el tanque, en metros

En cuanto al espesor de la pared del muro o pared del tanque (t_w) al igual que el espesor del fondo del tanque, se adopta el valor mínimo establecido en la norma de 30 cm. El borde libre se considera igual a 1.2 m.



5.3.3.2. Análisis del tanque por el método del PCA condición de carga 1

El método del PCA se basa en el uso de tablas con coeficientes de distribución de momentos, cortantes y tensión anular a diferentes niveles del muro, para lo cual se debe obtener la siguiente relación.

$$\frac{H_L^2}{D * t_w}$$

Ecuación 89

Donde:

H : Altura del líquido en el tanque, en metros

t_w : Espesor de las paredes del tanque, en metros

D : Diámetro del tanque, en metros

Estas tablas tienen valores de $H^2/(D * t_w) = 0.4, 0.8, 1.2, 1.6, 2, 3, 4 - 16$ y dependen de: tipo de distribución de la carga ya sea triangular o rectangular, del tipo de apoyo del tanque y la condición del borde libre. Es recomendable no interpolar estas relaciones de las tablas.

Con los datos del filtro lento de arena, se tiene:

$$\frac{H_L^2}{D * t_w} = \frac{(2.2)^2}{(4.5)(0.3)} = 3.60$$

No existe este valor en la tabla, por lo tanto, se adopta el valor de 3 para mayor seguridad.

5.3.3.3. Determinación de los pesos del líquido en el tanque

Para encontrar el peso del líquido en el tanque se realiza lo siguiente:

- Se determina la relación $D/H_L = 4.5/2.2 = 2.05$ para obtener de la Figura 23, los factores de masa impulsiva $W_i/W_L = 0.53$ y factor de masa convectiva $W_c/W_L = 0.47$.

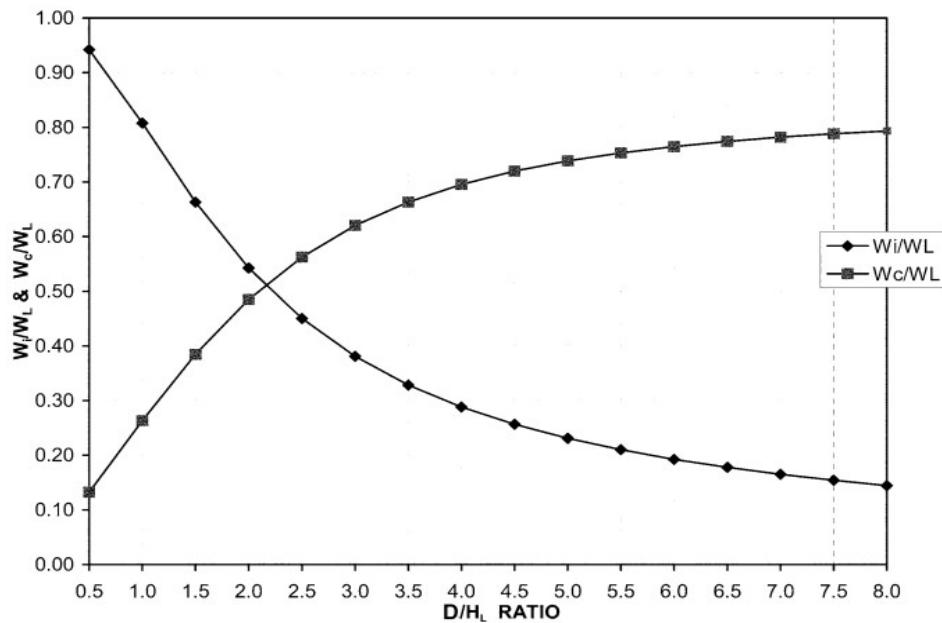


Figura 23: Factores de masa impulsiva y convectiva vs relación D/H_L para tanques circulares. Tomado de Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures and Commentary ACI 350.3-06 (p. 48), por ACI Committe, 2006, American Concrete Institute.

- Se calcula el peso del agua en el tanque W_L , el cuál es igual a:

$$W_L = A * H_L * \gamma_w$$

Ecuación 90

Donde:

A : Área que ocupa el agua en el tanque, en m^2

γ_w : Peso específico del agua igual a 1000 kg/m^3

$$W_L = \frac{\pi * 4.5^2}{4} * 2.2 * 1000 = 34989.49 \text{ kg}$$

$$W_L = 35 \text{ Tn}$$

- Se encuentran los pesos de la masa convectiva e impulsiva

$$\frac{W_c}{W_L} = 0.47$$

$$\frac{W_c}{35} = 0.47$$

$$W_c = 16.45 \text{ Tn}$$

$$\frac{W_i}{W_L} = 0.53$$

$$\frac{W_i}{35} = 0.53$$

$$W_i = 18.55 \text{ Tn}$$



- Se estiman los pesos de los muros (W_m) y el peso del fondo del tanque (W_p)

$$W_m = (\pi * D * H_m * t_w) * \gamma_{Ho}$$

Ecuación 91

$$W_p = \frac{\pi * D^2}{4} * t_p * \gamma_{Ho}$$

Ecuación 92

Donde:

H_m : Altura del muro considerando el borde libre para que no exista chapoteo, en m

γ_{Ho} : Peso específico del hormigón igual a 2400 kg/m^3

t_p : Espesor del fondo del tanque, en m

$$H_m = 2.2 \text{ m} + 1.2 \text{ m} = 3.4 \text{ m}$$

$$W_m = 34607.78 \text{ kg} = 34.61 \text{ Tn}$$

$$W_p = 11451.11 \text{ kg} = 11.45 \text{ Tn}$$

- Obtención de las razones entre la altura convectiva e impulsiva y la altura del líquido, las cuales están en función de D/H_L . Estas razones se pueden obtener de la Figura 9.3.2 del ACI 350.3-06 o a partir de las siguientes ecuaciones:

Para tanques cuya relación $D/H_L \geq 1.333$, se tiene:

$$\frac{h_i}{H_L} = 0.375$$

Ecuación 93

Para todos los tanques:

$$\frac{h_c}{H_L} = 1 - \frac{\cosh \left[3.68 \left(\frac{H_L}{D} \right) \right] - 1}{3.68 \left(\frac{H_L}{D} \right) \sinh \left[3.68 \left(\frac{H_L}{D} \right) \right]}$$

Ecuación 94

Reemplazando los valores del diámetro y la altura del líquido:

$$\frac{h_c}{H_L} = 0.61$$



Si $H_L = 2.2 \text{ m}$, entonces $h_i = 0.83 \text{ m}$ y $h_c = 1.34 \text{ m}$

- Estimación del periodo de la componente impulsiva T_I , a partir de las siguientes expresiones:

$$T_I = \frac{2 * \pi}{\omega_I}$$

Ecuación 95

$$\omega_I = C_L * \left(\frac{12}{H_L} \right) * \sqrt{E_c * \left(\frac{g}{\gamma_{Ho}} \right)}$$

Ecuación 96

$$C_L = 10 * C_w * \sqrt{\left(\frac{t_w}{12r} \right)}$$

Ecuación 97

Donde:

ω_I : Frecuencia angular de la componente impulsiva, rad/s

C_L : Coeficiente de masa impulsiva

E_c : Módulo de elasticidad del hormigón, el cual es igual a $E_c = 15100\sqrt{f'c}$
donde $f'c$ está en kg/cm^2

g : Aceleración debido a la gravedad igual a $g = 9.81 \text{ m/s}^2$

r : Radio del tanque circular, en m

C_w : Coeficiente en función de D/H_L que se encuentra en la Figura 9.3.4 (a) del ACI 350.3-06 o a partir de la siguiente ecuación:

Si $D/H_L > 0.667$:

$$C_w = 9.375 \times 10^{-2} + 0.2039 \left(\frac{H_L}{D} \right) - 0.1034 \left(\frac{H_L}{D} \right)^2 - 0.1253 \left(\frac{H_L}{D} \right)^3 + 0.1267 \left(\frac{H_L}{D} \right)^4 - 3.186 \times 10^{-2} \left(\frac{H_L}{D} \right)^5$$

Ecuación 98

Aplicando la *Ecuación 98*, *Ecuación 97*, *Ecuación 96*, y la *Ecuación 95*, en el orden mencionado, se obtiene:

$$C_w = 0.16$$

$$C_L = 0.19$$

$$\omega_I = 277.55 \text{ rad/s}$$



$$T_I = 0.0227 \text{ s}$$

- Para hallar el periodo de la componente convectiva (T_c), se aplican:

$$T_c = \frac{2 * \pi}{\lambda} * \sqrt{D}$$

Ecuación 99

La razón $2 * \pi / \lambda$ se determina en función de la relación D/H_L de la *Figura 24*, el cual es igual a 0.585 y con esto $T_c = 1.24 \text{ s}$

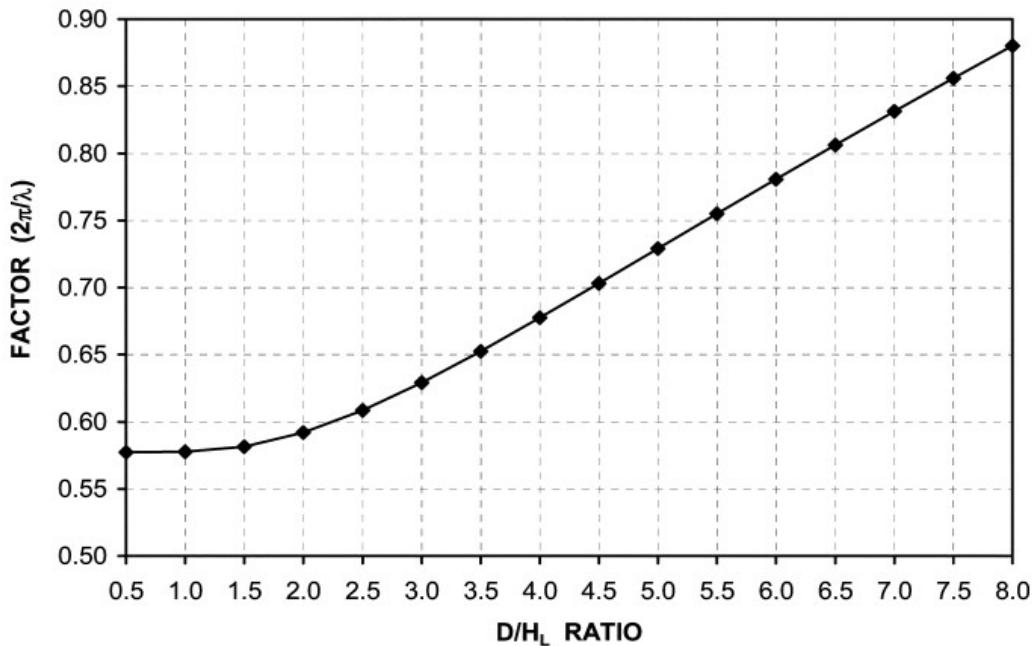


Figura 24: Factor $2\pi/\lambda$ para tanques circulares. Tomado de Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures and Commentary ACI 350.3-06 (p. 52), por ACI Committe, 2006, American Concrete Institute.

- El borde libre ($d_{máx}$) permite que el líquido que se encuentra en el tanque sin tapa no se derrame.

$$d_{máx} = \frac{S_{1d} * I}{1.4 * T_c} * \left(\frac{D}{2}\right)$$

Ecuación 100

Empleando la *Ecuación 100*, $d_{máx} = 1.08 \text{ m}$. Inicialmente se impuso un valor para el borde libre de 1.2 m el cual es mayor al máximo calculado.



5.3.3.4. Determinación del cortante y momento en la base del tanque.

El cortante basal se calcula debido a la componente impulsiva (V_I) y a la componente convectiva (V_C) mediante las siguientes ecuaciones:

$$V_I = C_{SI}(W_m + W_R + W_l)$$

Ecuación 101

$$C_{SI} = \frac{S_{cd} * I}{R} \leq \frac{S_{1d} * I}{R * T_I}$$

Ecuación 102

$$V_C = C_{SC}(W_C)$$

Ecuación 103

$$C_{SC} = \frac{S_{cd} * I}{R} \leq \frac{S_{1d} * I}{R * T_C}$$

Ecuación 104

Donde:

R : Factor de modificación de respuesta, igual a 3.25

W_R : Peso de la cubierta del tanque, en este caso es 0

C_{SI} : Factor sísmico impulsivo

C_{SC} : Factor sísmico convectivo

$$C_{SI} = 0.35 \leq 1.23$$

Con la *Ecuación 102* se encuentra el factor sísmico impulsivo y su valor mínimo será el mayor de las siguientes dos relaciones:

$$C_{SI} \geq \frac{S_{1d} * I}{R}$$

Ecuación 105

$$C_{SI} \geq 0.14S_{cd} * I$$

Ecuación 106

Con la *Ecuación 103* se tiene: $C_{SI} = 0.56 * 1.5 / 3.25 = 0.26$ y con la *Ecuación 106*: $C_{SI} = 0.14 * 0.76 * 1.5 = 0.16$. Por lo tanto, se toma el valor para $C_{SI} = 0.35$ y se calcula el cortante basal por la componente impulsiva:



$$V_I = 0.35(34.61 Tm + 0 + 18.55 Tm) = \mathbf{18.60 Tn}$$

El factor sísmico convectivo es el menor valor encontrado con la *Ecuación 104*:

$$C_{SC} = 1.13 \leq 0.67$$

Por lo tanto, $C_{SC} = 0.67$ y con este valor se calcula el cortante basal debido a la componente convectiva:

$$V_C = 0.67(16.45 Tm) = \mathbf{11.05 Tn}$$

El cortante basal total es igual a:

$$V_T = \sqrt{(V_I)^2 + (V_C)^2}$$

Ecuación 107

$$V_T = 21.64 Tn$$

El momento en la base también se calcula debido a la componente impulsiva M_I y a la componente convectiva M_C .

$$M_I = C_{SI}(W_m * h_m + W_R * H_R + W_I * h_I)$$

Ecuación 108

$$M_C = C_{SC}(W_c * h_c)$$

Ecuación 109

Aplicando las ecuaciones anteriores se tiene:

$$M_I = 0.35(34.61 * 3.40 + 0 + 18.54 * 0.83) = \mathbf{46.54 Tn.m}$$

$$M_C = 0.67(16.45 * 1.34) = \mathbf{14.84 Tn.m}$$

El momento total en la base es igual a:

$$M_T = \sqrt{(M_I)^2 + (M_C)^2}$$

Ecuación 110

$$M_T = \sqrt{46.54^2 + 14.84^2} = \mathbf{48.84 Tn.m}$$

- Para que el tanque sea estable se verifica que el mismo no falle por deslizamiento ni volteo. El factor de seguridad de deslizamiento (F_d) y el de volteo (F_v), se determina así:



$$F_d = \frac{\delta * W_T}{V_T} \geq 1.5$$

Ecuación 111

$$F_v = \frac{M_R}{M_T} \geq 1.5$$

Ecuación 112

Donde:

W_T : Peso de la estructura del tanque y el líquido, Tn

δ : Coeficiente de fricción del concreto, $\delta = 0.50$

M_R : Momento resistente al volteo, Tn. m

$$W_T = W_m + W_p + W_L$$

Ecuación 113

$$W_T = 81.05 \text{ Tn}$$

$$F_d = \frac{0.5 * 81.05}{21.64} = 1.87$$

$$M_R = \frac{W_T * D}{2}$$

Ecuación 114

$$M_R = \frac{81.05 * 4.5}{2} = 182.36 \text{ Tn. m}$$

$$F_v = \frac{182.36}{48.84} = 3.73$$

Tanto el factor de deslizamiento como el de volteo son mayores a 1.5 por lo tanto, se puede garantizar la estabilidad del tanque.

5.3.3.5. Diseño de las paredes del tanque

Como se mencionó anteriormente, el tanque no tiene tapa, es decir, su borde superior es libre y su base es empotrada. El análisis inicia con la condición de carga 1 donde el tanque se encuentra lleno y la capacidad portante del suelo es nula; para esto se consideran las siguientes fuerzas:



- Fuerza de inercia de la pared o muro del tanque (P_{FW})

$$P_{FW} = \frac{S_{cd} * I}{R} * W_M = C_{SI} * W_m$$

Ecuación 115

$$P_{FW} = 0.35 * 34.61 = 12.11 \text{ Tn}$$

- Fuerza impulsiva en el muro del tanque (P_{FI})

$$P_{FI} = \frac{S_{cd} * I}{R} * W_I = C_{SI} * W_I$$

Ecuación 116

$$P_{FI} = 0.35 * 18.54 = 6.49 \text{ Tn}$$

- Fuerza convectiva en el muro del tanque (P_{FC})

$$P_{FC} = \frac{S_{cd} * I}{R} * W_C = C_{SC} * W_C$$

Ecuación 117

$$P_{FC} = 0.67 * 16.45 = 11.05 \text{ Tn}$$

5.3.3.6. Presiones en las paredes del tanque

Las presiones se encuentran distribuidas a lo largo del muro del tanque circular a diferentes alturas y se calculan de la siguiente manera:

- Presión debido a la fuerza impulsiva (P_{Iy}) para $0 \leq y \leq H_L$

$$P_{Iy} = P_I * \frac{[4 * H_L - 6 * h_I] - \left[(6 * H_L - 12 * h_I) * \frac{y}{H_L} \right]}{2 * (H_L)^2} = P_I * F_{Iy}$$

Ecuación 118

$$P_I = \frac{2 * P_{FI} * 1000 \text{ (kg/Tn)}}{\pi * r} * \cos \theta$$

Ecuación 119

$$P_I = \frac{2 * 6.49 * 1000}{\pi * 2.25} * 1 = 1836.01 \text{ kg}$$



- Presión debida a la fuerza convectiva (P_{Cy}) para $0 \leq y \leq H_L$

$$P_{Cy} = P_C * \frac{[4 * H_L - 6 * h_C] - \left[(6 * H_L - 12 * h_C) * \frac{y}{H_L} \right]}{2 * (H_L)^2} = P_C * F_{Cy}$$

Ecuación 120

$$P_C = \frac{16 * P_{FC} * 1000 \text{ (kg/Tn)}}{9 * \pi * r} * \cos \theta$$

Ecuación 121

$$P_C = \frac{16 * 11.05 * 1000 \text{ (kg/Tn)}}{9 * \pi * 2.25} * 1 = 2780.23 \text{ kg}$$

Se toma $\cos \theta = 1$ para tener mayor rango de seguridad.

Los valores de P_{Iy} y P_{Cy} , se encuentran en la *Tabla 54* y *Tabla 55*, respectivamente.

Tabla 54

Determinación de la presión impulsiva en el tanque circular

Presión impulsiva en el tanque circular			
%y	y (m)	$F_{Iy} (/m)$	$P_{Iy} (\text{kg/m}^2)$
Superior	2.20	0.0569	104.47
0.9	1.98	0.0910	167.08
0.8	1.76	0.1250	229.51
0.7	1.54	0.1591	292.11
0.6	1.32	0.1932	354.72
0.5	1.10	0.2273	417.33
0.4	0.88	0.2614	479.94
0.3	0.66	0.2955	542.55
0.2	0.44	0.3296	605.15
0.1	0.22	0.3637	667.76
Fondo	0.00	0.3978	730.37

**Tabla 55***Determinación de la presión convectiva en el tanque circular*

Presión convectiva en el tanque circular			
%y	y (m)	$F_{Cy} (/m)$	$P_{Cy} (kg/m^2)$
Superior	1.90	0.4053	988.52
0.9	1.71	0.3769	919.26
0.8	1.52	0.3485	849.99
0.7	1.33	0.3200	780.48
0.6	1.14	0.2916	711.21
0.5	0.95	0.2632	641.94
0.4	0.76	0.2348	572.68
0.3	0.57	0.2064	503.41
0.2	0.38	0.1779	433.90
0.1	0.19	0.1495	364.63
Fondo	0.00	0.1211	295.37

- Presión debida a la fuerza inercia del muro (P_W)

$$P_W = \frac{P_{FW} * 1000(kg/Tn)}{2 * H_m * \pi * r}$$

Ecuación 122

$$P_W = \frac{12.11 * 1000}{2 * 3.4 * \pi * 2.25} = 252 \text{ kg/m}^2$$

- Presión hidrostática (P_A)

$$P_A = \gamma_w * H_L$$

Ecuación 123

$$P_A = 1000 * 2.2 = 2200 \frac{kg}{m^2}$$



5.3.3.7. *Determinación de momentos y cortantes usando los coeficientes de distribución del PCA*

Para establecer las tablas del PCA a usar, se tiene $(H_L^2)/(D * t_w) = 2.7$ y con las condiciones de apoyo del tanque descritas anteriormente, se deben ocupar las Tablas A-1 (Tension in circular rings, Triangular load), A-2 (Moments in cylindrical wall, Triangular load), A-3 (Tension in circular rings, Rectangular load), A-4 (Moments in cylindrical wall, Rectangular load) y A-12 (Shear at Base of Cylindrical wall). En estas tablas para los momentos el signo positivo indica flexión en el exterior.

Para emplear estas tablas se dividen las presiones impulsiva y convectiva en cargas rectangulares y triangulares.

- Determinación de tensiones anulares (T_y) y momentos (M_x), usando las siguientes relaciones:

$$T_y = Coef_T * P * r$$

Ecuación 124

$$M_x = Coef_{Mx} * P * H_L^2$$

Ecuación 125

Donde:

P : Presión analizada en P, en kg/m^2

Los resultados de las tensiones anulares y momentos debidos a la presión impulsiva se encuentran en la *Tabla 56*. Los coeficientes fueron tomados de la Tabla A-1 y A-3 para $(H_L^2)/(D * t_w) = 2$, teniendo así un mayor rango de seguridad.

**Tabla 56***Resultados de la tensión anular debido a la presión impulsiva*

Tensión anular debido a la presión impulsiva					
Presión rectangular		Presión triangular			
Superior:		Superior:			
	$P_{RIy} (kg/m^2)$	104.39	$P_{TIy} (kg/m^2)$	0.00	
Fondo:		Fondo:			
	$P_{RIy} (kg/m^2)$	104.39	$P_{TIy} (kg/m^2)$	626.34	
Tensión anular					
$H_L = 1.9 \text{ m}$		$T_y = Coef_T * P * r$			
T_I	Rectangular		Triangular		$T_I (kg/m)$
	Coef	T_{IRy}	Coef	T_{ITy}	$T_{IRy} + T_{ITy}$
Superior	1.253	294.30	0.234	329.77	624.07
0.1	1.140	268.70	0.25	353.73	622.43
0.2	1.040	244.51	0.27	384.73	629.24
0.3	0.929	218.20	0.285	401.64	619.84
0.4	0.806	189.31	0.285	401.64	590.95
0.5	0.667	156.66	0.274	386.14	542.80
0.6	0.514	120.73	0.232	326.95	447.68
0.7	0.345	81.03	0.172	242.39	323.43
0.8	0.186	43.69	0.104	146.56	190.25
0.9	0.055	12.92	0.031	43.69	56.61
Fondo	0.000	0.00	0.000	0.00	0.00

De las Tablas A-2 y A-4 se tomaron los coeficientes para determinar los momentos, cuyos resultados se presentan en la *Tabla 57*.

**Tabla 57***Resultados de los momentos en x debido a la presión impulsiva*

Momentos en “x” debido a la presión impulsiva						
Presión rectangular			Presión triangular			
Superior:				Superior:		
	$P_{RIy} \text{ (kg/m}^2)$	104.39		$P_{TIy} \text{ (kg/m}^2)$	0.00	
Fondo:				Fondo:		
	$P_{RIy} \text{ (kg/m}^2)$	104.39		$P_{TIy} \text{ (kg/m}^2)$	626.34	
Momento en x						
$H_L = 1.9 \text{ m}$		$M_x = \text{Coef}_{Mx} * P * H_L^2$				
$r = 2.25 \text{ m}$						
M_I	Rectangular		Triangular		$M_I \text{ (kg.m)}$	
	Coef	M_{IRx}	Coef	M_{ITx}	$M_{IRx} + M_{ITx}$	
Superior	0	0.00	0	0.00	0.00	0.00
0.1	0.0010	0.38	0.0010	2.26	2.64	
0.2	0.0036	1.36	0.0035	7.91	9.27	
0.3	0.0066	2.49	0.0068	15.38	17.86	
0.4	0.0088	3.32	0.0099	22.38	25.70	
0.5	0.0089	3.35	0.0120	27.13	30.49	
0.6	0.0059	2.22	0.0115	26.00	28.23	
0.7	-0.0019	-0.72	0.0075	16.96	16.24	
0.8	-0.0167	-6.29	-0.0021	-4.75	-11.04	
0.9	-0.0389	-14.66	-0.0185	-41.83	-56.49	
Fondo	-0.0719	-27.10	-0.0436	-98.58	-125.68	

Siguiendo el mismo procedimiento descrito anteriormente, se encuentran las tensiones anulares y momentos debido a la presión convectiva, a la presión de inercia y a la presión hidrostática de estos resultados se detallan en la *Tabla 58*, *Tabla 59*, *Tabla 60*, y *Tabla 61*.

**Tabla 58***Resultados de la tensión anular debido a la presión convectiva*

Tensión anular debido a la presión convectiva					
	Presión rectangular	Presión triangular			
Superior:		Superior:			
	$P_{RCY} \text{ (kg/m}^2\text{)}$	104.39	$P_{TCY} \text{ (kg/m}^2\text{)}$	0.00	
Fondo:		Fondo:			
	$P_{RCY} \text{ (kg/m}^2\text{)}$	104.39	$P_{TCY} \text{ (kg/m}^2\text{)}$	626.34	
Tensión anular					
$H_L = 1.9 \text{ m}$		$T_y = \text{Coef}_T * P * r$			
$r = 2.25 \text{ m}$					
T_c	Rectangular		Triangular		$T_c \text{ (kg/m)}$
	Coef	T_{CRy}	Coef	T_{CTy}	$T_{CRy} + T_{CTy}$
Superior	1.253	2786.89	0.234	-364.94	2421.94
0.1	1.140	2544.45	0.250	-391.46	2152.99
0.2	1.040	2315.36	0.270	-425.77	1889.59
0.3	0.929	2066.25	0.285	-444.48	1621.77
0.4	0.806	1792.68	0.285	-444.48	1348.20
0.5	0.667	1483.52	0.274	-427.33	1056.19
0.6	0.514	1143.22	0.232	-361.82	781.40
0.7	0.345	767.34	0.172	-268.25	499.09
0.8	0.186	413.70	0.104	-162.20	251.50
0.9	0.055	122.33	0.031	-48.35	73.98
Fondo	0.000	0.00	0.000	0.00	0.00

**Tabla 59***Resultados de los momentos en x debido a la presión convectiva*

Momentos en “x” debido a la presión convectiva					
	Presión rectangular	Presión triangular			
Superior:		Superior:			
$P_{RCy} \text{ (kg/m}^2)$	104.39	$P_{TCy} \text{ (kg/m}^2)$	0.00		
Fondo:		Fondo:			
$P_{RCy} \text{ (kg/m}^2)$	104.39	$P_{TCy} \text{ (kg/m}^2)$	626.34		
$H_L = 1.9 \text{ m}$			Momento en x		
$r = 2.25 \text{ m}$			$M_x = \text{Coef}_{Mx} * P * H_L^2$		
M_C	Rectangular		Triangular		$M_C \text{ (kg.m)}$
	Coef	M_{CRx}	Coef	T_{CTy}	$M_{CRx} + M_{CTx}$
Superior	1.253	2786.89	0.234	-364.94	2421.94
0.1	1.140	2544.45	0.250	-391.46	2152.99
0.2	1.040	2315.36	0.270	-425.77	1889.59
0.3	0.929	2066.25	0.285	-444.48	1621.77
0.4	0.806	1792.68	0.285	-444.48	1348.20
0.5	0.667	1483.52	0.274	-427.33	1056.19
0.6	0.514	1143.22	0.232	-361.82	781.40
0.7	0.345	767.34	0.172	-268.25	499.09
0.8	0.186	413.70	0.104	-162.20	251.50
0.9	0.055	122.33	0.031	-48.35	73.98
Fondo	0.000	0.00	0.000	0.00	0.00

**Tabla 60**

Resultados de la tensión anular y momentos en "x" debido a la presión de la inercia

Tensión anular y momentos en "x" debido a la presión de inercia				
Presión rectangular		Presión triangular		
Superior: P_W (kg/m^2)	252.00	Superior:		0.00
Fondo: P_W (kg/m^2)	252.00	Fondo:		0.00
Tensión anular		Momento en x		
$H_L = 1.9\ m$		$M_W = Coef_{Mx} * P * H_m^2$		
$r = 2.25\ m$		Rectangular		
T_W, M_W	Coef	T_W (kg/m)	Coef	M_W ($kg.m$)
Superior	1.253	710.45	0	0.00
0.1	1.140	648.65	0.0010	2.42
0.2	1.040	590.25	0.0036	8.72
0.3	0.929	526.74	0.0066	15.98
0.4	0.806	457.00	0.0088	21.31
0.5	0.667	378.19	0.0089	21.55
0.6	0.514	291.44	0.0059	14.29
0.7	0.345	195.62	-0.0019	-4.60
0.8	0.186	105.46	-0.0167	-40.44
0.9	0.055	31.19	-0.0389	-94.20
Fondo	0.000	0.00	-0.0719	-174.12

**Tabla 61**

Resultados de la tensión anular y momentos en "x" debido a la presión hidrostática

Tensión anular y momentos en "x" debido a la presión hidrostática				
	Presión rectangular		Presión triangular	
Superior:	0		Superior: $P_W (kg/m^2)$	0.00
Fondo:	0		Fondo: $P_W (kg/m^2)$	0.00
$H_L = 1.9 m$		Tensión anular $T_A = Coef_T * P * r$		Momento en x $M_A = Coef_{Mx} * P * H_L^2$
$r = 2.25 m$		Triangular		Triangular
T_A, M_A	Coef	$T_A (kg/m)$	Coef	$M_A (kg.m)$
Superior	1.253	5356.58	0	0.00
0.1	1.14	4890.60	0.0010	6.86
0.2	1.04	4450.28	0.0036	24.69
0.3	0.929	3971.48	0.0066	45.27
0.4	0.806	3445.65	0.0088	60.36
0.5	0.667	2851.43	0.0089	61.05
0.6	0.514	2197.35	0.0059	40.47
0.7	0.345	1474.88	-0.0019	-13.03
0.8	0.186	795.15	-0.0167	-114.55
0.9	0.055	235.13	-0.0389	-266.82
Fondo	0.000	0.00	-0.0719	-493.16

- El cortante en la base del muro debido a la distribución triangular (V_T) y a la presión rectangular (V_R), es igual a:

$$V_T = Coef_{C_s} * P * H_L$$

Ecuación 126

$$V_R = Coef_{C_s} * P * H_L$$

Ecuación 127



5.3.3.8. Verificación de la capacidad a cortante del hormigón

La capacidad a cortante dado por el hormigón está dada por:

$$\emptyset V_c = \emptyset * 0.53 * \sqrt{f'c} * b_w * d$$

Ecuación 128

Donde:

$\emptyset = 0.85$: Factor de reducción por cortante

b_w : Franja a ser analizada de concreto, $b_w = 1 m = 100 cm/m$

d : Distancia libre desde la fibra a compresión hasta el eje neutro de la varilla a tensión

$$d = t_w - \text{recubrimiento} - \frac{d_b}{2}$$

Ecuación 129

$$d = 30 - 5 - \frac{2.54 * \frac{3}{4}}{2} = 24.05 \text{ cm}$$

$$\emptyset V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{280} * 100 * 24.05 = 18127.74 \text{ kg}$$

En la *Tabla 62* se presentan los cortantes en la base para diferentes tipos de presión. Los valores de los coeficientes fueron tomados de la Tabla 12 del PCA-C.

Tabla 62

Obtención de los cortantes en la base del muro circular del tanque

Presión	Distribución	Fórmula	Coeficiente	Resultado (kg)	Total (kg)	$V_t = \sqrt{V_I^2 + V_c^2}$
Impulsiva	Triangular	$V_T = C_s * P_{Tly} * H_L$	0.299	355.82	429.21	
	Rectangular	$V_R = C_s * P_{Rly} * H_L$	0.370	73.39		
Convectiva	Triangular	$V_T = C_s * P_{Tly} * H_L$	0.299	-393.78	301.15	524.32
	Rectangular	$V_R = C_s * P_{Rly} * H_L$	0.370	694.93		
Hidrostática	Triangular	$V_A = C_s * P_A * H_L$	0.299	1079.39		

Con los resultados hallados se calcula el cortante último con la siguiente ecuación:

$$V_u = 1.3(1.7V_A + 1.0V_t)$$

Ecuación 130



$$V_u = 1.3(1.7 * 1079.39 + 1.0 * 52.32) = 3067.07 \text{ kg}$$

Finalmente se comprueba que: $V_u \leq \emptyset V_c$, como se puede ver esta condición se cumple, por lo tanto, el hormigón es capaz de soportar los esfuerzos que se presentan en la base debido a las diferentes presiones.

5.3.3.9. Obtención de las tensiones anulares y momentos sísmicos de diseño y totales

Para determinar los valores de las tensiones y momentos de diseño se debe sumar la presión de inercia (T_w , M_w) más la presión impulsiva (T_I , M_I), estos resultados se presentan en la *Tabla 63*.

Tabla 63

Resultados de las tensiones anulares y momentos en "x" de diseño sísmico

T_d, M_d	Tensión anular (kg/m)			Momentos en "x" (kg.m)		
	T_I	T_w	$T_d = T_I + T_w$	M_I	M_w	$M_d = M_I + M_w$
Superior	624.07	710.45	1334.52	0.00	0.00	0.00
0.1	622.43	648.65	1271.07	2.64	2.42	5.06
0.2	629.24	590.25	1219.48	9.27	8.72	17.99
0.3	619.84	526.74	1146.58	17.86	15.98	33.85
0.4	590.95	457.00	1047.95	25.70	21.31	47.01
0.5	542.80	378.19	920.99	30.49	21.55	52.04
0.6	447.68	291.44	739.11	28.23	14.29	42.51
0.7	323.43	195.62	519.04	16.24	-4.60	11.64
0.8	190.25	105.46	295.71	-11.04	-40.44	-51.48
0.9	56.61	31.19	87.79	-56.49	-94.20	-150.69
Fondo	0.00	0.00	0.00	-125.68	-174.12	-299.80

En la *Tabla 64* se muestran los momentos y tensiones anulares sísmicas totales T_t y M_t respectivamente, los cuales se calcularon con las siguientes ecuaciones:

$$T_t = \sqrt{T_c^2 + T_d^2}$$

Ecuación 131

$$M_t = \sqrt{M_c^2 + M_d^2}$$

Ecuación 132

**Tabla 64**

Resultados de las tensiones anulares y momentos en "x" de diseño sísmico totales

T_t, M_t	Tensión anular (kg/m)			Momentos en "x" (kg.m)		
	T_c	T_d	$T_t = \sqrt{T_c^2 + T_d^2}$	M_c	M_d	$M_t = \sqrt{M_c^2 + M_d^2}$
Superior	2421.94	1334.52	2765.27	0.00	0.00	0.00
0.1	2152.99	1271.07	2500.20	1.07	5.06	5.17
0.2	1889.59	1219.48	2248.93	4.09	17.99	18.45
0.3	1621.77	1146.58	1986.15	6.54	33.85	34.47
0.4	1348.20	1047.95	1707.59	6.63	47.01	47.48
0.5	1056.19	920.99	1401.35	1.73	52.04	52.07
0.6	781.40	739.11	1075.58	-7.72	42.51	43.21
0.7	499.09	519.04	720.07	-25.55	11.64	28.07
0.8	251.50	295.71	388.20	-54.34	-51.48	74.86
0.9	73.98	87.79	114.81	-92.52	-	176.83
					150.69	
Fondo	0.00	3445.65	3445.65	-147.48	-	334.11
					299.80	

5.3.3.10. Cálculo de las tensiones anulares y momentos sísmicos últimos

Los momentos y tensiones últimas se presentan en la *Tabla 65* y se calcularon aplicando los factores de mayoración de cargas establecidos en el ACI-318-19; aplicando las ecuaciones siguientes:

$$T_u = 2.10 T_A + 1.65 T_t$$

Ecuación 133

$$M_u = 1.66 M_A + 1.3 M_t$$

Ecuación 134

**Tabla 65***Resultados de las tensiones anulares y momentos en "x" sísmicos últimos*

T_u, M_u	Tensión anular (kg/m)			Momentos en "x" (kg.m)		
	T_A	T_t	T_u	M_A	M_t	M_u
Superior	5356.58	2765.27	15811.51	0.00	0.00	0.00
0.1	4890.60	2500.20	14395.59	6.86	5.17	18.11
0.2	4450.28	2248.93	13056.32	24.69	18.45	64.97
0.3	3971.48	1986.15	11617.25	45.27	34.47	119.96
0.4	3445.65	1707.59	10053.38	60.36	47.48	161.92
0.5	2851.43	1401.35	8300.21	61.05	52.07	169.02
0.6	2197.35	1075.58	6389.14	40.47	43.21	123.35
0.7	1474.88	720.07	4285.35	-13.03	28.07	14.86
0.8	795.15	388.20	2310.34	-114.55	74.86	-92.83
0.9	235.13	114.81	683.19	-266.82	176.83	-213.03
Fondo	0.00	3445.65	5685.32	-493.16	334.11	-384.30

5.3.3.11. Comprobación de los espesores del muro circular

Para verificar que el espesor del muro circular esté dentro de los valores recomendados por las normas, se realiza lo siguiente:

- Se calcula el esfuerzo del concreto debido al hendimiento usando la *Ecuación 135*, el valor hallado debe ser menor a $f_{ct} = 0.1 * f'c = 28 \text{ kg/cm}^2$

$$f_c = \frac{\varepsilon_c * E_c * A_s + T_u}{A_g + n * A_s}$$

Ecuación 135

Donde:

A_s : Área de acero para la tensión anular igual a:

$$A_s = \frac{T_u}{0.9 * f_y} = \frac{15811.51 \text{ kg/m} * 1\text{m}}{0.9 * 4200 \text{ kg/cm}^2} = 4.18 \text{ cm}^2$$

A_g : Área bruta del hormigón

$$A_g = b_w * d = 100 \text{ cm} * 24.05 \text{ cm} = 2405 \text{ cm}^2$$



5.3.3.12. Distribución del acero

Como se indicó en la sección anterior el signo negativo para los momentos corresponde a aquellos que se producen en la cara interna del muro y los positivos en la externa. Para calcular la cantidad de acero a colocar en estas zonas se realiza lo siguiente:

- Determinación de la cuantía balanceada (ρ_b):

$$\rho_b = \frac{0.85 * \beta_1 * f'c}{f_y} * \frac{6120}{6120 + f_y}$$

Ecuación 136

Para zonas sísmicas la cuantía es igual a $0.5 * \rho_b$

Donde:

$$\beta_1 = 0.85, \text{ para hormigón con } f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho_b = \frac{0.85 * 0.85 * 280 \text{ kg/cm}^2}{4200 \text{ kg/cm}^2} * \frac{6120}{6120 + 4200 \text{ kg/cm}^2}$$

$$\rho_b = 0.0286$$

$$0.5 * \rho_b = 0.0143$$

- Área del acero A_s en función de la cuantía

$$A_s = \rho * b_w * d$$

Ecuación 137

$$A_s = 0.0143 * 100 \text{ cm} * 24.05 \text{ cm} = 34.64 \text{ cm}^2$$

El acero mínimo $A_{s,\min}$ debe ser el mayor de las siguientes dos relaciones:

$$A_{s,\min} = \frac{0.8 * \sqrt{f'c}}{f_y} * b_w * d$$

Ecuación 138

$$A_{s,\min} = \frac{14}{f_y} * b_w * d$$

Ecuación 139

Por lo tanto, el área de acero mínimo es $A_{s,\min} = 8.02 \text{ cm}^2$



- Momento nominal

$$M_n = A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

Ecuación 140

Se debe cumplir siempre que la resistencia nominal de la estructura sea mayor a la resistencia última, es decir, $\phi * M_n \geq M_u$.

Donde:

$\phi = 0.9$, Coeficiente de reducción para la flexión

a : Área del rectángulo que trabaja a compresión del concreto, igual a:

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'c * b_w}$$

Se tiene como resultados: $a = 0.74 \text{ cm}$ y $\phi * M_n = 27284.92 \text{ kg.m}$. El momento nominal es mayor a los momentos últimos de la *Tabla 65*.

- Tensión nominal

Al igual que el momento nominal, la tensión nominal también deberá ser mayor a la tensión última de la estructura $\phi * T_n \geq T_u$

$$T_n = A_s * f_y$$

Ecuación 141

Calculando se tiene: $\phi * T_n = 129822.92 \text{ kg}$, esta tensión es mayor a las obtenidas en la *Tabla 65*.

La cantidad de acero para las caras internas y externas del muro, en función de sus momentos y tensiones anulares máximos, se muestran en la *Tabla 66* y *Tabla 67*.

**Tabla 66***Distribución del acero en la dirección "x"*

Cara interna del muro del tanque circular							
Momento negativo	A_s requerido	$A_{s,min}$	Acero colocado			$A_{s,colocado}$	$\emptyset * M_n$
(kg.m)	(cm ²)	(cm ²)	d_b	(mm)	Cantidad	Separación (cm)	(kg.m)
-384.30	0.43	8.02	16		4	25	8.05 -7149.58
Cara externa del muro del tanque circular							
Momento positivo	A_s requerido	$A_{s,min}$	Acero colocado			$A_{s,colocado}$	$\emptyset * M_n$
(kg.m)	(cm ²)	(cm ²)	d_b	(mm)	Cantidad	Separación (cm)	(kg.m)
169.02	0.19	8.02	16		4	25	8.05 7149.48

Tabla 67*Distribución del acero en la dirección "y"*

Cara interna y externa del muro del tanque circular							
Tensión anular	A_s requerido	$A_{s,min}$	Acero colocado			$A_{s,colocado}$	$\emptyset * T_n$
(kg)	(cm ²)	(cm ²)	d_b	(mm)	Cantidad	Separación (cm)	(kg)
15811.51	0.18	8.02	16		4	25	8.05 30429.00

5.3.4. Diseño del filtro lento de arena usando ferrocemento

El ferrocemento es un material homogéneo, formado por un mortero y mallas de alambre.

Se analizará el diseño del filtro de arena con ferrocemento debido a que este material tiene una buena respuesta ante sismos, además los materiales que se usan para su construcción son fáciles de transportar a zonas de difícil acceso y en comparación con otros materiales su costo se reduce al 50 %.

5.3.4.1. *Predimensionamiento*

Para el diseño del tanque circular de ferrocemento se usan los siguientes datos. Las dimensiones corresponden a las halladas en el apartado anterior.

Altura del tanque (H) = 2.40 m

Diámetro del tanque (d) = 4.50 m

Volumen del tanque (V) = 38.17 m³

Capacidad portante del suelo (q_u) = 2.05 kg/cm²

Resistencia del hormigón ($f'c$) = 210 kg/cm²

Peso específico del agua (γ_w) = 1000 kg/m³



5.3.4.2. *Mayoración de cargas*

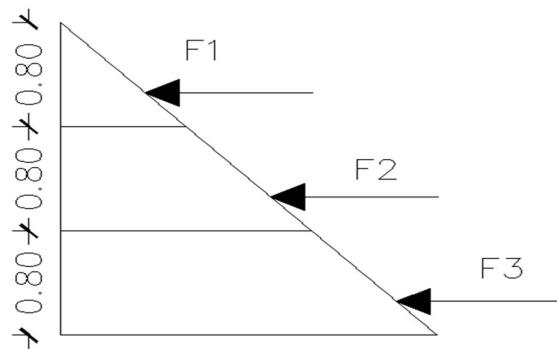
La comunidad Namza Grande se encuentra en una zona altamente sísmica, por lo tanto, se mayorá la carga del agua debido al sismo en un 60 %.

$$\gamma_w = 1.6 * 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 1600 \text{ kg/m}^3$$

$$q = \gamma_w * H$$
$$q = 1600 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 2.40 \text{ m} = 3840 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

5.3.4.3. *Diseño de las paredes*

La pared del tanque se divide en tres franjas iguales, con una altura de 0.80 m. Posteriormente se calculan las fuerzas actuantes F1, F2 y F3.



$$F1 = \gamma_w * H_1 * \frac{d}{2} = 1600 * 0.80 * \frac{4.50}{2} = \frac{2880 \text{ kg}}{\text{m}}$$
$$F2 = \gamma_w * H_2 * \frac{d}{2} = 1600 * 1.60 * \frac{4.50}{2} = \frac{5760 \text{ kg}}{\text{m}}$$
$$F3 = \gamma_w * H_3 * \frac{d}{2} = 1600 * 2.40 * \frac{4.50}{2} = \frac{8640 \text{ kg}}{\text{m}}$$

5.3.4.4. *Diseño con la franja de mayor fuerza*

Se selecciona la franja con mayor fuerza, es decir $F3 = 8640 \text{ kg/m}$, y se determina la carga de diseño (F_d), considerando un factor de seguridad (f_s) igual a 1.40.

$$F_d = 8640 * 1.40 = 12096 \text{ kg/m}$$

A continuación, se considera la sección transversal de la pared con un ancho unitario $b = 100 \text{ cm} = 1 \text{ m}$ y la resistencia al agrietamiento del ferrocemento $\sigma_{agr} = 50 \text{ kg/cm}^2$; para realizar una primera aproximación para encontrar el ancho de la pared (t) usando las siguientes ecuaciones:

$$A = \frac{F_d}{\sigma_{agr}} = 241.92 \text{ cm}^2$$

$$A = t * b$$



$$t = \frac{A}{b} = \frac{241.92 \text{ cm}^2}{100 \text{ cm}} = 2.42 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se adopta un espesor de la pared igual a 10 cm.

5.3.4.5. *Determinación de la malla*

Para seleccionar la malla y el número de mallas que se usarán se considera la resistencia del mortero a tracción directa (R_b) = 27 kg/cm² y se aplican las siguientes ecuaciones:

$$SL = \frac{\pi * d * n}{a * t}$$

Donde:

SL: Superficie específica de la zona traccionada o comprimida, mm⁻¹

d: diámetro del alambre, mm

n: número de mallas

a: apertura de las mallas, mm

Adoptando a = 10 mm, d = 6 mm, se obtuvo SL = 0.09 mm⁻¹ y n = 5

5.3.4.6. *Espaciamiento entre mallas*

Se debe determinar un espaciamiento adecuado que permita acomodar el número de mallas calculado en la sección anterior, para lo cual se considera un recubrimiento (r) de 6 mm y aplicando la siguiente ecuación se obtiene el espaciamiento entre mallas.

$$t = e(n - 1) + 2r$$

$$e = \frac{t - 2r}{n - 1} = \frac{10 * 10 - 2 * 6}{5 - 1} = 22 \text{ mm}$$

5.3.4.7. *Comprobación de resultados*

Para estructuras de almacenamiento de agua es recomendable que la superficie específica no sea menos a 0.10 mm⁻¹ y según el ACI-549.1R-4.5c la superficie específica total no debe ser menor que 0.16 mm⁻¹.

$$SL = \frac{\pi * d * n}{a * t} = \frac{\pi * 6 \text{ mm} * 9}{10 \text{ mm} * 100 \text{ mm}} = 0.17 \text{ mm}^{-1} \rightarrow \mathbf{CUMPLE}$$

En cuanto al volumen de refuerzo en ambas direcciones, este valor no debe ser menor a 3.5 % para estructuras que sirven como reservorios de agua.

$$Vf = \frac{\pi * d^2 * n}{4 * a * t} * 100 = 25.45 \% \rightarrow \mathbf{CUMPLE}$$



5.3.5. Diseño del filtro grueso dinámico y filtro grueso ascendente

5.3.5.1. *Predimensionamiento*

Los filtros grueso dinámico y grueso ascendente se diseñarán como tanques rectangulares cuyas dimensiones iniciales son el resultado del diseño hidráulico. Se considera la siguiente nomenclatura:

- a*: altura del tanque, en metros
- b*: largo del tanque, en metros
- c*: ancho del tanque, en metros
- t_w*: espesor de las paredes del tanque, en metros

Para el espesor de las paredes del tanque, según el PCA recomienda un valor mínimo de 20 cm para tanques rectangulares; por lo tanto, para estos tanques se tomó un espesor de 25 cm.

5.3.5.2. *Diseño estructural de los tanques rectangulares*

Para el diseño estructural de los tanques rectangulares se usa la norma ACI 350.3-06 básicamente se sigue el mismo procedimiento que se realizó en la sección anterior para el tanque circular correspondiente al filtro lento de arena; por lo tanto, a continuación, se resume el cálculo de los parámetros más importantes necesarios para su diseño.

- **Borde libre**

Para los tanques rectangulares el borde libre o altura de revancha se calcula de la siguiente manera:

$$d_{máx} = \frac{S_{1d} * I}{1.4 * T_c} \left(\frac{L}{2} \right)$$

Ecuación 142

Donde *L* debe ser tomada como la longitud del tanque.

- **Estimación de los pesos del líquido en el tanque**

Se debe establecer la relación entre la longitud del tanque y la altura del líquido, es decir, *L/H_L*. Con esta relación se usan la *Figura 9.2* del ACI 350.3-06 para determinar *W_c/W_L* y *W_i/W_L* las razones de masa impulsiva y convectiva respectivamente. También se pueden determinar usando las siguientes ecuaciones:

$$\frac{W_i}{W_L} = \frac{\tanh[0.866(L/H_L)]}{0.866(L/H_L)}$$

Ecuación 143



$$\frac{W_c}{W_L} = 0.264(L/H_L) \tanh[3.16(H_L/L)]$$

Ecuación 144

Donde W_L es el peso del líquido contenida en el tanque igual al volumen del tanque por su peso específico.

- **Alturas centroidales**

Las alturas centroidales determinan el punto donde actúan las masas convectiva e impulsiva, para lo cual de la *Figura 9.3* del ACI 350.3-06 con la razón L/H_L se escogen los valores de h_i/H_L y h_c/H_L factores de altura impulsiva y convectiva respectivamente.

- **Periodo de la componente impulsiva T_I y convectiva T_C**

Para calcular el periodo de la componente impulsiva (T_I) se usa la siguiente ecuación:

$$T_I = 2\pi \sqrt{\frac{W}{gK}}$$

Ecuación 145

Donde:

W : Peso de los muros, cubierta y masa impulsiva, en toneladas

g : Aceleración de la gravedad, 9.81 m/s^2

K : Rígidez del muro de concreto, en toneladas/metro, igual a:

$$K = \frac{E_c}{48} \left(\frac{t_w}{h} \right)^3$$

Ecuación 146

E_c : módulo de elasticidad del concreto. $E_c = 57000\sqrt{f'c} = 57000\sqrt{4000 \text{ Psi}} = 3604.99 \text{ ksi}$

h : altura media, donde actúa la inercia y el contenido del tanque, en metros y se obtiene con la siguiente ecuación:

$$h = \frac{h_w * W_w + h_i * W_i}{W_w + W_i}$$

Ecuación 147

$$h_w = 0.5H_w$$

Ecuación 148



Donde:

H_w : Altura total del muro, en metros

W_w : Peso de los muros, en toneladas

Para la componente convectiva se aplica la siguiente ecuación:

$$T_C = \frac{2\pi}{\lambda} \sqrt{L}$$

Ecuación 149

El valor de $2\pi/\lambda$ se obtiene de la *Figura 9.9* del código ACI 350.3-06.

- **Cálculo del cortante y momento en la base**

Para calcular el cortante y momento en la base de los tanques se realiza el procedimiento del apartado 5.3.3.4

- **Distribución del acero de refuerzo**

Usando las ecuaciones descritas en la sección 5.3.3.12 se realiza la distribución de acero en el filtro dinámico y en el filtro ascendente y sus resultados se presentan en la *Tabla 68* y *Tabla 69* para la dirección X.

Tabla 68

Filtro dinámico. Distribución del acero vertical

Mu_x	Distribución del acero para el lado "X"						d	a	$\emptyset M_n$			
	A_s requerido	A_s mínimo	Refuerzo suministrado									
	$kg.m$	cm^2	cm^2	\emptyset mm	s cm	As cm^2						
Esquina	-17.73	0.02	6.47	12	17	6.79	19.4	1.20	-5361.64			
0.3 b & 0.7 b	79.79	0.11	6.47	12	17	6.79	19.4	1.20	5361.64			
0.5 b	96.75	0.14	6.47	12	17	6.79	19.4	1.20	5361.64			

Tabla 69

Filtro ascendente. Distribución del acero vertical

Mu_x	Distribución del acero para el lado "X"						d	a	$\emptyset M_n$			
	A_s requerido	A_s mínimo	Refuerzo suministrado									
	$kg.m$	cm^2	cm^2	\emptyset mm	s cm	As cm^2						
Esquina	-10.32	0.01	6.47	12	17	6.79	19.4	1.20	-5361.64			
0.3 b & 0.7 b	89.77	0.12	6.47	12	17	6.79	19.4	1.20	5361.64			
0.5 b	109.31	0.15	6.47	12	17	6.79	19.4	1.20	5361.64			



La cantidad de acero para el cortante se determina usando la siguiente ecuación:

$$A_s = \frac{N_u}{0.9f_y}$$

Ecuación 150

Donde:

N_u : Carga axial última, igual a $N_u = 1.65 * 1.7 * V$ y V es el cortante producido debido a la presión hidrostática (P_A), igual a $V = 0.34 * P_A * a$

Este valor obtenido de A_s se debe adicionar en las esquinas en el lado corto y en ambas caras del muro. Calculando se tiene $A_s = 0.26 \text{ cm}^2$.

En la *Tabla 70* y *Tabla 71* se observa la distribución del acero horizontal para el filtro dinámico y el filtro ascendente.

Tabla 70

Filtro dinámico. Distribución del acero horizontal

Mu_y	Distribución del acero para el lado "Y"							$\emptyset M_n$
	A_s requerido	A_s mínimo	Refuerzo suministrado	d	a			
	$kg.m$	cm^2	$kg.m$	cm	cm	$kg.m$	$kg.m$	
Esquina	-86.89	0.12	6.47	12	17	6.79	19.4	1.20 -5361.64
0.3 b & 0.7 b	126.16	0.17	6.47	12	17	6.79	19.4	1.20 5361.64
0.5 b	169.44	0.23	6.47	12	17	6.79	19.4	1.20 5361.64

Tabla 71

Filtro ascendente. Distribución del acero horizontal

Mu_y	Distribución del acero para el lado "Y"							$\emptyset M_n$
	A_s requerido	A_s mínimo	Refuerzo suministrado	d	a			
	$kg.m$	cm^2	$kg.m$	cm	cm	$kg.m$	$kg.m$	
Esquina	-49.41	-0.07	6.47	12	17	6.79	19.4	1.20 -5361.64
0.3 b & 0.7 b	155.07	0.21	6.47	12	17	6.79	19.4	1.20 5361.64
0.5 b	207.36	0.28	6.47	12	17	6.79	19.4	1.20 5361.64

El detallamiento del acero para el filtro dinámico y el filtro ascendente se puede observar en los planos estructurales que se encuentran en los anexos.



- **Control de fisuras**

Para evitar que se presenten fisuras en el tanque es necesario controlar las fisuras, esto se puede realizar calculando el espaciamiento máximo del acero de refuerzo ($s_{máx}$).

$$f_s = \frac{M_u}{\frac{A_s}{10000} \times j \times \frac{d}{100}}$$

Ecuación 151

$$j = 1 - \frac{\sqrt{2\rho n + (\rho n)^2} - \rho n}{3}$$

Ecuación 152

$$s = 100 \times \frac{z^3}{2 \left(\frac{t_w - d}{100} \right)^2 \times f_s^3}$$

Ecuación 153

Donde:

M_u : Máximo momento de flexión vertical, en $kg.m$

d : Peralte efectivo, en cm

f_s : Esfuerzo de servicio del acero igual al 45 % f_y , según el ACI 350

z : Límite de refuerzo flexural, aproximadamente 20536.6 kg/cm según el ACI 350

ρ : Cuantía

n : Relación modular

Se obtuvo una separación máxima del acero de 20.45 cm el cuál es mayor que 17 cm, calculado anteriormente; por lo tanto, se puede controlar el ancho de las grietas.

5.3.6. Diseño de la cimentación

Existen diferentes tipos de cimentaciones sobre las cuales se asientan las estructuras horizontales como son los tanques, sin embargo, para su elección se deben tener en cuenta factores como: capacidad admisible del suelo, tipo y dimensiones del tanque, disponibilidad de materiales y costo. Para los filtros se escogió una losa de cimentación corrida debido a que la zona de estudio es altamente sísmica y presentan asentamientos elásticos considerables. La losa de cimentación corrida es aplicable en tanque cuyas dimensiones son relativamente pequeñas y se colocan sin juntas de construcción con el objetivo de impermeabilizar el tanque.



Para el diseño de la losa de cimentación se debe considerar el peso de la estructura del tanque, la cantidad de agua almacenada y las fuerzas que se producen debido al sismo; para su análisis se toma un metro de ancho y se mayoran las cargas.

5.3.6.1. Losa de cimentación para el tanque circular

En la *Tabla 72* se resumen algunos valores obtenidos del diseño estructural del tanque realizado en la sección anterior y de los materiales usados para el mismo.

Tabla 72

Resumen del análisis estructural del filtro lento de arena y propiedades de los materiales

Información	Propiedad	Símbolo	Valor	Unidad
Suelo de cimentación	Carga admisible del suelo	q_{adm}	20.84	t/m^2
	Coeficiente de fricción entre el suelo y la cimentación	u	0.50	
Estabilidad del tanque	Factor de seguridad al deslizamiento	F_s	1.90	
	Factor de seguridad al volcamiento	F_v	4.15	
Losa de cimentación	Diámetro de la cimentación	D_{cim}	6.10	m
	Espesor de la losa de cimentación	h_{cim}	0.50	m
Materiales	Resistencia a la compresión del hormigón	$f'c$	280.00	kg/cm^2
	Fluencia del acero	f_y	4200.00	kg/cm^2
	Peso específico del hormigón armado	γ	2.40	kg/m^3
	Factor de carga viva	FC_{viva}	1.60	
	Factor de carga muerta	FC_{muerta}	1.20	
	Factor por sismo	FC_{sismo}	1.00	
	Recubrimiento de la losa	Rec_{var}	7.50	cm
Tanque	Diámetro de la varilla de la losa	\emptyset	20.00	mm
	Peso total de las paredes	W_w	31.55	t
	Peso de la cimentación	W_{cim}	21.04	t
	Peso del agua en el tanque	W_L	30.22	t
	Momento en la base de la pared	M_1	0.33	$t.m$
	Momento debido a la presión hidrodinámica	M_b	48.76	$t.m$
	Momento volcante del tanque	M_v	20.16	$t.m$
	Cortante basal	V	19.27	t
	Diámetro exterior de las paredes	$D + 2c$	5.10	m

A continuación, se describe el procedimiento y los cálculos que se realizaron para el diseño estructural de la losa de cimentación para el tanque circular correspondiente al filtro lento de arena:



- Obtención de los momentos últimos de diseño, es decir, mayoración de cargas

$$Wu_{w1} = FC_{muerta} * W_m = 37.86 t$$
$$Wu_{cim1} = FC_{muerta} * W_{cim} = 25.75 t$$

$$Wu_{L1} = FC_{viva} * W_L = 48.35 t$$
$$Mu_1 = FC_{viva} * M1 = 0.53 t \cdot m/m$$

- Cálculo de la fuerza total resultante (R) en el tanque

$$R = Wu_{w1} + Wu_{cim1} + Wu_{L1} = 111.47 t$$

- Determinación de la presión de contacto con el suelo (q_{sun1})

$$q_{sun1} = \frac{R}{A_T}$$

Ecuación 154

Donde:

A_T : Área total de la cimentación igual a $\pi * \frac{(D_{cim})^2}{4}$

$$q_{sun1} = 3.81 t/m^2$$

- Se encuentra el factor de ajuste (f_{ajuste}) para determinar la presión de contacto última (q_{sun})

$$2 * \frac{W_w}{\pi D} + \frac{Wu_{L1}}{A_L} \cdot D + \frac{Wu_{cim1}}{A_L} \cdot D_{cim} = q_{sun} \cdot D_{cim}$$

$$24.31 t = 23.27 t$$

$$f_{ajuste} = \frac{24.31}{23.27} = 1.045$$

$$q_{sun} = q_{sun1} * f_{ajuste} = 4 t/m^2$$

- Cargas que actúan en la losa de cimentación

$$W_1 = q_{sun} - \frac{Wu_{cim}}{A_T} - \frac{Wu_L}{A_L} = 0.096 t/m$$

$$W_2 = q_{sun} - \frac{Wu_{cim}}{A_T} = 3.14 t/m$$



$$W_{u_w} = \frac{W_{u1}}{\pi \cdot D} = 2.68 \text{ t/m}$$

$$M_u = M_{u1} + \frac{M_b}{\pi \cdot D} = 3.98 \text{ t.m/m}$$

- Comprobación del espesor de la losa debido al momento y al cortante

$$\emptyset V_n \geq V_u$$

$$V_u = 2.68 \text{ t}$$

$$\emptyset V_n = \emptyset * 0.53 * \sqrt{f'c} * L_u * d_c$$

Ecuación 155

$$d_c = 30 \text{ cm} - 7.5 \text{ cm} - \frac{2 \text{ cm}}{2} = 21.5 \text{ cm}$$

$$\emptyset V_n = 0.85 * 0.53 * \sqrt{280} * 100 * 21.5 = 16207.36 \text{ kg} = 16.21 \text{ t}$$

$$\therefore 16.21 \text{ t} > 2.68 \text{ t} \quad \text{Cumple}$$

En el tanque los momentos negativos son mayores dado que los momentos que los muros le transmiten a la losa son mayores.

$$M_u = 3.12 \text{ t.m/m}$$

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{u * f'c * b_{Est}}}$$

Ecuación 156

Donde:

$$u = 0.1448$$

$$d = 9 \text{ cm}$$

El espesor de la losa es igual a:

$$t_{calc} = d + rec + \frac{\emptyset}{2}$$

$$t_{calc} = 9 \text{ cm} + 7.5 \text{ cm} + \frac{2 \text{ cm}}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

Por lo tanto, el espesor de la losa asumido inicialmente es correcto.



- Cálculo del acero de refuerzo debido al momento para la losa de cimentación

$$A_s = 0.85 * \frac{f'c}{f_y} * b * d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 M_u}{\emptyset * b * d^2 * f'c}} \right]$$

Ecuación 157

Donde:

$$d = h_{cim} - Rec_{var} - \frac{\emptyset}{2} = 21.5 \text{ cm}$$

$$\therefore A_s = 5.02 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Verificación del acero mínimo y máximo

Usando la *Ecuación 138* y la *Ecuación 139* para calcular el área de acero mínimo se tiene, $A_{s_{mín}} = 6.85 \text{ cm}^2/\text{m}$. La cuantía de acero por temperatura es $\rho_{temp} = 0.0018$ con lo cual se tiene $A_{s_{temp}} = 3.87 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Usando los resultados obtenidos en la sección 5.3.3.12 (Distribución del acero) $\rho_b = 0.0286$ y $0.5 * \rho_b = 0.0143$, se calcula el acero máximo para la losa, $A_{s_{máximo}} = 30.71 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Por lo tanto, se escoge el área de acero igual a $6.85 \text{ cm}^2/\text{m}$ para que cumpla con el mínimo y máximo.

5.3.6.2. Losa de cimentación para tanques rectangulares

En la *Tabla 73* se presentan los parámetros de los materiales que conformarán la losa, así como los momentos y pesos de la estructura de los tanques rectangulares que serán transmitidas a la losa.

**Tabla 73**

Resumen del análisis estructural de los tanques rectangulares y propiedades de los materiales a usar

Información	Propiedad	Símbolo	FGDi	FGAC	Unidad
Suelo de cimentación	Carga admisible del suelo	q_{adm}	16.97	16.51	t/m^2
	Coeficiente de fricción entre el suelo y la cimentación	u	0.50	0.50	
Estabilidad del tanque	Factor de seguridad al deslizamiento	F_s	3.86	4.01	
	Factor de seguridad al volcamiento	F_v	3.33	9.13	
Losa de cimentación	Ancho del borde perimetral	E	0.70	0.70	m
	Ancho total de la cimentación	B_{cim}	2.50	2.70	m
	Longitud total de la cimentación	L_{cim}	4.90	9.90	m
	Espesor de la losa de cimentación	h_{cim}	0.50	0.50	m
Materiales	Resistencia a la compresión del hormigón	$f'c$	280.00	280.00	kg/cm^2
	Fluencia del acero	f_y	4200.00	4200.00	kg/cm^2
	Peso específico del hormigón armado	γ	2.40	2.40	kg/m^3
	Factor de carga viva	FC_{viva}	1.60	1.60	
	Factor de carga muerta	FC_{muerta}	1.20	1.20	
	Factor por sismo	FC_{sismo}	1.00	1.00	
	Recubrimiento de la losa	Rec_{var}	7.50	7.50	cm
	Diámetro de la varilla de la losa	\emptyset	16	16	mm
Tanque	Peso total de las paredes	W_w	8.28	18.90	t
	Peso de la cimentación	W_{cim}	4.61	16.20	t
	Peso del agua en el tanque	W_L	1.98	13.20	t
	Momento en la base de la pared	M_1	0.11	0.13	$t.m$
	Momento debido a la presión hidrodinámica en X	M_{b_x}	0.69	1.73	$t.m$
	Momento debido a la presión hidrodinámica en Y	M_{b_y}	0.99	2.64	
	Momento volcante del tanque	M_v	0.69	3.50	$t.m$
	Cortante basal en la dirección X	V_x	0.81	2.49	t
	Cortante basal en la dirección Y	V_y	1.20	3.49	t

Para el diseño de las losas de cimentación para los tanques rectangulares se siguió el mismo procedimiento realizado para el tanque circular; los valores límites de las áreas del acero de refuerzo son:

$$A_{s_{mín}} = 7.23 \text{ } cm^2$$

$$A_{s_{máx}} = 46.49 \text{ } cm^2$$



En la *Tabla 74* se presentan los momentos últimos que se producen en la losa, con estos momentos se calcula la cantidad de acero necesario para resistir dichos momentos y que cumplan con los límites del acero.

Tabla 74

Acero a colocar en la losa de cimentación

Tanque	Dirección	M_u (t.m)	d (m)	A_s calculado (cm^2)	\emptyset colocado (mm)	A_b real (cm^2)	Nº de varillas	A_s colocado (cm^2)	s (cm)
1	B	1.81	0.22	2.25	16	2.01	4	8.05	25
	L	1.79	0.22	2.23	16	2.01	4	8.05	25
2	B	1.88	0.42	1.20	20	3.14	5	15.71	20
	L	1.86	0.42	1.19	20	3.14	5	15.71	20

Los detalles de la distribución del acero de las losas de cimentación del filtro grueso dinámico, grueso ascendente y lento de arena, se encuentran en las láminas 7, 9 y 11 respectivamente.

5.3.7. Piso membrana

El piso membrana sirve únicamente para retener el líquido en el tanque, es decir, no aporta ninguna función estructural al mismo. Entre las recomendaciones que se dan para el piso membrana se tienen que el espesor mínimo que debe ser de 25 cm y se puede colocar dos emparrillados de varillas cuyo recubrimiento será mayor o igual a 5 cm.

5.3.8. Juntas

Debido a las cargas de la estructura o condiciones del ambiente como la humedad y la temperatura, el hormigón puede experimentar ciertos cambios de contracción o expansión; por lo tanto, es necesario diseñar juntas las cuales servirán como un mecanismo de liberación de esfuerzos.

Existen diferentes tipos de juntas, sin embargo, las que se colocarán en los muros de los tanques son juntas de construcción. Este tipo de juntas se puede observar en la *Figura 25* y tiene las siguientes características:

- Facilita la construcción
- Se colocan donde el cortante y el momento flexionante son menores para que no se altere la resistencia del tanque
- Requieren de un dispositivo que retenga el líquido debido a que el acero de refuerzo se coloca a través de estas juntas.



Los dispositivos que retienen agua generalmente son de caucho, metal, P.V.C y otros materiales. En los tanques de agua generalmente se usan bandas de PVC debido a que son flexibles y actúan como barreras para evitar el paso del agua; para su colocación es necesario que se sujeten fijamente sus extremos y bordes.

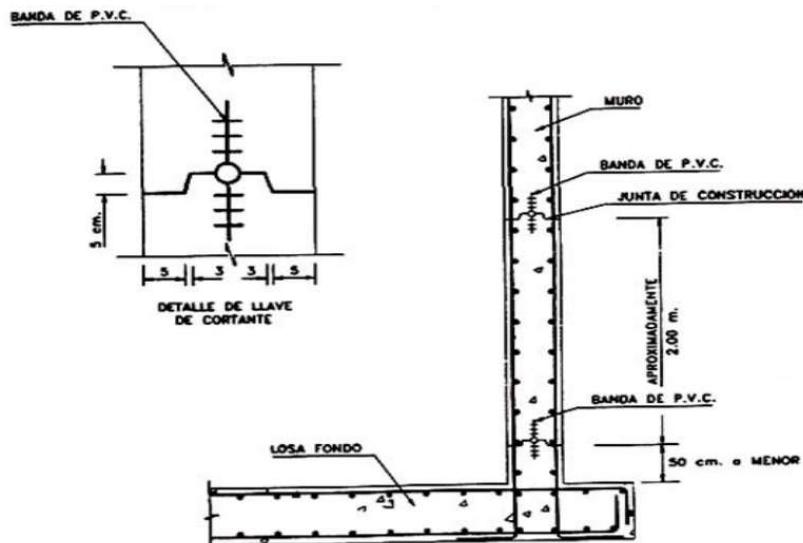


Figura 25: Junta de construcción. Tomado de Manual de Agua potable, alcantarillado y saneamiento (p. 202), por Comisión Nacional del Agua, 2007



CAPÍTULO 6

MANUAL DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO

El manual es una guía general para el personal responsable de las actividades de operación y mantenimiento del sistema de agua potable.

Antes de poner en marcha el sistema, se debe verificar que no existan residuos de la construcción u otro tipo de suciedad. Además, se debe realizar una desinfección de la conducción y de los filtros con una dosis de 50 mg/l de cloro libre, mantenerla por 4 horas y evacuar a la tubería de limpieza.

6.1. Línea de conducción

Operación

Para poner en marcha la línea de conducción se debe proceder de la siguiente manera:

- Abrir las válvulas de purga completamente.
- Permitir lentamente el paso de agua por la válvula a la salida del tanque, para iniciar el llenado de la conducción.
- A medida que la línea de conducción se llene, ir cerrando gradualmente las válvulas de purga.

Cuando se requiera accionar la válvula de purga se deberá efectuar lo siguiente:

- Abrir la válvula de purga.
- Dejar evacuar el agua con sedimentos.
- Cuando el agua salga limpia, cerrar la válvula lentamente.
- Cuando se requiera accionar la válvula de aire se deberá realizar lo siguiente:
 - Abrir paulatinamente la válvula de aire.
 - Cuando deje de hacer ruido y el agua salga con presión, cerrar la válvula lentamente.



Mantenimiento

- Recorrer la línea de conducción con ayuda del plano y verificar si hay zonas húmedas que indiquen la rotura de la tubería y que se debe reparar.
- Verificar el funcionamiento de las válvulas de purga y aire.
- Limpiar las estructuras y sus alrededores retirando los materiales como malezas y piedras.
- En caso de existir grietas o partes dañadas en las estructuras, repararlas inmediatamente.

En la *Tabla 75* se muestran las actividades periódicas de mantenimiento a realizarse en la línea de conducción.

Tabla 75

Actividades de mantenimiento de la línea de conducción

FRECUENCIA	ACTIVIDADES	HERREMIENTAS Y MATERIALES
SEMANAL	<ul style="list-style-type: none">○ Inspeccionar la línea para detectar posibles fugas y repararlas.○ Maniobrar válvulas de purga o aire, si hubiera.○ Inspeccionar el estado de las cajas de válvulas	<ul style="list-style-type: none">○ Pala, pico, tuberías y pegamento.
MENSUAL	<ul style="list-style-type: none">○ Revisión y purga de válvulas.	<ul style="list-style-type: none">○ Llave inglesa.
TRIMESTRAL	<ul style="list-style-type: none">○ Limpieza y desbroce de la línea de conducción.	<ul style="list-style-type: none">○ Pico, pala, machete.
SEMESTRAL	<ul style="list-style-type: none">○ Se repara la estructura, si es necesario.○ Inspección del funcionamiento hidráulico y mantenimiento de la línea.○ Corregir la conducción en lugares donde esté instalada profundidad insuficiente.	<ul style="list-style-type: none">○ Cemento, agregados.○ Badilejo○ Pala○ Pico
ANUAL	<ul style="list-style-type: none">○ Pintar elementos metálicos en la línea.○ Revisión de válvulas y reparación, de ser el caso.	<ul style="list-style-type: none">○ Pintura anticorrosiva○ Brocha○ Juego de llaves○ Lubricante

Nota: Tomado de Operación y mantenimiento para líneas de conducción e impulsión de sistemas de abastecimiento de agua rural (p. 6), por OPS, 2004.



6.2. Filtro dinámico

Operación

Puesta en funcionamiento:

- Cerrar las válvulas de salida de agua filtrada y de drenaje.
- Ajustar la válvula de entrada, hasta alcanzar la velocidad de filtración de diseño.
- Llenar la cámara filtrante.
- Abrir la válvula de salida de agua filtrada.

Operación normal:

La operación normal del filtro dinámico se fundamenta en regular la válvula de entrada para controlar la velocidad de filtración.

Mantenimiento

- Verificar periódicamente que no existan obstrucciones, fugas o daños.
- Limpiar las paredes y fondo de las cámaras de entrada y salida con un cepillo una vez a la semana.
- Cada dos años recubrir las paredes exteriores con mortero impermeabilizante.

Tres veces a la semana se realizará la limpieza superficial del filtro, de la siguiente manera:

- Cerrar la válvula de salida de agua filtrada.
- Remover suavemente la grava superficial con un rastrillo, en contra del flujo, desde el vertedero de entrada hasta llegar al vertedero de salida y sin llegar a más de 5 cm de la superficie.
- Cuando el agua se vea clara, nivelar la grava, evitando que pase demasiada grava sobre el vertedero de salida.
- Abrir la válvula de salida de agua filtrada.
- La grava que pasa a la caja de recuperación de grava, puede ser lavada y colocada nuevamente en el filtro.

Una vez a la semana, se ejecutará una limpieza hidráulica de la siguiente forma:

- Abrir y cerrar 10 veces consecutivas la válvula de salida del filtro.
- Dejar abierta la válvula y drenar el filtro hasta que el agua salga clara.
- Llenar la cámara de filtración para retomar la operación normal o repetir el procedimiento si es necesario.

Cuando no se pueda recuperar la tasa de filtración regulando la válvula de compuerta se hará el siguiente procedimiento:

- Cerrar las válvulas de salida y entrada del filtro.
- Drenar la cámara filtrante.
- Retirar 20 cm de grava superficial.



- Lavar la grava y colocarla nuevamente.
- Llenar la cámara filtrante para retomar la operación normal.
- Abrir la válvula de salida de agua filtrada.

Cuando se obstruya completamente el medio filtrante, es necesario retirar todas las capas del filtro y se deberá efectuar de acuerdo a los siguientes pasos:

- Cerrar las válvulas de salida y entrada del filtro.
- Drenar la cámara filtrante.
- Retirar las capas de grava evitando que se mezclen entre sí (para ello están las mallas plásticas entre cada capa).
- Lavar cada capa por separado.
- Lavar las tuberías, el fondo y las paredes del filtro.
- Colocar las capas de grava en el orden y espesor que tenían inicialmente (En caso de que las capas de grava se mezclaran, deben ser tamizadas previamente).
- Llenar la cámara filtrante para retomar la operación normal.
- Abrir la válvula de salida de agua filtrada.

6.3. Filtro grueso ascendente

Operación

Puesta en funcionamiento:

- Cerrar las válvulas de salida de agua filtrada y de drenaje.
- Ajustar la válvula de entrada, hasta alcanzar la velocidad de filtración de diseño.
- Llenar la cámara filtrante.
- Abrir la válvula de salida de agua filtrada

Operación normal:

- Regular la válvula de entrada para controlar la velocidad de filtración.
- Chequear el nivel de agua en la cámara de entrada, cuando esté por encima de 70 cm es obligatorio lavar el filtro.

Mantenimiento

- Tres veces a la semana retirar sobrenadantes del filtro con ayuda de una red fina.
- Semanalmente, limpiar paredes y fondo de las cámaras de entrada y salida con un cepillo.
- Revisar que no existan fugas o daños.
- Cada dos años recubrir las paredes exteriores con mortero impermeabilizante.



Una vez a la semana se realizará un lavado hidráulico de la siguiente forma:

- Medir nivel de agua en la cámara de entrada.
- Cerrar las válvulas de entrada y salida del filtro.
- Abrir y cerrar 10 veces seguidas la válvula de drenaje
- Drenar el filtro hasta que el agua salga clara y cerrar la válvula de drenaje.
- Abrir la válvula de entrada y llenar el filtro.
- Abrir la válvula de salida de agua filtrada.
- Medir el nivel de agua en la cámara de entrada y comparar con el nivel antes del lavado, si el nivel después del lavado es mayor, se debe repetir el proceso.

Una vez al mes se realizará una limpieza superficial y dos lavados hidráulicos como se indica a continuación:

- Cerrar la válvula de salida de agua filtrada
- Abrir los adaptadores de limpieza.
- Remover la grava superficial con una pala hasta que el agua se vea clara, sin sobrepasar los 20 cm.
- Cerrar los adaptadores de limpieza.
- Cerrar la válvula de entrada al filtro.
- Realizar dos lavados hidráulicos. Llenar la cámara de filtración antes de realizar el segundo lavado.
- Abrir las válvulas de entrada y salida del filtro.

Cuando después de efectuar lavados consecutivos, no se reduce el nivel de agua en la cámara de entrada y el caudal que sale por la válvula de drenaje es mucho menor al que sale normalmente; esto quiere decir que el medio filtrante se ha obstruido completamente (después de varios años de funcionamiento) y se deben extraer todas las capas del lecho siguiendo estas instrucciones:

- Cerrar las válvulas de salida y entrada al filtro.
- Drenar la cámara de filtración.
- Extraer las capas de grava sin mezclarlas (para ello están las mallas plásticas entre cada capa).
- Lavar cada capa por separado.
- Limpiar fondo, paredes y tuberías.
- Colocar las capas en el mismo orden y con el mismo espesor que tenían antes de ser retiradas.
- Abrir la válvula de entrada y llenar el filtro.
- Realizar un lavado hidráulico.
- Abrir la válvula de salida de agua filtrada.

En caso de que el agua filtrada se perciba muy turbia se reduce el caudal de entrada a la mitad desde el filtro lento de arena hasta el filtro grueso dinámico.



Si el problema permanece, se cierra el caudal de entrada a la planta de tratamiento hasta que el agua llegue menos turbia.

6.3.1. Filtro lento de arena

Operación

Puesta en funcionamiento:

- Llenar lentamente el filtro en forma ascendente con la válvula vertical de entrada, hasta que el agua llegue al nivel superficial de la arena y cerrar.
- Abrir la válvula de desagüe hasta que el agua descienda 10 cm por debajo del nivel de arena y cerrar.
- Nivelar la superficie de arena
- Abrir la válvula vertical de entrada hasta que el agua ascienda 20 cm por encima de la superficie de arena y cerrar.
- Abrir la válvula horizontal de entrada y regular el caudal hasta alcanzar la velocidad de filtración de 0.02 m/h.
- Abrir la válvula de desagüe del filtro.
- Incrementar la velocidad de filtración cada semana hasta alcanzar la velocidad de diseño.
- Durante este periodo de maduración del filtro, verificar la calidad del agua filtrada. Cuando sea aceptable para el consumo, cerrar la válvula de desagüe y abrir la válvula de salida de agua filtrada hacia el tanque de cloración.

Operación normal:

- Regular la válvula de entrada de agua para mantener la velocidad marcada en la regla de aforo.
- Si el nivel de agua en el filtro alcanza la tubería de rebose en el cuello de ganso, se debe detener el funcionamiento y limpiarlo.
- Programar la limpieza de manera que solo una unidad detenga su operación, mientras la otra continúa su funcionamiento.

Mantenimiento

- Verificar que el flujo de entrada no esté obstruido.
- Retirar material sobrenadante.
- Cada dos años recubrir las paredes exteriores con mortero impermeabilizante.

Mensualmente o con menos frecuencia raspar el lecho filtrante de la siguiente manera:

- Cerrar las válvulas de entrada y salida.
- Bajar el cuello de ganso para disminuir el nivel de agua.
- Abrir la válvula de desagüe del filtro y cerrarla cuando el agua esté 20 cm por debajo de la superficie de arena.



- Incrementar la velocidad de filtración en el otro filtro hasta 0.23 m/h con ayuda del vertedero de aforo.
- Limpiar las paredes del filtro con un cepillo.
- Entrar en la caja del filtro con botas limpias.
- Raspar una porción de arena y cubrirla con una tabla limpia, para poder pisar y colocar las herramientas de limpieza sin contaminar el lecho.
- Raspar 1 a 2 cm de la superficie de arena por secciones, ir poniéndola en un recipiente y sacándola del filtro.
- Nivelar la superficie de arena con una llana de mango largo o una tabla lisa.
- Medir la altura desde la superficie de arena hasta el borde de la pared del filtro y registrar.
- Abrir la válvula vertical de entrada hasta que el agua ascienda 20 cm por encima de la superficie de arena y cerrar.
- Regular la velocidad de filtración a 0.02 m/h con la válvula horizontal de entrada.
- Dejar pasar dos días para la maduración, incrementando paulatinamente la velocidad de filtración del filtro lavado y reduciendo la velocidad en el otro filtro, hasta alcanzar la velocidad de operación normal en ambos.
- Si la calidad es aceptable para el consumo, abrir la válvula de suministro.
- Lavar inmediatamente la arena retirada, dejar que seque y almacenar.

Después de varios raspados, cuando se haya alcanzado el nivel mínimo de arena se deberá rellenar el filtro de la siguiente forma:

- Raspar el filtro de la misma manera en la que se hace periódicamente.
- Drenar el agua de la cámara de filtración.
- Extraer la arena de una sección con cuidado de no retirar la arena gruesa ni la grava y colocarla a un lado.
- Rellenar con arena limpia hasta alcanzar una altura de 30 cm.
- Colocar encima la arena retirada previamente hasta alcanzar la altura máxima y repetir para las demás secciones.
- Nivelar la superficie de arena con una llana de mango largo o una tabla lisa.
- Poner en funcionamiento el filtro.
- Dejar madurar el lecho filtrante de 3 a 15 días, según se requiera.

El agua producida inicialmente se evacúa por la tubería de limpieza hasta que su calidad haya sido analizada. Es necesario hacer pruebas de calidad del agua periódicamente, al menos los parámetros básicos como color, turbiedad, pH, cloro residual y coliformes para saber si la planta de tratamiento opera adecuadamente.



CAPÍTULO 7

ESTIMACIÓN DE COSTOS

La estimación de costos o elaboración del presupuesto es el cálculo que se realiza para obtener el costo total de una obra a construir. Este presupuesto está conformado por los costos directos e indirectos. Los costos directos están relacionados a la ejecución de los rubros de construcción, básicamente comprenden equipos, mano de obra, materiales y transporte. Los costos indirectos hacen referencia a los gastos generales necesarios para la ejecución de los trabajos no incluidos en los costos directos, comprenden gastos de administración, imprevistos, prestaciones laborales y sociales, entre otros.

El esquema que generalmente tiene un presupuesto es el siguiente:

- Listado de rubros: agrupar, identificar y numerar las actividades que se deberán realizar para la ejecución de la obra
- Tabla de cantidades: se usan los planos definitivos para obtener las cantidades de obra de cada actividad con su unidad respectiva (m^2, m^3, m, etc)
- Precios unitarios: sirven para establecer el rendimiento de cada actividad en la obra. Primero se descompone el costo por unidad de medición de un rubro en sus diferentes costos directos e indirectos, de los cuales se identifican costos, cantidades y rendimientos a utilizar.
Se conoce como precio unitario final a la suma de gastos de material, mano de obra, equipos y herramientas y otros subproductos para la elaboración de un proceso constructivo
- Presupuesto final: luego de definidos los precios unitarios, se procede a multiplicar cada cantidad por el precio unitario del rubro lo cual nos da como resultado el precio total del rubro. Básicamente el presupuesto final será la suma de los precios totales de cada uno de los rubros.



7.1. Determinación del presupuesto de la obra

Siguiendo el esquema para la realización del presupuesto, se procede a listar las actividades que serán necesarias realizar para la ejecución de la planta de tratamiento de agua potable.

- Limpieza y desbroce del terreno
- Replanteo y nivelación
- Excavaciones
- Desalojo a máquina
- Rellenos
- Replantillo de piedra
- Acero de refuerzo
- Encofrado y desencofrado
- Hormigón $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
- Suministro e instalación de tuberías y accesorios de PVC
- Suministro e instalación de válvulas
- Graduado, lavado y colocación de materiales que conforman el lecho filtrante
- Impermeabilización de estructuras del tanque

Cada actividad debe cumplir con especificaciones técnicas durante su ejecución, las mismas que obedecen a normas como la Norma Ecuatoriana de Construcción. En el *Anexo 7*, se muestra las especificaciones técnicas para el rubro de limpieza y desbroce del terreno.

En la *Tabla 76* se presenta el valor correspondiente al rubro limpieza y desbroce del terreno; en la parte de observaciones se menciona la lámina de donde se obtuvo las dimensiones de cada elemento. Este procedimiento se realizó para cada uno de los rubros.

Tabla 76

Volumen de obra del rubro limpieza y desbroce del terreno

UBICACIÓN	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	DIMENSIONES			OBSERVACIONES
			a (m)	b (m)	Área (m ²)	
BLOQUE 1	FGDi Y FGA	1.00	6.65	14.80	98.42	
BLOQUE 2	FLA	1.00	9.40	6.80	63.92	
BLOQUE 3	TUBERÍA DE LIMPIEZA	1.00	1.20	48.50	58.20	Ver lámina 14
TOTAL					220.54 m²	



De cada actividad se obtuvo una lista de materiales, equipos, mano de obra y transporte con su respectivo costo, con los cuales se determina el precio unitario de cada rubro como se muestra en la *Tabla 77* para el rubro replantillo de piedra. El costo de los materiales se obtuvo tanto de empresas públicas como privadas que están localizadas cerca de la zona de estudio y se optó por los materiales de menor costo pero que cumplan con los requerimientos de calidad. Con el volumen de obra obtenido como se mencionó anteriormente se establece el presupuesto final.

Tabla 77

Rubro 6 replantillo de piedra

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 6.00 **UNIDAD:** m²
DETALLE: REPLANTILLO DE PIEDRA e = 20 cm **RENDIMIENTO:** 0.533

EQUIPOS

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta menor 5 % M/O					0.2490 0.0000
SUBTOTAL M					0.2490

MANO DE OBRA

DESCRIPCION (CATEGORIAS)	CANTIDAD A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Albañiles	1.000	3.6800	3.6800	0.533	1.9614
Peón	1.000	3.6300	3.6300	0.533	1.9348
Maestro mayor	0.500	4.0700	2.0350	0.533	1.0847
SUBTOTAL N					4.98

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B
Piedra Ø 20 cm	m ³	0.200	8.3500	1.6700
Grava	m ³	0.100	6.7000	0.6700
SUBTOTAL O				2.34

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
Piedra	m ³	0.200	8.3300	1.6660
Grava	m ³	0.1000	8.3333	0.8333
SUBTOTAL P				2.50

TOTAL, COSTO DIRECTOS X = (M+N+O+P)	10.0692
INDIRECTOS Y UTILIDAD	15 %
OTROS INDIRECTOS	%
COSTO TOTAL DEL RUBRO	11.5796
VALOR OFERTADO	\$ 11.58

En la *Tabla 78* se presentan todos los rubros con sus respectivos volúmenes de obra y precios unitarios con los cuales se calculó el presupuesto de la obra, además del peso relativo del rubro que tiene dentro de la obra. En este presupuesto el filtro de arena es de hormigón armado. Mientras que, en la *Tabla 79* se presenta el presupuesto de la obra considerando la construcción del filtro lento de arena con ferrocemento.

**Tabla 78***Cantidades y precios de obra. Presupuesto 1*

Rubro	Detalle	Und.	Cantidad	Precios		Peso relativo del rubro (%)
				Unitario	Total	
1	LIMPIEZA Y DESBROCE	m ²	220.54	\$ 0.70	\$ 154.38	0.30%
2	REPLANTEO Y NIVELACIÓN	m ²	396.14	\$ 3.11	\$ 1,232.00	2.38%
3	EXCAVACIÓN A MANO	m ³	377.44	\$ 11.69	\$ 4,412.31	8.54%
4	DESALOJO A MAQUINA-EQUIPO	m ³	264.09	\$ 4.73	\$ 1,249.15	2.42%
5	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERÍA DE SUBDRENAGE Ø 110mm	ml	68.55	\$ 8.13	\$ 557.31	1.08%
6	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL DE SITIO	m ³	159.92	\$ 6.96	\$ 1,113.05	2.15%
7	REPLANTILLO DE PIEDRA e = 20cm	m ²	14.12	\$ 11.58	\$ 163.56	0.32%
8	HORMIGON EN PISOS f _c = 280 kg/cm ²	m ³	22.78	\$ 184.54	\$ 4,202.96	8.13%
9	HORMIGON EN MUROS f _c = 280 kg/cm ²	m ³	71.01	\$ 209.22	\$ 14,856.59	28.75%
10	ACERO DE REFUERZO f _y = 4200 kg/cm ²	kg	4,160.86	\$ 2.59	\$ 10,776.64	20.85%
11	SUMINISTRO Y COLOCACIÓN DE MALLA ELECTROSOLDADA	m ²	101.17	\$ 3.05	\$ 308.57	0.60%
12	ENCOFRADO	m ²	158.00	\$ 11.74	\$ 1,854.92	3.59%
13	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE TUBERÍAS PVC Ø 32 mm	ml	87.00	\$ 1.50	\$ 130.50	0.25%
14	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE TUBERÍA DE PRESIÓN Ø 40 mm (LÍNEA DE CONDUCCIÓN)	ml	788.20	\$ 6.18	\$ 4,871.08	9.43%
15	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERÍA PVC PRESIÓN Ø 50 mm	ml	42.00	\$ 5.67	\$ 238.14	0.46%
17	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERÍA PVC PRESIÓN Ø 75 mm	ml	5.80	\$ 8.41	\$ 48.78	0.09%
18	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERÍA PVC PRESIÓN Ø 160 mm	ml	18.10	\$ 17.05	\$ 308.61	0.60%
19	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERÍA DE LIMPIEZA Ø 110mm	ml	64.05	\$ 8.55	\$ 547.63	1.06%
20	INSTALACIÓN DE ACCESORIOS PARA COLOCACIÓN DE TUBERÍAS DE SUBDRENAGE	gbl	1.00	\$ 121.32	\$ 121.32	0.23%
21	INSTALACIÓN DE ACCESORIOS PARA COLOCACIÓN DE TUBERÍAS DE PRESIÓN	gbl	1.00	\$ 218.54	\$ 218.54	0.42%
22	INSTALACIÓN DE ACCESORIOS PARA COLOCACIÓN DE TUBERÍAS DE LIMPIEZA	gbl	1.00	\$ 85.86	\$ 85.86	0.17%
23	INSTALACIÓN DE ACCESORIOS PARA COLOCACIÓN DE TUBERÍA DE CONDUCCIÓN	gbl	1.00	\$ 113.03	\$ 113.03	0.22%
24	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE VÁLVULAS	gbl	1.00	\$ 978.79	\$ 978.79	1.89%
25	IMPERMEABILIZACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS DEL TANQUE	m ²	170.00	\$ 4.73	\$ 804.10	1.56%
26	Canal para lavado superficial (FGA)	u	1.00	\$ 93.30	\$ 93.30	0.18%
27	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE VERTEDERO DE AFORO	m ²	0.36	\$ 203.01	\$ 73.08	0.14%
28	GRADUADO, LAVADO Y COLOCADO DE ARENA GRUESA	m ³	4.02	\$ 57.23	\$ 230.08	0.45%
29	GRADUADO, LAVADO Y COLOCADO DE ARENA MEDIA	m ³	2.76	\$ 58.61	\$ 161.78	0.31%
30	GRADUADO, LAVADO Y COLOCADO DE ARENA FINA	m ³	12.72	\$ 58.61	\$ 745.72	1.44%
31	GRADUADO, LAVADO Y COLOCADO DE GRAVA 1 "	m ³	3.60	\$ 54.53	\$ 196.31	0.38%
32	GRADUADO, LAVADO Y COLOCADO DE GRAVA 3/4 "	m ³	6.54	\$ 57.98	\$ 379.23	0.73%
33	GRADUADO, LAVADO Y COLOCADO DE GRAVA 3/8 "	m ³	4.02	\$ 41.51	\$ 166.88	0.32%
34	SUMINISTRO Y COLOCACIÓN DE MALLA PLÁSTICA ENTRE LECHOS FILTRANTES	m ²	40.00	\$ 7.09	\$ 283.60	0.55%
				TOTAL	\$ 51,677.80	1.00

**Tabla 79***Cantidades y precios de obra. Presupuesto 2*

Rubro	Detalle	Und.	Cantidad	Precios		Peso relativo del rubro (%)
				Unitario	Total	
1	LIMPIEZA Y DESBROCE	m2	220.54	\$ 0.70	\$ 154.38	0.33%
2	REPLANTEO Y NIVELACIÓN	m2	396.14	\$ 3.11	\$ 1,232.00	2.61%
3	EXCAVACIÓN A MANO	m3	366.32	\$ 11.69	\$ 4,282.31	9.06%
4	DESAJOJO A MAQUINA-EQUIPO	m3	252.97	\$ 4.73	\$ 1,196.55	2.53%
5	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL DE SITIO	m3	158.77	\$ 6.96	\$ 1,105.05	2.34%
6	REPLANTILLO DE PIEDRA e=20cm	m2	13.38	\$ 11.58	\$ 154.97	0.33%
7	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERÍA PVC PRESIÓN Ø 160 mm	ml	18.10	\$ 17.05	\$ 308.61	0.65%
8	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERÍA PVC PRESIÓN Ø 75 mm	ml	5.80	\$ 8.41	\$ 48.78	0.10%
9	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERÍA PVC PRESIÓN Ø 50 mm	ml	42.00	\$ 5.67	\$ 238.14	0.50%
10	HORMIGON EN PISOS fc=280 kg/cm2	m3	21.00	\$ 184.54	\$ 3,875.34	8.20%
11	HORMIGON EN MUROS f'c=280 kg/cm2	m3	62.57	\$ 209.22	\$ 13,091.35	27.70%
12	ACERO DE REFUERZO fy=4200 kg/cm2	kg	2,298.71	\$ 2.59	\$ 5,953.65	12.60%
13	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE TUBERÍAS PVC Ø 32 mm	ml	87.00	\$ 1.50	\$ 130.50	0.28%
14	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE VÁLVULAS	gbl	1.00	\$ 978.79	\$ 978.79	2.07%
15	SUMINISTRO Y COLOCACIÓN DE MALLA ELECTRO SOLDADA	m2	267.17	\$ 6.86	\$ 1,832.79	3.88%
17	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERÍA DE LIMPIEZA Ø 110mm	ml	64.05	\$ 8.55	\$ 547.63	1.16%
18	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE VERTEDERO DE AFORO	m2	0.36	\$ 258.19	\$ 92.95	0.20%
19	SUMINISTRO Y COLOCACIÓN DE MALLA PLASTICA ENTRE LECHOS FILTRANTESES	m2	40.00	\$ 7.09	\$ 283.60	0.60%
20	GRADUADO, LAVADO Y COLOCADO DE ARENA GRUESA	m3	2.76	\$ 57.23	\$ 157.97	0.33%
21	GRADUADO, LAVADO Y COLOCADO DE ARENA MEDIA	m3	12.72	\$ 58.61	\$ 745.72	1.58%
22	GRADUADO, LAVADO Y COLOCADO DE ARENA FINA	m3	3.60	\$ 58.61	\$ 211.00	0.45%
23	GRADUADO, LAVADO Y COLOCADO DE GRAVA 1 "	m3	6.54	\$ 54.53	\$ 356.66	0.75%
24	GRADUADO, LAVADO Y COLOCADO DE GRAVA 3/4 "	m3	4.02	\$ 57.98	\$ 233.09	0.49%
25	GRADUADO, LAVADO Y COLOCADO DE GRAVA 3/8 "	m3	33.66	\$ 41.51	\$ 1,397.42	2.96%
26	INSTALACIÓN DE ACCESORIOS PARA COLOCACIÓN DE TUBERÍA DE CONDUCCIÓN	gbl	1.00	\$ 113.03	\$ 113.03	0.24%
27	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE TUBERÍA DE PRESIÓN Ø 40 mm (LÍNEA DE CONDUCCIÓN)	ml	788.20	\$ 6.18	\$ 4,871.08	10.31%
28	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERÍA DE SUBDRENAGE Ø 110mm	ml	68.55	\$ 8.13	\$ 557.31	1.18%
29	ENCOFRADO	m2	154.00	\$ 11.74	\$ 1,807.96	3.83%
30	IMPERMEABILIZACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS DEL TANQUE	m2	166.14	\$ 4.73	\$ 785.83	1.66%
31	INSTALACIÓN DE ACCESORIOS PARA COLOCACIÓN DE TUBERÍAS DE PRESIÓN	gbl	1.00	\$ 218.54	\$ 218.54	0.46%
32	Canal para lavado superficial (FGA)	u	1.00	\$ 93.30	\$ 93.30	0.20%
33	INSTALACIÓN DE ACCESORIOS PARA COLOCACIÓN DE TUBERÍAS DE SUBDRENAGE	gbl	1.00	\$ 121.32	\$ 121.32	0.26%
34	INSTALACIÓN DE ACCESORIOS PARA COLOCACIÓN DE TUBERÍAS DE LIMPIEZA	gbl	1.00	\$ 85.86	\$ 85.86	0.18%
				TOTAL	\$ 47,263.48	100.00%



7.2. Reajuste de precios

La fórmula polinómica es una representación matemática de la estructura de costos de un presupuesto que sirve para reajustar los precios; está constituida por la sumatoria de términos llamados monomios, los cuales consideran la incidencia de los principales recursos como equipos, mano de obra, materiales y transporte.

$$P_r = P_0 \left(p_1 \frac{B_1}{B_0} + p_2 \frac{C_1}{C_0} + p_3 \frac{D_1}{D_0} + p_4 \frac{E_1}{E_0} + \cdots + p_X \frac{X_1}{X_0} \right)$$

Ecuación 158

Donde:

P_r : Valor ajustado del anticipo o planilla

P_0 : Valor de la planilla calculada con las cantidades de obra ejecutada a los precios unitarios contractuales descontada la parte proporcional del anticipo, de haberlo pagado

p_1 : Coeficiente del componente mano de obra

p_2, p_3, p_4 : Coeficiente de las demás componentes principales

p_X : Coeficientes de las componentes no principales

B_1 : Sueldo y salarios mínimos para la cuadrilla tipo fijados por la ley o acuerdo ministerial vigentes a la fecha del pago del anticipo. El salario incluye remuneraciones adicionales y obligaciones patronales de aplicación general que deben pagarse a todos los trabajadores en el país, exceptuando el porcentaje de participación de los trabajadores en las utilidades de empresa, viáticos, subsidios y beneficios de orden social

$C_0, D_0, E_0, \dots, Z_0$: Precios o índices de precios de los componentes principales vigentes treinta días antes de la fecha de cierre para presentación de las ofertas

$C_1, D_1, E_1, \dots, Z_1$: Precios o índices de precios de los componentes principales a la fecha de pago del anticipo

X_0 : Índice de componentes no principales correspondientes al tipo de obra, treinta días antes del cierre de la presentación de las ofertas

X_1 : Índice de componentes no principales correspondientes al tipo de obra, a la fecha de pago del anticipo

Para obtener los coeficientes (p) de la *Ecuación 158* se realizó un desglose de materiales; de cada rubro se sustrajo el precio unitario directo y el precio total directo. Los componentes principales de la obra se agruparon de la siguiente manera:



- Mano de obra: con el cual se obtiene el coeficiente p_1
- Equipo y Transporte, estos dos componentes se agrupan debido al bajo porcentaje que representan y determinan p_2
- Acero: determina p_3
- Madera: determina p_4
- Cemento: determina p_5
- Material pétreo: determina p_6
- Material para impermeabilizar: determina p_7
- Accesorios para tuberías: determina p_8
- Tuberías y canales: determina p_9
- Instalaciones de válvulas: p_{10}
- Saldos de material: hace referencia a la herramienta menor de cada rubro y a otros materiales como agua y combustible, determina p_{11}

En la *Tabla 80* se muestra el desglose de materiales del rubro replantillo de piedra, en los componentes nombrados anteriormente, en base a los costos directos.

Tabla 80

Desglose de materiales del rubro replantillo de piedra

DESGLOSE DE MATERIALES				1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11			
Item	Detalle	Und.	Cantidad	Precios		M / O	Equipo	Transporte	Acero	Madera	Cemento	Mat. Pétreo	Impermeabilizantes	Accesorios para tuberías	Tuberías y canales	Instalación de válvulas	Saldos de material
				Unitario Directo	Total Directo												
6	Replantillo de piedra	m ²	14.12	\$ 10.07	\$ 142.22	70.35		35.30				33.05					3.52

Este procedimiento se debe realizar para cada rubro como se ve en la *Tabla 81* con lo cual se obtiene el costo de cada componente (Total) y verificar que la sumatoria de todos los componentes (1-11), sea igual al costo total directo (CDT). Los coeficientes son números decimales que deben aproximarse al milésimo y su suma debe ser igual a 1.

**Tabla 81***Obtención de los coeficientes p para la fórmula polinómica*

Costo total directo de la obra (CTD)			44919.24
<hr/>			
Componente	Total	CTD/Total	
1 M / O	17,421.50	0.388	
2 Equipo	1,595.14	0.087	
Transporte	2,334.32		
3 Acero	7,649.84	0.170	
4 Madera	703.56	0.016	
5 Cemento	7,427.75	0.165	
6 Mat. Pétreo	2,948.03	0.066	
7 Impermeabilizantes	266.39	0.006	
8 Accesorios para tuberías	509.72	0.011	
9 Tuberías y canales	1,838.21	0.041	
10 Instalación de válvulas	848.05	0.019	
11 Saldos de material	1,376.75	0.031	
	Suma	44,919.24	1.00

En base a los resultados anteriores, la fórmula polinómica es la siguiente: $P_r =$

$$P_0 \left(0.405 \frac{B_1}{B_0} + 0.087 \frac{C_1}{C_0} + 0.170 \frac{D_1}{D_0} + 0.016 \frac{E_1}{E_0} + 0.165 \frac{F_1}{F_0} + 0.048 \frac{G_1}{G_0} + 0.006 \frac{H_1}{H_0} + 0.011 \frac{I_1}{I_0} + 0.041 \frac{J_1}{J_0} + 0.019 \frac{K_1}{K_0} + 0.031 \frac{X_1}{X_0} \right)$$



CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones

Los parámetros físicos del agua correspondientes a la vertiente se encuentran dentro de los límites permisibles establecidos en la norma INEN 1108 tanto en la época de verano como en invierno, sin embargo, en el agua se encontraron bacterias como *Escherichia coli*, se registraron valores de 4.5 y 2 N.M.P/100 ml en la época de invierno y verano respectivamente. Estas bacterias suelen causar diarrea y vómitos en los habitantes de la comunidad afectando principalmente a los niños. En cuanto al agua del canal de riego en la época de verano se pudo evidenciar niveles altos de turbiedad y color, así como, presencia de coliformes totales y *Escherichia coli* que se encuentran fuera de los límites máximos permisibles.

Actualmente en la época de invierno, el caudal registrado en la vertiente fue de 0.254 l/s, el cual sirve para abastecer a la comunidad sin problemas, sin embargo en la época de verano se registró un caudal de 0.047 l/s, el cual no cubre las necesidades básicas como aseo y consumo de la comunidad; por lo tanto, se incluye el agua del canal de riego como otra fuente para abastecer a la población en verano, de junio a noviembre.

La planta de tratamiento de filtración en múltiples etapas es la mejor opción para zonas rurales ya que no necesita de mano de obra especializada y puede ser administrada, operada y mantenida por la comunidad. No requiere gastos por energía eléctrica, el único insumo químico necesario es el cloro y es la de menor costo en operación y mantenimiento.

De acuerdo a las características del agua cruda y a las eficiencias de remoción de cada etapa, se prevé que el efluente de la planta cumpla los límites permisibles dados por la norma NTE INEN 1108, sin embargo, esto deberá comprobarse por medio de una planta piloto.

El diseño estructural de los componentes de la planta de tratamiento se realizó siguiendo el método descrito en el código 350.3-06 debido a que la comunidad Namza Grande se encuentra en una zona sísmica muy alta, por lo que fue necesario evaluar la respuesta sísmica de los tanques de agua y obtener sus secciones de manera que si en el futuro se presente un sismo de magnitud considerable estos se mantengan funcionando.

Comparando los dos presupuestos que se presentan en la Tabla 76 y Tabla 77 se puede observar que se ahorra alrededor de \$5000 considerando la construcción del filtro lento de arena con ferrocemento. El presupuesto final para la planta de tratamiento se obtuvo considerando el 15 % de costos indirectos; los costos de maquinaria y materiales se consultó en fábricas y empresas que se



localizan cerca de la zona de estudio, para que los gastos de transporte no sean elevados, también se escogió la alternativa que represente el menor costo pero que cumpla con los requisitos de calidad. Sin embargo, este presupuesto es referencial y los precios unitarios deben ser actualizados al momento que se ejecute el proyecto.

Recomendaciones

Evaluuar el diseño existente de la red de distribución del agua en la comunidad, con el objetivo de que el agua llegue a todas las viviendas con la presión y cantidad necesaria, debido a que actualmente los habitantes de la comunidad tienen problemas con la intermitencia en el servicio del agua.

Después de iniciar el funcionamiento del sistema se recomienda verificar la calidad del efluente, determinar color, turbiedad, pH, cloro residual y coliformes para saber si la planta de tratamiento opera adecuadamente. Además, el valor de cloro residual permitirá evaluar si es necesario corregir la dosificación de cloro en el tanque de cloración.

La comunidad debe comprometerse a cuidar las fuentes de agua para evitar su contaminación, lo que incluye no desechar basuras en el canal de riego y verificar que las tapas del sistema no permitan el ingreso de posibles contaminantes.

Actualmente, los habitantes de la comunidad no usan adecuadamente el agua, esto principalmente se debe a que la comunidad no cuenta con un reglamento interno en el que se establezcan diferentes tarifas dependiendo del consumo, o multas en el caso de que un usuario destine esta agua para actividades como riego. Se debe socializar con los representantes y habitantes de la comunidad sobre los beneficios que traerá para ellos la construcción de la planta de tratamiento, así como la importancia de modificar las tarifas de manera que sean suficiente para cubrir los gastos de tratamiento del agua, mantenimiento de la planta y mejoras a largo plazo

Al momento de construir la planta de tratamiento se deben elaborar los ensayos de calidad en los materiales de manera que cumplan con las especificaciones técnicas obtenidas en su diseño, como es el caso del hormigón que al estar en contacto con el agua su resistencia a la compresión debe ser 280 kg/cm^2 . El cumplimiento de las normativas en la fase de construcción es un factor importante para el funcionamiento posterior de la planta de tratamiento.

Inspeccionar frecuentemente todos los elementos del sistema de abastecimiento y aplicar las medidas preventivas o correctivas necesarias, las mismas que ayudarán a mantener la planta de tratamiento operativa continuamente y alargar su vida útil.



ANEXOS

Anexo 1 Resultados de los ensayos de laboratorio para el agua del canal de riego, agua de la vertiente y agua de una vivienda en época de verano

 UNIVERSIDAD DE CUENCA
FACULTAD DE INGENIERIA
LABORATORIO DE INGENIERIA SANITARIA

RESULTADOS DE ANALISIS FISICO-QUIMICO Y MICROBIOLOGICO DE AGUA					
Muestra Procedencia:	Comunidad Namza .- Cantón Alausi.- Provincia de Chimborazo				
Tipo de Fuente:	Superficial				
Fecha de Toma:	08 de julio de 2019				
Fecha de Análisis:	08 de julio de 2019				
Análisis Solicitado por:	Estudiantes Elizabeth Piedra - María Jose Garcia				
PARÁMETROS	Agua Canal de Riego	Agua de Vertiente	Agua de Vivienda	UNIDAD	OBSERVACIONES
PARÁMETROS FÍSICOS					
TEMPERATURA				°C.	in situ
TURBIEDAD	82,4	1,92	1,52	NTU, FTU	
COLOR APARENTE	389,0	21,0	14,0	UC, Pt Co	
COLOR REAL	21,0	14,0	12,0	UC, Pt Co	
CONDUCTIVIDAD	119,7	206,0	206,0	microsiemens/cm	
SOLIDOS DISUELtos TOTALES	79,0	136,0	136,0	mg/l	por cálculo
PARÁMETROS QUÍMICOS					
pH	7,47	7,37	7,50		
ALCALINIDAD TOTAL	55,0	101,2	101,6	mg/l, CaCO ₃	
ALCALINIDAD F.	0,0	0,0	0,0	mg/l, CaCO ₃	
DUREZA TOTAL	46,8	92,8	92,4	mg/l, CaCO ₃	
Ca ⁺⁺	17,1	24,8	23,1	mg/l	
Mg ⁺⁺	1,0	7,5	8,4	mg/l	por cálculo
HIERRO TOTAL	0,05	0,04	0,03	mg/l	
MANGANEZO	0,0	0,0	0,0	mg/l	
COBRE II LIBRE	0,01	0,0	0,0	mg/l	
SILICIO	12,95	11,09	11,26	mg/l	
TANINOS Y LIGNINAS	2,3	1,7	1,6	mg/l	
P.ORTOFOSFATOS DISUELtos	0,230	0,120	0,140	mg/l	como Fósforo
CLORUROS	2,9	3,4	3,3	mg/l	
SULFATOS	0,93	1,57	1,59	mg/l	
FLUORUROS	0,040	0,029	0,030	mg/l	
N. NITRITOS	2,13	2,53	2,43	ug/l	como Nitrógeno
N. NITRATOS	0,032	0,208	0,215	mg/l	como Nitrógeno
ALUMINIO LIBRE	0,020	0,021	0,018	mg/l	
CLORO LIBRE RESIDUAL			0,0	mg/l	
PARÁMETROS BIOLÓGICOS					
COLIFORMES TOTALES	9,20E+04	280,0	390,0	N.M.P./100ml	35°C. 24H
E. COLI	1,10E+03	2,0	14,0	N.M.P./100ml	35°C. 24H

Responsable:



Dra. Guillermina Pauta C.
DIRECTORA DE LABORATORIO

UNIVERSIDAD DE CUENCA
Facultad de Ingeniería
LABORATORIO DE
INGENIERIA SANITARIA



Anexo 2 Resultados de los ensayos de laboratorio para el agua de la vertiente, y agua de una vivienda en época de invierno



UNIVERSIDAD DE CUENCA FACULTAD DE INGENIERIA LABORATORIO DE INGENIERIA SANITARIA

RESULTADOS DE ANALISIS FISICO-QUIMICO Y MICROBIOLOGICO DE AGUA				
Muestra Procedencia:	Comunidad Namza .- Cantón Alausi.- Provincia de Chimborazo			
Tipo de Fuente:	Superficial			
Fecha de Toma:	09 de diciembre de 2019			
Fecha de Análisis:	09 de diciembre de 2019			
Análisis Solicitado por:	Estudiantes Elizabeth Piedra - María Jose Garcia			

PARÁMETROS	Agua de Vertiente	Agua de Vivienda	UNIDAD	OBSERVACIONES
HORA	10:00	11:00		
PARÁMETROS FÍSICOS				
TEMPERATURA			°C.	In situ
TURBIEDAD	0,384	0,415	NTU, FTU	
COLOR APARENTE	4,0	3,0	UC, Pt Co	
COLOR REAL	4,0	3,0	UC, Pt Co	
CONDUCTIVIDAD	231,6	219,9	microsiemens/cm	
SOLIDOS DISUELtos TOTALES	152,9	145,1	mg/l	por cálculo
PARÁMETROS QUÍMICOS				
pH	7,41	7,32		
ALCALINIDAD TOTAL	119,6	117,2	mg/l, CaCO ₃	
ALCALINIDAD F.	0,0	0,0	mg/l, CaCO ₃	
DUREZA TOTAL	85,6	83,8	mg/l, CaCO ₃	
Ca ⁺⁺	23,4	19,6	mg/l	
Mg ⁺⁺	6,6	8,5	mg/l	por cálculo
HIERRO TOTAL	0,02	0,03	mg/l	
MANGANESO	0,0	0,0	mg/l	
COBRE II LIBRE	0,02	0,01	mg/l	
SILICIO	9,12	8,17	mg/l	
TANINOS Y LIGNINAS	1,5	1,7	mg/l	
P.ORTOFOSFATOS DISUELtos	0,040	0,043	mg/l	como Fósforo
CLORUROS	4,5	3,7	mg/l	
SULFATOS	2,57	2,78	mg/l	
N. NITRITOS	1,320	0,512	ug/l	como Nitrógeno
N. NITRATOS	0,201	0,206	mg/l	como Nitrógeno
ALUMINIO LIBRE	0,020	0,020	mg/l	
CLORO LIBRE RESIDUAL		0,0	mg/l	
PARÁMETROS BIOLÓGICOS				
COLIFORMES TOTALES	21,0	17,0	N.M.P./100ml	35°C. 24H
E. COLI	4,5	4,5	N.M.P./100ml	35°C. 24H

Responsable:

Dra. Guillermina Pauta C.
DIRECTORA DE LABORATORIO

UNIVERSIDAD DE CUENCA Facultad de Ingeniería LABORATORIO DE INGENIERIA SANITARIA



Anexo 3 Tabla de consumos de agua potable de las 68 familias de la comunidad Namza Grande, registrados desde noviembre del 2017 a agosto del 2019

Fecha	m^3
12 de Noviembre del 2017	480
12 de Diciembre del 2017	479
12 de Enero del 2018	501
12 de Febrero del 2018	427
12 de Marzo del 2019	498
12 de Abril del 2018	464
12 de Mayo del 2018	407
12 de Junio del 2018	511
12 de Julio del 2018	490
12 de Agosto del 2018	489
12 de Septiembre del 2018	614
12 de Octubre del 2018	490
12 de Noviembre del 2018	526
12 de Diciembre del 2018	419
12 de Enero del 2019	471
12 de Febrero del 2019	459
12 de Marzo del 2019	464
12 de Abril del 2019	579
12 de Mayo del 2019	525
12 de Junio del 2019	515
12 de Julio del 2019	551
12 de Agosto del 2019	628
Total	10987



Fundada en 1867
UNIVERSIDAD DE CUENCA



UNIVERSIDAD DE CUENCA

LABORATORIO DE GEOTECNIA FACULTAD DE INGENIERÍA
laboratorio.suelos@ucuenca.edu.ec
Teléfono: 405-1000 Ext:2354

Anexo 4 Resultados del ensayo de clasificación del suelo

PROYECTO:	ENSAYO DE CLASIFICACIÓN										ASTM D 2487			
	GRANULOMETRÍA					HUMEDAD NATURAL								
UBICACIÓN:	Planta de tratamiento de agua para consumo humano				Nº Tarro	Nº Golpes	Peso Húmedo	Peso Seco	Peso Tárra	Humedad	% De	% Promedio		
SOLICITADO POR:	Namza Grande Elizabeth Piedra - María José García				Nº Tarro	Nº Golpes	Peso Húmedo	Peso Seco	Peso Tárra	Humedad	% De	% Promedio		
PERFORACIÓN:	PROF: 1 m A: 2 m				Nº Tarro	Nº Golpes	Peso Húmedo	Peso Seco	Peso Tárra	Humedad	% De	% Promedio		
FECHA:	15 de enero de 2020				Nº Tarro	Nº Golpes	Peso Húmedo	Peso Seco	Peso Tárra	Humedad	% De	% Promedio		
3"	0	0	0	100	158	100	133.0	110.1	49.8	37.98				
2 1/2"	0	0	0	100	140	100	116.4	95.5	41.6	38.78				
2"	182	182	6.07	93.93										
1 1/2"	68	250	2.27	91.67	13	16	86	75.46	40.16	29.86				
1"	73	323	2.43	89.23	158	18	108	94.55	49.76	30.03				
3/4"	63	386	2.10	87.13	24	23	108	92.79	41.46	29.63				
1/2"	22	408	0.73	86.40	15	33	109	94.16	42.33	28.63				
3/8"	0	408	0.00	86.40	54	-----	45.80	45.23	41.93	17.27				
PASA N°4	234	642	7.80	78.60	10	-----	41.25	41.16	40.68	18.75				
N°8	238	863	7.37	71.23	140	-----	44.50	43.98	41.53	21.22				
N°10	47	910	1.57	69.67										
N°40	697	1607	23.23	46.43										
N°50	190	1797	6.33	40.10										
N°100	376	2173	12.53	27.57										
N°200	231	2404	7.70	19.87										
PASA N°200	596	3000	19.87	0.00										
TOTAL		3000	100.00											
CUARTEO														
P. ANTES ENSAYO =	3000	SC	g	P.HUM = 4151	g	g	g	g	g	g	g	g	g	g
P. DESPUES ENSAYO =	3000	SC	g	P.SECO = 3000	g	g	g	g	g	g	g	g	g	g
P. DESP. =				P. DESP. = 2608	g	g	g	g	g	g	g	g	g	g
CLASIFICACIÓN														
HUMEDAD NATURAL														
LIMITE LIQUIDO:														
INDICE PLÁSTICO:														
INDICE DE GRUPO:														
SUCS	SC													
AASHTO	A-24													



Anexo 5 Resultados del ensayo de peso específico del suelo



Fundada en 1867

UNIVERSIDAD DE CUENCA

LABORATORIO DE GEOTECNIA FACULTAD DE INGENIERÍA

laboratorio.suelos@ucuenca.edu.ec

Teléfono: 405-1000 Ext:2354

PROYECTO:	Planta de tratamiento de agua para consumo humano	
UBICACION:	Namza Grande	
SOLICITADO POR:	Elizabeth Piedra - María José García	
DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL:	Arena arcillosa con grava	
PERFORACIÓN:	PROF: 1 m A: 2 m	
FECHA:	16 de enero de 2020	
PESO ESPECÍFICO Y ABSORCIÓN		ASTM C127 C128

EJECUCIÓN DEL ENSAYO				Datos del Ensayo
Nomenclatura		Unidades	Valores	
I=	Matraz	#	1 2	
Wss=	Peso del Material Superficie Saturada Seca	g	88.4 87.6	
Wfsw=	Peso del Matraz + Agua + Material a T°C	g	710.4 709.7	
T°C=	Temperatura a Grados Centígrados	°C	18 18	
Wfw=	Peso del Matraz + Agua a T°C (curva de calibración)	g	671.1 671.1	
Ws=	Peso del Material Seco	g	63.2 62.2	
rw1=	Peso Específico del agua	T°C 18	g/cm³ 1.004	
rw2=	Peso Específico del agua	T°C 18	g/cm³ 1.004	

CALCULOS DE LAS MUESTRAS #: f1 y f2

Peso Específico Seco:	$\frac{Ws * \gamma_w}{Wss + Wfw - Wfsw} =$	f1 1.29 g/cm³	1.28 g/cm³
Peso Específico Superficie Saturada Seca:	$\frac{Wss * \gamma_w}{Wss + Wfw - Wfsw} =$	f1 1.80 g/cm³	1.80 g/cm³
Peso Específico Aparente:	$\frac{Ws * \gamma_w}{Ws + Wfw - Wfsw} =$	f1 2.65 g/cm³	2.64 g/cm³
Porcentaje de Absorción de Agua:	$= \frac{Wss - Ws}{Ws} * 100 =$	f1 39.87 g/cm³	40.4 %

RESULTADOS		
Promedio Peso Específico Seco		
Ss=Gs=	2.64	g/cm³



Anexo 6 Resultados del ensayo triaxial consolidado drenado del suelo

UNIVERSIDAD DE CUENCA – LABORATORIO DE GEOTECNIA				
PROYECTO: Planta de tratamiento de agua		FECHA: 24 de enero de 2020		
MATERIAL: Arena arcillosa con grava		PROFUNDIDAD: 1 m A 2 m		
MUESTRA #: 1		PESO DE LA MUESTRA (g): 167.27		
PRESIÓN DE CÁMARA (kg/cm ²): 0.5		VELOCIDAD DE CARGA (mm/min): 1.0		
DIÁMETRO (cm)		LONGITUD (cm)		
SUPERIOR: 3.80		LONGITUD 1: 7.77		
MEDIO: 3.87		LONGITUD 2: 7.76		
INFERIOR: 3.82				
HUMEDAD				
TARA #	P. TARA (g)	P. TARA + SUELO (g)	P. TARA + SUELO SECO (g)	HUMEDAD (%)
92	40.70	101.10	84.90	36.65
158	49.80	109.82	95.70	30.76
140	41.60	90.99	76.80	40.31
DEFORMACIÓN	CARGA	DEFORMACIÓN	CARGA	DEFORMACIÓN
(mm)	(kgf)	(mm)	(kgf)	(mm)
0.0	0	6.2	10.4	12.4
0.2	2.5	6.4	10.1	12.6
0.4	4.0	6.6	9.8	12.8
0.6	5.4	6.8	9.6	13.0
0.8	6.2	7.0	9.2	13.2
1.0	7.0	7.2	8.8	13.4
1.2	7.7	7.4		13.6
1.4	8.5	7.6		13.8
1.6	8	7.8		14.0
1.8	9.7	8.0		14.2
2.0	10.3	8.2		14.4
2.2	10.7	8.4		14.6
2.4	11.3	8.6		14.8
2.6	11.8	8.8		15.0
2.8	11.9	9.0		15.2
3	12.1	9.2		15.4
3.2	12.4	9.4		15.6
3.4	12.6	9.6		15.8
3.6	12.7	9.8		16.0
3.8	12.8	10.0		16.2
4.0	12.9	10.2		16.4
4.2	12.9	10.4		16.6
4.4	12.9	10.6		16.8
4.6	12.8	10.8		17.0
4.8	12.6	11.0		17.2
5.0	12.5	11.2		17.4
5.2	12.2	11.4		17.6
5.4	12.0	11.6		17.8
5.6	11.7	11.8		18.0
5.8	11.4	12.0		18.2
6.0	11.1	12.2		18.4
OBSERVACIONES:				
REALIZADO POR: Elizabeth Piedra - María José García				



UNIVERSIDAD DE CUENCA – LABORATORIO DE GEOTECNIA					
PROYECTO: Planta de tratamiento de agua			FECHA: 24 de enero de 2020		
MATERIAL: Arena arcillosa con grava			PROFUNDIDAD: 1 m A 2 m		
MUESTRA #: 2			PESO DE LA MUESTRA (g): 168.4		
PRESIÓN DE CÁMARA (kg/cm ²): 1.0			VELOCIDAD DE CARGA (mm/min): 1.0		
DIÁMETRO (cm)			LONGITUD (cm)		
SUPERIOR: 3.82			LONGITUD 1: 7.55		
MEDIO: 3.86			LONGITUD 2: 7.52		
INFERIOR: 3.92					
HUMEDAD					
TARA #	P. TARA (g)	P. TARA + SUELO (g)	P. TARA + SUELO SECO (g)	HUMEDAD (%)	
54	41.80	92.90	80.80	31.03	
27	39.90	88.58	75.90	35.22	
sn	41.70	116.05	95.80	37.43	
DEFORMACIÓN	CARGA	DEFORMACIÓN	CARGA	DEFORMACIÓN	CARGA
(mm)	(kgf)	(mm)	(kgf)	(mm)	(kgf)
0.0	0	6.2	19.7	12.4	15.8
0.2	1.8	6.4	19.6	12.6	15.3
0.4	6.7	6.6	19.5	12.8	15.0
0.6	9.3	6.8	19.5	13.0	14.8
0.8	11.3	7.0	19.4	13.2	14.7
1.0	12.9	7.2	19.3	13.4	14.6
1.2	14.2	7.4	19.2	13.6	14.6
1.4	15.3	7.6	19.1	13.8	14.7
1.6	16.3	7.8	19.0	14.0	14.7
1.8	17.2	8.0	18.9	14.2	14.7
2.0	17.8	8.2	18.8	14.4	14.7
2.2	18.5	8.4	18.7	14.6	14.6
2.4	19.0	8.6	18.6	14.8	14.6
2.6	19.5	8.8	18.4	15.0	14.6
2.8	19.9	9.0	18.3	15.2	14.6
3.0	20.2	9.2	18.3	15.4	14.6
3.2	20.4	9.4	18.2	15.6	
3.4	20.6	9.6	18.2	15.8	
3.6	20.8	9.8	18.2	16.0	
3.8	20.9	10.0	18.1	16.2	
4.0	20.9	10.2	18.0	16.4	
4.2	20.8	10.4	17.9	16.6	
4.4	20.8	10.6	17.9	16.8	
4.6	20.6	10.8	17.8	17.0	
4.8	20.4	11.0	17.6	17.2	
5.0	20.4	11.2	17.6	17.4	
5.2	20.2	11.4	17.4	17.6	
5.4	20.2	11.6	17.0	17.8	
5.6	20.0	11.8	16.7	18.0	
5.8	19.9	12.0	16.6	18.2	
6.0	19.7	12.2	16.3	18.4	
OBSERVACIONES:					
REALIZADO POR: Elizabeth Piedra - María José García					



UNIVERSIDAD DE CUENCA – LABORATORIO DE GEOTECNIA					
PROYECTO: Planta de tratamiento de agua			FECHA: 24 de enero de 2020		
MATERIAL: Arena arcillosa con grava			PROFUNDIDAD: 1 m A 2 m		
MUESTRA #: 3			PESO DE LA MUESTRA (g): 187.19		
PRESIÓN DE CÁMARA (kg/cm ²): 2.0			VELOCIDAD DE CARGA (mm/min): 1.0		
DIÁMETRO (cm)			LONGITUD (cm)		
SUPERIOR: 3.95			LONGITUD 1: 8.25		
MEDIO: 3.85			LONGITUD 2: 8.30		
INFERIOR: 3.90					
HUMEDAD					
TARA #	P. TARA (g)	P. TARA + SUELO (g)	P. TARA + SUELO SECO (g)	HUMEDAD (%)	
10	40.70	119.51	101.80	28.99	
68	42.80	97.72	86.90	24.54	
10a	40.6	96.47	84.70	26.69	
DEFORMACIÓN	CARGA	DEFORMACIÓN	CARGA	DEFORMACIÓN	CARGA
(mm)	(kgf)	(mm)	(kgf)	(mm)	(kgf)
0.0	0	6.2	28.9	12.4	34.8
0.2	0.4	6.4	29.2	12.6	34.9
0.4	0.5	6.6	29.5	12.8	34.9
0.6	0.9	6.8	29.9	13.0	35.0
0.8	2.0	7.0	30.1	13.2	35.1
1.0	8.4	7.2	30.4	13.4	35.2
1.2	11.4	7.4	30.6	13.6	35.4
1.4	13.3	7.6	30.8	13.8	35.6
1.6	14.9	7.8	31.1	14.0	35.8
1.8	16.2	8.0	31.2	14.2	35.9
2.0	17.4	8.2	31.5	14.4	36.0
2.2	18.4	8.4	31.7	14.6	36.2
2.4	19.4	8.6	31.9	14.8	36.4
2.6	20.2	8.8	32.0	15.0	36.6
2.8	21.0	9.0	32.2	15.2	36.8
3.0	21.7	9.2	32.4	15.4	36.9
3.2	22.4	9.4	32.5	15.6	37.1
3.4	23.0	9.6	32.7	15.8	37.2
3.6	23.6	9.8	32.9	16.0	37.4
3.8	24.2	10.0	33.1	16.2	37.6
4.0	24.7	10.2	33.2	16.4	37.8
4.2	25.2	10.4	33.4	16.6	38.1
4.4	25.7	10.6	33.5	16.8	38.2
4.6	26.1	10.8	33.6	17.0	38.3
4.8	26.5	11.0	33.8	17.2	
5.0	27.0	11.2	33.9	17.4	
5.2	27.3	11.4	34.1	17.6	
5.4	27.7	11.6	34.2	17.8	
5.6	28.0	11.8	34.3	18.0	
5.8	28.4	12.0	34.5	18.2	
6.0	28.7	12.2	34.6	18.4	
OBSERVACIONES:					
REALIZADO POR: Elizabeth Piedra - María José García					



Anexo 7 Especificaciones técnicas del rubro Limpieza y desbroce de terreno.

RUBRO. - LIMPIEZA Y DESBROCE DE TERRENO

DESCRIPCIÓN. -

Consistirá en despejar el terreno necesario para llevar a cabo la obra, de acuerdo con las presentes especificaciones. En las zonas indicadas en los planos o por el fiscalizador se procederá a cortar, desenraizar y retirar de los sitios de construcción, los árboles incluidos sus raíces, arbustos, hierbas, etc y cualquier vegetación en: las áreas de construcción, áreas de servidumbre de mantenimiento, en los bancos de préstamos indicados en los planos y proceder a la disposición final en forma satisfactoria al Fiscalizador, de todo el material proveniente del desbroce y limpieza

PROCEDIMIENTO. -

La limpieza deberá ser realizada manualmente.

Se debe desalojar todo el material no usado proveniente del desbroce y la limpieza, este debe colocarse fuera del área de construcción debiendo depositarse en los sitios determinados por la Fiscalización.

Los huecos y cortes dejados por la remoción de árboles y arbustos, se debe llenar con material seleccionado compactado y de acuerdo al criterio de la Fiscalización.

Se deberá mantener el área de trabajo, libre de agua mediante la utilización de bombas, drenajes temporales u otro medio, de acuerdo como se requiera para el buen desarrollo del proyecto.

MEDICIÓN Y PAGO. -

Se medirá el área intervenida del terreno y que esté realmente limpio y su pago se lo efectuará por metro cuadrado m^2 , con aproximación de dos decimales

Unidad: Metro cuadrado m^2 .

Materiales mínimos: ninguno.

Equipo mínimo: herramientas menores (pico y pala).

Mano de obra mínima calificada: peón.

**Anexo 8 Modelo de encuesta realizada a los habitantes de la comunidad Namza Grande****CUESTIONARIO SOBRE EL SERVICIO ACTUAL DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE**

Fecha: _____

Cantón: _____

Parroquia: _____

1. **Uso de la vivienda:** Sólo vivienda () Vivienda y otra actividad productiva asociada ()
2. **¿Cuántas personas habitan en la vivienda?** _____
3. **¿Tiene algún familiar viviendo en otro país?:**
si () Indique cuántos: _____
no ()
4. **¿Cuántos días a la semana dispone de agua potable?** _____
5. **¿Cuántas horas por día dispone de agua?** _____
Horario desde las Hasta las
6. **La cantidad de agua que recibe es:** suficiente () insuficiente ()
7. **¿Almacena usted el agua para el consumo de su familia?** si () no ()

Recipientes	Cantidad	Capacidad del recipiente (litros)	Total en litros
Balde-lata			
Bidones			
Tinaja			
Cilindro – barril			
Tanque			
Otros			
Total			

8. **¿Cómo valora la calidad del agua (sabor, olor, color, potabilidad) que consume?**

Buena Muy buena
 Normal Mala
 Muy mala Huele mal
 Sabe mal Se ve sucia / turbia / amarillosa / color arena

9. **¿El agua llega limpia o turbia?:**

Limpia todo el año() Turbia por días() Turbia por meses() Turbia todo el año()

10. **¿El agua antes de ser consumida le da algún tratamiento?:**

Ninguno() Hierve() Filtra() Otro _____

11. **¿Cuáles considera que son los principales problemas en la región (puede marcar más de 1 opción)?**

Mucha basura
 Carencia/escasez de agua
 Contaminación de las aguas
 Destrucción de los cerros / tala de árboles
 Destrucción de los cerros por las areneras

12. **¿Los casos de diarrea, dolores estomacales, infecciones estomacales/intestinales son comunes en su familia/casa?**

Sí, principalmente en los que tienen menos de 12 años
 Sí, son comunes en todos los miembros de la familia
 Se dan muy pocas veces
 Nunca

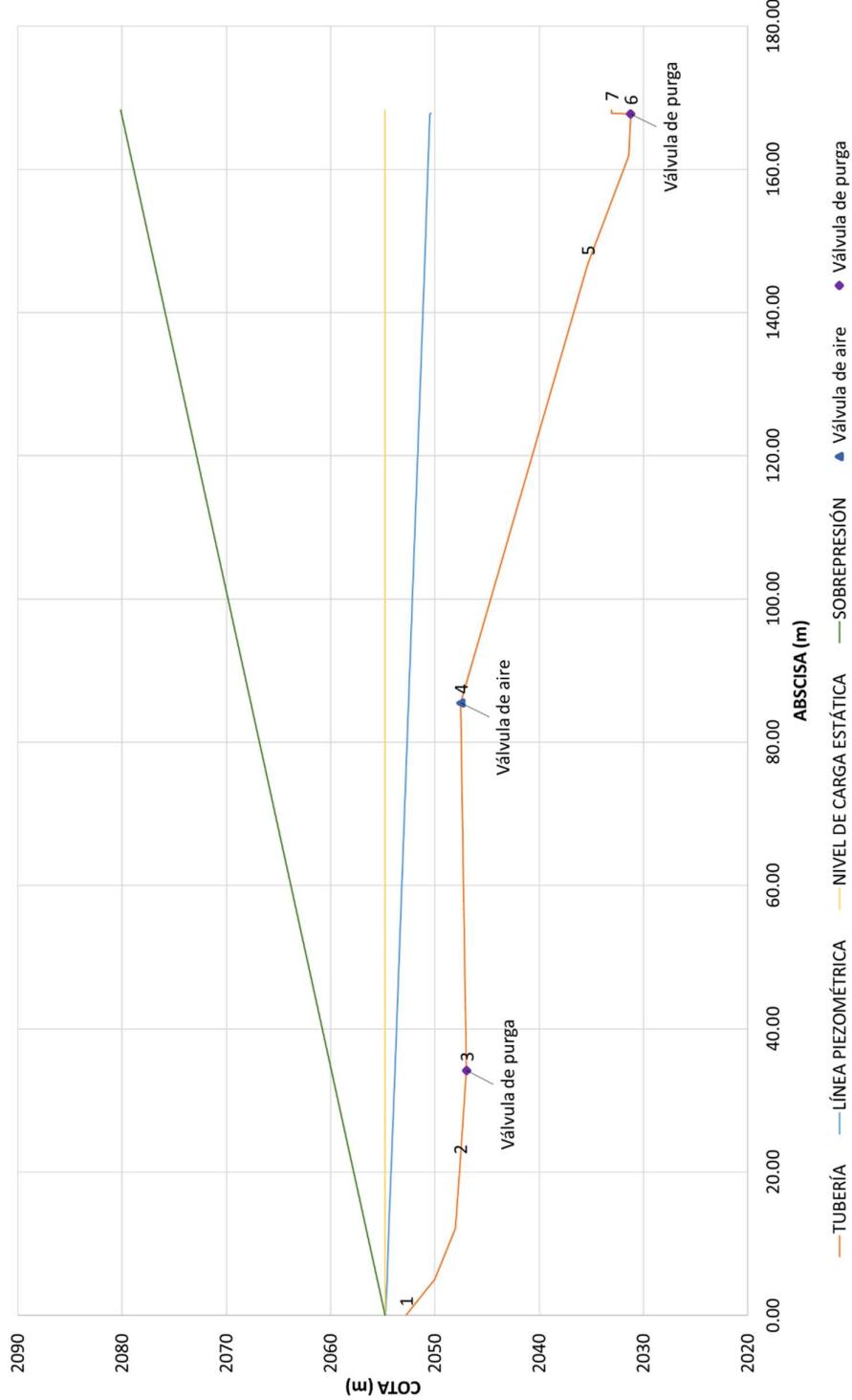


Anexo 9 Resultados Línea de conducción desde el tanque del canal de riego hasta el filtro dinámico

Tramo	Abscisa (m)	Longitud (m)	Cota (m)	Diámetro externo (mm)	Presión admisible (mca)	Σh_f	Línea Piezometrica (m)	Presión (mca)	Velocidad (m/s)	Sobrepresión (mca)	Cota+Presión+Sobrepresión (mca)
0			2052.79		0	2054.72	2				2054.72
1-2	21.23	9.10	2047.60	40	63.63	0.60	2054.19	6.59	0.89	3.80	2057.99
2-3	34.18	12.90	2046.98	40	63.63	0.94	2053.85	6.87	0.89	6.09	2059.94
3-4	85.49	51.20	2047.53	40	63.63	2.23	2052.56	5.03	0.89	15.11	2067.67
4-5	146.75	62.40	2035.37	40	63.63	3.80	2050.99	15.62	0.89	25.91	2076.90
5-6	167.74	21.50	2031.25	40	63.63	4.30	2050.49	19.24	0.89	29.58	2080.06
6-7	168.30	2.10	2033.08	40	63.63	4.46	2050.33	17.25	0.89	29.82	2080.15



Anexo 10 Perfil de la línea de conducción desde el tanque del canal de riego hasta el filtro dinámico

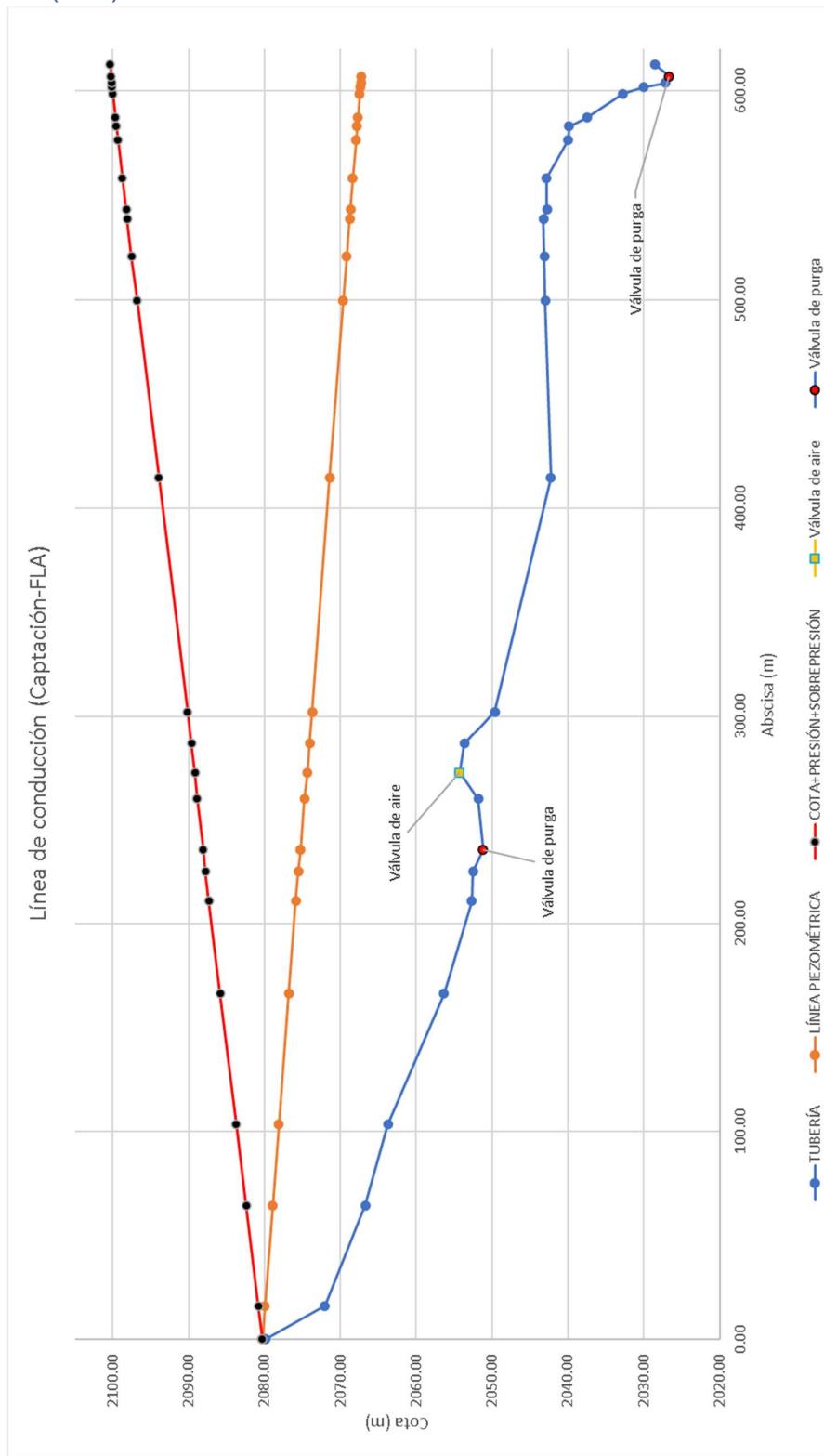




Anexo 11 Resultados línea de conducción desde la vertiente al filtro lento de arena (FLA)

Tramo	Longitud (m)	Abscisa (m)	Cota (m)	Diámetro externo (mm)	Presión admisible (mca)	Σhf	Línea Piezométrica (m)	Presión (mca)	Velocidad (m/s)	Sobrepresión (mca)	Cota+Presión + Sobrepresión (mca)
0	0.00	0.00	2079.88		0.00	2080.28	0.40	0.00	0.00	0.00	2080.28
0-1	16.00	16.00	2072.02	40	80.80	0.34	2079.94	7.92	0.98	0.87	2080.81
1-2	48.40	64.40	2066.70	40	80.80	1.01	2078.93	12.23	0.98	3.51	2082.43
2-3	38.90	103.30	2063.75	40	80.80	0.82	2078.11	14.36	0.98	5.62	2083.73
3-4	62.80	166.10	2056.33	40	80.80	1.31	2076.80	20.47	0.98	9.04	2085.84
4-5	44.60	210.70	2052.70	40	80.80	0.93	2075.87	23.17	0.98	11.47	2087.34
5-6	14.20	224.90	2052.50	40	80.80	0.31	2075.56	23.06	0.98	12.24	2087.80
6-7	10.60	235.50	2051.22	40	80.80	0.32	2075.24	24.02	0.98	12.82	2088.06
7-8	24.30	259.80	2051.83	40	80.80	0.52	2074.73	22.90	0.98	14.14	2088.87
8-9	12.80	272.60	2054.29	40	80.80	0.37	2074.36	20.07	0.98	14.84	2089.20
9-10	13.90	286.50	2053.65	40	80.80	0.30	2074.06	20.41	0.98	15.60	2089.65
10-11	15.50	302.00	2049.67	40	80.80	0.33	2073.72	24.05	0.98	16.44	2090.16
11-12	112.50	414.50	2042.23	40	80.80	2.33	2071.39	29.16	0.98	22.56	2093.95
12-13	85.00	499.50	2043.00	40	80.80	1.77	2069.62	26.62	0.98	27.19	2096.81
13-14	21.00	520.50	2043.09	40	80.80	0.45	2069.18	26.09	0.98	28.33	2097.51
14-15	18.00	538.50	2043.25	40	80.80	0.39	2068.79	25.54	0.98	29.31	2098.10
15-16	4.60	543.10	2042.76	40	80.80	0.11	2068.68	25.92	0.98	29.56	2098.25
16-17	15.10	558.20	2042.83	40	80.80	0.33	2068.36	25.53	0.98	30.39	2098.74
17-18	18.30	576.50	2039.95	40	80.80	0.42	2067.93	27.98	0.98	31.38	2099.32
18-19	6.40	582.90	2039.83	40	80.80	0.15	2067.79	27.96	0.98	31.73	2099.52
19-20	4.20	587.10	2037.49	40	80.80	0.10	2067.68	30.19	0.98	31.96	2099.64
20-21	11.40	598.50	2032.72	40	80.80	0.25	2067.43	34.71	0.98	32.58	2100.01
21-22	3.30	601.80	2030.04	40	80.80	0.08	2067.35	37.31	0.98	32.76	2100.11
22-23	2.00	603.80	2027.15	40	80.80	0.06	2067.29	40.14	0.98	32.87	2100.16
23-24	3.20	607.00	2026.68	40	80.80	0.09	2067.21	40.53	0.98	33.04	2100.25
24-25	5.50	612.50	2028.50	40	80.80	0.20	2067.00	38.50	0.98	33.34	2100.35

Anexo 12 Perfil de la línea de conducción desde la vertiente al filtro lento de arena (FLA)





Anexo 13 Diseño del FLA usando ferrocemento

Datos			
Altura del tanque	H	2.40	m
Diámetro del tanque	D	4.50	m
Volumen del tanque	V	38.17	m ³
Capacidad portante del suelo	qu	2.05	kg/cm ²
Resistencia del hormigón	f _c	210	kg/cm ²
Fluencia del acero	F _y	4200	kg/cm ²
Peso específico del agua	Y _w	1000	kg/m ³
Mayoración de carga del agua debido a un sismo			
Fuerza del agua debido al sismo (60 %)	1.6*Y _w	1600	kg/m ³
Carga del agua debido al sismo (60 %)	q _w	3840	kg/m ²
Resistencia del suelo	qu	20514.24	kg/m ²
<i>La resistencia del suelo es mayor a la carga debido al agua, por lo tanto, el suelo va a reaccionar con la misma carga a la que está sometida el tanque.</i>			
Diseño de las paredes			
<i>Se divide la altura del tanque en tres franjas iguales</i>			
		h	0.80 m
		F ₁	2880 kg/m
		F ₂	5760 kg/m
		F ₃	8640 kg/m
Diseño con la franja de mayor fuerza			
Fuerza mayor	F ₃	8640.00	kg/m
Factor de seguridad	F _s	1.40	
Carga de diseño	F _d	12096	kg/m
Considerando:	σ_{agr}	50	kg/cm ²
Ancho unitario	b	1	m
Área	A	241.92	cm ²
Sección de prueba t x b			
Considerando	b	100	cm
Espesor de la pared calculado	t	2.42	cm
Espesor de la pared asumido	t	10.00	cm
Selección de la malla y cálculo del número de mallas			
Resistencia del mortero a tracción directa	R _b	27	kg/cm ²
Número de mallas	n	8.49	
Diámetro del alambre	d	6.00	mm
Apertura	a	10.00	mm
Superficie específica de la zona traccionada o comprimida	S _L	0.16	mm ⁻¹
Coeficiente para tracción directa	K	245.00	kg * mm/cm ²
Resistencia al agrietamiento del ferrocemento	σ_{agr}	66.20	kg/cm ²
Número de mallas adoptado	n	9.00	
Cálculo del espaciamiento de mallas			
$t = e * (n-1) + 2 * \text{recubrimiento}$			
Recubrimiento	r	6.00	mm
Espaciamiento entre mallas	e	11.00	mm



REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ACI Committee. (2006). Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318-19). American Concrete Institute.
- ACI Committee. (2018). Design Guide for Ferrocement (ACI 549.1R-18). American Concrete Institute.
- ACI Committee. (2006). Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures and Commentary (ACI 350.3-06). American Concrete Institute.
- ASTM C127. (2015). Standard Test Method for Relative Density (Specific Gravity) and Absorption of Coarse Aggregate. ASTM International.
- ASTM C128. (2015). Standard Test Method for Relative Density (Specific Gravity) and Absorption of Fine Aggregate. ASTM International.
- ASTM D2487. (2017). Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System). ASTM International.
- ASTM D7181. (2020). Standard Test Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils. ASTM International.
- Aguirre Morales, F. (2015). Abastecimiento de Agua para comunidades rurales. Machala, Ecuador: Universidad Técnica de Machala.
- Batson, G. B., Castro, J. O., Guerra, A. J., Iorns, M. E., Johnston, C. D., Naaman, A. E., ... & Tilsen, B. L. (1988). Guide for the design, construction, and repair of ferrocement. *ACI Structural Journal*, 85(3), 325-351.
- Cabrera Molina, E., Hernández Garciadiego, L., Gómez Ruiz, H., & Cañizares Macías, M. (2003). Determinación de nitratos y nitritos en agua: Comparación de costos entre un método de flujo continuo y un método estándar. *Revista de la Sociedad Química de México*, 47(1), 88-92.
- Comisión Nacional del Agua [CONAGUA]. (2015). Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento: Conducciones. Subdirección General de Agua Potable, Drenaje y Saneamiento.
- Comisión Nacional del Agua [CONAGUA]. (2015). Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento: Datos Básicos para Proyectos de Agua Potable y Alcantarillado. Subdirección General de Agua Potable, Drenaje y Saneamiento.



- Cotruvo, J., Craun, G. F., & Hearne, N. (Eds.). (2019). Providing safe drinking water in small systems: Technology, operations, and economics. Routledge.
- Delgado, C. D. (Ed.). (2003). Agua potable para comunidades rurales, reuso y tratamientos avanzados de aguas residuales domésticas. RIPDA-CYTED.
- Galvis, G., Latorre, J., & Visscher, J. T. (1999). Filtración en múltiples etapas: tecnología innovativa para el tratamiento de agua. Cinara, Universidad del Valle, Cali, Colombia.
- LENNTECH. (s.f.). Magnesio (Mg) y agua. <https://www.lenntech.es/magnesio-y-agua.htm>
- López, L. J. (2017). Presupuestos en la construcción. Ediciones Paraninfo, SA.
- DE, P. F. Y. B. M., & TALUDES, M. D. C. Y. T. (2011). Estudios y Diseños-Ruta del Sol.
- Lozano, R. W. (2013). Calidad fisicoquímica del agua - métodos simplificados para su muestreo y análisis. Bogotá: Universidad Piloto de Colombia.
- INEN, N. T. E. (2014). Agua Potable Requisitos. NTE INEN 1108. Instituto Ecuatoriano de Normalización. Quito.
- INEN, N. T. E. (1983). Agua Potable. Determinación del pH. NTE INEN 973. Instituto Ecuatoriano de Normalización. Quito.
- INEN, N. T. E. (1983). Agua Potable. Determinación del manganeso total. NTE INEN 1 104. Instituto Ecuatoriano de Normalización. Quito.
- Junta Parroquial de Huigra (2015). Plan de desarrollo y ordenamiento territorial del gobierno parroquial de Huigra.
- Morató, J., Subirana, A., Gris, A., Carneiro, A., & Pastor, R. (2006). Tecnologías sostenibles para la potabilización y el tratamiento de aguas residuales. Red Revista Lasallista de Investigación.
- Nakatsuka, S., Nakate, I., & Miyano, T. (1996). Drinking water treatment by using ultrafiltration hollow fiber membranes. Desalination, 106(1-3), 55-61.
- OMS. Organización Mundial de la Salud. (2006). Guías para la calidad del agua potable de la OMS: Vol. 1: Recomendaciones.
- OPS. Organización Panamericana de la Salud (2004). Operación y mantenimiento para líneas de conducción e impulsión de sistemas de abastecimiento de agua rural. Lima.



- OPS. Organización Panamericana de la Salud (2005). Guía para diseño de sistemas de tratamiento de filtración en múltiples etapas. Lima.
- Picó, A. G., Yagüe, J. C. B., Mayor, M. A. G., & González, G. P. (2019). Criterios de calidad y gestión del agua potable. Universidad Nacional de Educación a Distancia.
- RAVELO, S. A. (1979). ABASTECIMIENTO DE AGUA. Teoría & Diseño. Venezuela.
- Restrepo Osorno, H. A. (2009). Evaluación del proceso de coagulación-floculación de una planta de tratamiento de agua potable (Doctoral dissertation, Universidad Nacional de Colombia).
- Ríos-Tobón, S., Agudelo-Cadavid, R. M., & Gutiérrez-Builes, L. A. (2017). Patógenos e indicadores microbiológicos de calidad del agua para consumo humano. Revista Facultad Nacional de Salud Pública, 35(2), 236-247.
- Roldán Pérez, G., Restrepo, R., & Jairocoaut, J. (2008). Fundamentos de limnología neotropical (No. 551.48 R6).
- Romero Rojas, J. A. (2006). Purificación del agua. Escuela Colombiana de Ingeniería Ed., Colombia.
- Romero Rojas, J. A. (2009). Calidad del agua. Escuela Colombiana de Ingeniería.
- Sánchez, L. D., Sánchez, A., Galvis, G., & Latorre, J. (2007). Filtración en múltiples etapas. IRC Centro Internacional de Agua y Saneamiento.
- Secretaría del Agua (2014). NORMA CO 10.7 – 601 Código Ecuatoriano de la Construcción de Obras Sanitarias.
- Secretaría del Agua (2014). NORMA CO 10.7 – 602 Norma de Diseño para Sistemas de Abastecimiento de Agua Potable, Disposición de Excretas y Residuos Líquidos en el Área Rural.
- Solsona, F. (2003). Filtración dinámica. Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente.
- Trujillo, A. (2007). Principios Básicos de calidad y tratamiento del Agua Potable. Colombia: Universidad de Caldas.
- Visscher, J. T., Paramasivam, R., Raman, A., & Heijnen, H. A. (1992). Filtración lenta en arena tratamiento de agua para comunidades: Planeación,



Diseño, Construcción, Operación y Mantenimiento. Cinara. Cali, Colombia.

Wegelin, M. (1986). Horizontal-flow roughing filtration (HRF) a design, construction and operation manual. In IRCWD report (Vol. 6). IRCWD.

Wegelin, M. (1992). Surface water treatment by roughing filters with special emphasis on horizontal - flow roughing filtration. (No. 10/92).

Wegelin, M. (1996). Surface water treatment by roughing filters: a design, construction and operation manual (Vol. 2). SANDEC.