

**UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA
SEDE QUITO**

CARRERA: INGENIERÍA CIVIL

Tesis previa a la obtención del título de: INGENIERA E INGENIERO CIVIL

**TEMA:
OPTIMIZACIÓN DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE DE LA COMUNIDAD
CHINCHILOMA DE LA PARROQUIA TUPIGACHI, CANTÓN PEDRO
MONCAYO, PROVINCIA DE PICHINCHA**

**AUTORES:
JACQUELINE ALEXANDRA AMAGUA PILLAJO
FREDDY ORLANDO SUÁREZ SANTIANA**

**DIRECTOR:
CARLOS ANÍBAL GUTIÉRREZ CAIZA**

Quito, mayo de 2015

**DECLARATORIA DE RESPONSABILIDAD Y AUTORIZACIÓN DE USO
DEL TRABAJO DE TITULACIÓN**

Nosotros, autorizamos a la Universidad Politécnica Salesiana la publicación total o parcial de este trabajo de titulación y su reproducción sin fines de lucro.

Además, declaramos que los conceptos, análisis desarrollados y las conclusiones del presente trabajo son de exclusiva responsabilidad de los autores.

Quito, mayo de 2015

Jacqueline Alexandra Amagua Pillajo
C.C. 172027743-1

Freddy Orlando Suárez Santiana
C.C. 172179286-7

DEDICATORIA

A Dios por darme la oportunidad de vivir y estar conmigo en cada paso que doy.

A mi abuelita Celia, por su infinito amor, por formarme con buenos sentimientos y valores, que me han ayudado a seguir adelante aunque no se encuentre conmigo físicamente, pero siempre vivirá en mi corazón.

A mi madre Anita quien con su ejemplo de trabajo y responsabilidad inculco en mí, el deseo de superación; por su amor y apoyo incondicional para culminar mis estudios.

A mi hijo Alejandro, por ser la razón de que me levante día a día, por ser mi alegría y mi vida; quien a su corta edad tuvo que entender y soportar estar solo largas horas sin mi compañía.

A mi esposo Enrique por sus palabras, amor y por brindarme el apoyo y tiempo necesario para culminar mis estudios.

Jacqueline Alexandra Amagua Pillajo

Dedico este trabajo a toda mi familia, en especial a mi mamá y a mi hermano mayor, ambos son quienes me han apoyado en cada paso de mi carrera, siempre han creído en mí y me han impulsado a llegar hasta aquí.

Freddy Orlando Suárez Santiana

AGRADECIMIENTOS

Al director de tesis, Ing. Msc. Carlos Aníbal Gutiérrez Caiza, por la orientación y ayuda que nos brindó para la realización de esta tesis; por su apoyo y amistad que nos permitieron aprender mucho más de lo estudiado en el transcurso de vida universitaria.

A todos los profesores que me transmitieron sus conocimientos a lo largo de la culminación de mis estudios.

A mis amigos y compañeros que nos apoyaron durante la realización del proyecto.

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO 1	2
GENERALIDADES DEL PROYECTO	2
1.1. Nombre del proyecto	2
1.2. Entidad ejecutora	2
1.3. Cobertura y localización	2
1.4. Monto.....	3
1.5. Plazo de ejecución	3
CAPÍTULO 2	4
DIAGNÓSTICO Y PROBLEMA	4
2.1. Descripción de la situación actual del área del proyecto.....	4
2.1.1. Ubicación.....	4
2.1.2. Límites	4
2.1.3. Población	6
2.1.4. Educación	8
2.1.5. Salud	9
2.1.6. Vivienda y servicios básicos.....	10
2.1.7. Viabilidad y accesos	11
2.1.8. Aspectos Socioeconómicos.	13
2.1.8.1. Agro-producción.....	13
2.1.8.2. Turismo.....	13
2.1.8.3. Artesanías.	14
2.1.9. Uso del suelo.....	14
2.1.10. Tipo de suelo.....	16
2.1.11. Ambiente.....	17
2.1.11.1. Clima.....	17
2.1.11.2. Contaminación.....	19
2.1.11.3. Ecosistema	19
2.2. Identificación, descripción y diagnóstico del problema.	20
2.3. Línea base del proyecto.	24
2.4. Análisis de oferta y demanda.....	25
2.4.1. Demanda.	25
2.4.1.1. Población de referencia.....	25

2.4.1.2.	Población demandante potencial.	25
2.4.1.3.	Población demandante efectiva.	25
2.4.2.	Oferta.	27
2.4.3.	Estimación del déficit o demanda insatisfecha.	27
2.5.	Identificación y caracterización de la población objetivo.	28
CAPÍTULO 3		28
OBJETIVOS DEL PROYECTO		31
3.1.	Objetivo general y objetivos específicos	31
3.1.1.	Objetivo general.....	31
3.1.2.	Objetivos específicos	31
3.2.	Indicadores de resultado	31
3.3.	Matriz de marco lógico	32
CAPÍTULO 4		34
VIABILIDAD Y PLAN DE SOSTENIBILIDAD		34
4.1.	Viabilidad técnica.	34
4.1.1.	Diagnóstico de los sistemas existentes de agua.	34
4.1.1.1.	Sistema Cunupugro.....	35
4.1.1.2.	Sistema Chinchiloma.	37
4.1.1.3.	Simulación de los sistemas	41
4.1.2.	Estudio Hidrológico.....	46
4.1.2.1.	Características físico-morfométricos de las microcuencas.....	46
4.1.2.2.	Análisis de información.....	49
4.1.3.	Estudio de alternativas (Prefactibilidad, Factibilidad y Diseño definitivo)	59
4.1.3.1.	Alternativas de captación.....	59
4.1.3.2.	Alternativas de ubicación del reservorio.	60
4.1.3.3.	Planteamiento y análisis de alternativas para el trazado de la línea de distribución.	62
4.1.3.4.	Alternativas de captación de aguas lluvias en techos.	65
4.1.4.	Levantamiento topográfico.....	68
4.1.5.	Estudio Geotécnico.....	70
4.1.5.1.	Geología.....	70
4.1.5.2.	Mecánica de Suelos.	75
4.1.6.	Química del agua	87

4.1.6.1.	Calidad del agua de las captaciones.....	87
4.1.6.2.	Calidad del agua lluvia	88
4.1.7.	Diseños hidráulicos.....	89
4.1.8.	Bases de Diseño.....	89
4.1.9.	Diseños.	95
4.1.9.1.	Captación	95
4.1.9.2.	Diseño del desarenador.....	130
4.1.9.3.	Diseño de tanques rompe presión.....	135
4.1.9.4.	Diseño de red de conducción.....	138
4.1.9.5.	Diseño de la red de distribución	165
4.1.9.6.	Diseño de captación de aguas lluvias en techos.	168
4.2.	Viabilidad financiera y/o económica.	172
4.2.1.	Análisis de viabilidad económica.	172
4.2.2.	Flujos financieros y/o económicos	174
4.2.2.1.	Flujos económicos.	175
4.2.2.2.	Flujo económico	177
4.2.3.	Indicadores económicos (VAN, TIR, B/C).	178
4.3.	Análisis de sensibilidad	179
4.3.1.	Análisis de impacto ambiental y/o riesgos.	179
4.3.1.1.	Recomendaciones para la GBPA.....	181
CAPÍTULO 5.....		
PRESUPUESTO.....		193
CAPÍTULO 6.....		
ESTRATEGIA DE EJECUCIÓN		195
6.1.	Estructura operativa	195
6.2.	Cronograma valorado.	196
CAPÍTULO 7		
ESTRATEGIA DE SEGUIMIENTO Y EVALUACIÓN.....		198
7.1.	Monitoreo de la ejecución	198
7.2.	Evaluación de resultados e impactos	198
7.2.1.	Plan de manejo de microcuencas y vertientes del proyecto.	198
7.2.1.1.	Sistema de Holdridge.....	198
7.2.1.2.	Unidades ambientales de las microcuencas.....	201
7.2.1.3.	Sistemas agroforestales.....	205

7.2.1.4.	Propuesta de plan de manejo.	206
CONCLUSIONES		210
RECOMENDACIONES		212
LISTA DE REFERENCIAS		213
ANEXOS		214

ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1.</i>	Tanque de almacenamiento 1 de la comunidad de Chinchiloma	2
<i>Figura 2.</i>	Límites de la parroquia Tupigachi.	5
<i>Figura 3.</i>	Delimitación territorial de la parroquia Tupigachi.	6
<i>Figura 4.</i>	Sub-centro de salud Tupigachi	9
<i>Figura 5.</i>	Sistema de viabilidad de la parroquia Tupigachi.....	12
<i>Figura 6.</i>	Lagunas de Mojanda de la parroquia Tupigachi.....	13
<i>Figura 7.</i>	Uso de suelos de la parroquia Tupigachi.	14
<i>Figura 8.</i>	Uso de suelo de la parroquia Tupigachi.	15
<i>Figura 9.</i>	Tipos de suelo de la parroquia Tupigachi.....	16
<i>Figura 10.</i>	Precipitación del año 2009 de la parroquia Tupigachi.	18
<i>Figura 11.</i>	Temperatura año 2009 de la parroquia Tupigachi.	19
<i>Figura 12.</i>	Tipo de ecosistema de la parroquia Tupigachi.	20
<i>Figura 13.</i>	Vertientes de la comunidad de Chinchiloma.....	21
<i>Figura 14.</i>	Sistema de captación.....	22
<i>Figura 15.</i>	Tuberías de .conducción	22
<i>Figura 16.</i>	Árbol de problemas de la comunidad Chinchiloma	23
<i>Figura 17.</i>	Sistemas existentes.	34
<i>Figura 18.</i>	Captación Chinchiloma.	35
<i>Figura 19.</i>	Red de distribución Cunupugro.	36
<i>Figura 20.</i>	Captación 1 Chinchiloma, sin uso.	37
<i>Figura 21.</i>	Captación 1 Chinchiloma, actualmente en uso.....	37
<i>Figura 22.</i>	Captación 2, Chinchiloma.	38
<i>Figura 23.</i>	Red de distribución Cunupugro.	39
<i>Figura 24.</i>	Tanques de almacenamiento individuales.	39
<i>Figura 25.</i>	Sistema de distribución.....	40
<i>Figura 26.</i>	Resultado de simulación de sistemas actuales.....	45
<i>Figura 27.</i>	Microcuencas de Cunupugro y Chinchiloma.	46
<i>Figura 28.</i>	Ubicación en el mapa de Isoyetas del punto de estudio.	53
<i>Figura 29.</i>	Curva de duración general de la fuente Cunupugro.	56
<i>Figura 30.</i>	Curva de duración general de la fuente Chinchiloma.....	56
<i>Figura 31.</i>	Toma frontal con azud.....	59
<i>Figura 32.</i>	Toma con rejilla de fondo.....	60

<i>Figura 33.</i>	Ubicación del reservorio, alternativa 1.....	61
<i>Figura 34.</i>	Ubicación del reservorio.....	61
<i>Figura 35.</i>	Ubicación del reservorio, alternativa 2.....	62
<i>Figura 36.</i>	Trazado de la red de distribución, alternativa 2.....	64
<i>Figura 37.</i>	Captación de agua lluvia en techos, alternativa 1.....	65
<i>Figura 38.</i>	Captación de agua lluvia en techos, alternativa 2.....	66
<i>Figura 39.</i>	Captación de agua lluvia en techos, alternativa 3.....	67
<i>Figura 40.</i>	Estación total plantada en el T.D 2.....	69
<i>Figura 41.</i>	Mapa sísmico del Ecuador.....	73
<i>Figura 42.</i>	Gráficos de los círculos de Mohr.....	82
<i>Figura 43.</i>	Sistema de abastecimiento de gravedad con tratamiento.	90
<i>Figura 44.</i>	Esquema en planta de la obra en planta tipo Causiana.....	96
<i>Figura 45.</i>	Corte A – A (figura 30).	97
<i>Figura 46.</i>	Perfil de la rejilla.	97
<i>Figura 47.</i>	Galería.....	102
<i>Figura 48.</i>	Dimensiones de la galería (Chinchiloma).....	104
<i>Figura 49.</i>	Dimensiones de la galería (Cunupugro).	105
<i>Figura 50.</i>	Geometría del cauce (Topografía).	106
<i>Figura 51.</i>	Cálculo de la subpresión y fuerzas que actúan en el vertedero ...	109
<i>Figura 52.</i>	Geometría del cauce (Topografía).	111
<i>Figura 53.</i>	Cálculo de la subpresión y fuerzas que actúan en el vertedero ...	113
<i>Figura 54.</i>	Perfil transversal de la quebrada Cashapata.	115
<i>Figura 55.</i>	Curva de descarga.....	116
<i>Figura 56.</i>	Dimensiones, fuerzas y empujes que actúan sobre el muro	117
<i>Figura 57.</i>	Presiones que actúan en la zapata.....	119
<i>Figura 58.</i>	Diseño del dedo.	120
<i>Figura 59.</i>	Diseño del talón.	122
<i>Figura 60.</i>	Diseño de la pantalla.....	124
<i>Figura 61.</i>	Armado del muro.....	124
<i>Figura 62.</i>	Diseño de la pantalla.....	125
<i>Figura 63.</i>	Armado del muro.....	127
<i>Figura 64.</i>	Dimensiones canal colector.....	129
<i>Figura 65.</i>	Dimensiones canal colector.....	130
<i>Figura 66.</i>	Esquema de desarenador.....	135

<i>Figura 67.</i>	Esquema de tanque rompe presión.	137
<i>Figura 68.</i>	Tanque # 1	143
<i>Figura 69.</i>	Tanque # 2	143
<i>Figura 70.</i>	Esquema del tanque tipo 100m ³	147
<i>Figura 71.</i>	Esquema de tanque vacío.....	149
<i>Figura 72.</i>	Momentos para tanque vacío	149
<i>Figura 73.</i>	Esquema de tanque lleno.	152
<i>Figura 74.</i>	Momentos para tanque lleno.....	153
<i>Figura 75.</i>	Momentos para tanque lleno.....	157
<i>Figura 76.</i>	Esquema armado de las paredes del tanque.....	157
<i>Figura 77.</i>	Momentos para losa inferior.....	158
<i>Figura 78.</i>	Esquema del armado de losa inferior.....	158
<i>Figura 79.</i>	Momentos para losa superior.....	159
<i>Figura 80.</i>	Esquema de cuantía de acero de losa superior.....	159
<i>Figura 81.</i>	Esquema de cuantía de acero de columna central.	160
<i>Figura 82.</i>	Trazado definitivo de la red de distribución.....	167
<i>Figura 83.</i>	Esquema de una canaleta.	171
<i>Figura 84.</i>	Acople de canaleta.	171
<i>Figura 85.</i>	Estructura operativa.	195
<i>Figura 86.</i>	Diagrama para determinar zona de vida por Holdridge.....	200
<i>Figura 87.</i>	Clasificación agroforestal según sus componentes.....	205

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.	<i>Coordenadas tanque de almacenamiento 1</i>	2
Tabla 2.	<i>Población por parroquias del cantón Pedro Moncayo</i>	7
Tabla 3.	<i>Población de la parroquia Tupigachi</i>	7
Tabla 4.	<i>Instituciones educativas de la parroquia Tupigachi.</i>	8
Tabla 5.	<i>Indicadores de educación de la parroquia Tupigachi</i>	9
Tabla 6.	<i>Enfermedades atendidas por el Sub-centro de salud de Tupigachi</i>	10
Tabla 7.	<i>Indicadores de vivienda de la parroquia Tupigachi.</i>	10
Tabla 8.	<i>Servicios Básicos de la parroquia Tupigachi.</i>	11
Tabla 9.	<i>Vías de accesos principales de la parroquia Tupigachi.</i>	12
Tabla 10.	<i>Artesanías de la parroquia Tupigachi.</i>	14
Tabla 11.	<i>Tipos de suelo de la parroquia Tupigachi.</i>	17
Tabla 12.	<i>Precipitaciones (2005-2009) en la estación Tomalón.</i>	17
Tabla 13.	<i>Temperatura (2005-2009) en la estación Tomalón.</i>	18
Tabla 14.	<i>Línea base del proyecto.</i>	25
Tabla 15.	<i>Población demandante efectiva.</i>	26
Tabla 16.	<i>Población demandante efectiva futura.</i>	27
Tabla 17.	<i>Demanda insatisfecha.</i>	28
Tabla 18.	<i>Indicadores de resultado (línea base).</i>	31
Tabla 19.	<i>Matriz de marco lógico.</i>	32
Tabla 20.	<i>Resumen de diagnóstico de los sistemas.</i>	41
Tabla 21.	<i>Discreción de presión y velocidad.</i>	44
Tabla 22.	<i>Parámetros físico-morfométricos de las microcuencas Cunupugro y Chinchiloma.</i>	48
Tabla 23.	<i>Estaciones más cercanas al proyecto.</i>	49
Tabla 24.	<i>Relleno de información en el año 1998.</i>	50
Tabla 25.	<i>Datos de precipitación periodo (1990-2011).</i>	51
Tabla 26.	<i>Datos de precipitación homogenizados periodo (1990-2011).</i>	52
Tabla 27.	<i>Resultados de los aforos en los meses de julio y agosto.</i>	54
Tabla 28.	<i>Periodo de retorno según el tipo de Obra Hidráulica.</i>	58
Tabla 29.	<i>Cálculo del caudal máximo.</i>	58

Tabla 30.	<i>Costo referencial de trazado de línea de distribución, alternativa 1.</i>	63
Tabla 31.	<i>Costo referencial de trazado de línea de distribución, alternativa 2.</i>	64
Tabla 32.	<i>Costo referencial de captación de aguas lluvias en techos, alternativa 1</i>	66
Tabla 33.	<i>Costo referencial de captación de aguas lluvias en techos, alternativa 2</i>	66
Tabla 34.	<i>Costo referencial de captación de aguas lluvias en techos, alternativa 3</i>	67
Tabla 35.	<i>Coordenada de puntos de precisión.</i>	69
Tabla 36.	<i>Valores del factor Z.</i>	74
Tabla 37.	<i>Ubicación de las calicatas</i>	76
Tabla 38.	<i>Resultados ensayo de Contenido de Humedad (%)</i>	77
Tabla 39.	<i>Resultados de análisis granulométrico por tamices para el Sistema Chinchiloma</i>	78
Tabla 40.	<i>Resultados de análisis granulométrico por tamices para el Sistema Chinchiloma</i>	78
Tabla 41.	<i>Resultados de los límites de Atterberg</i>	80
Tabla 42.	<i>Resultados ensayo triaxial</i>	82
Tabla 43.	<i>Resultados de capacidad de carga última y admisible</i>	85
Tabla 44.	<i>Resultados de capacidad de carga última y admisible</i>	86
Tabla 45.	<i>Asentamientos máximos permisibles</i>	87
Tabla 46.	<i>Calidad del agua de las captaciones</i>	87
Tabla 47.	<i>Calidad del agua lluvia</i>	88
Tabla 48.	<i>Coeficiente de rugosidad de Manning</i>	91
Tabla 49.	<i>Ventajas y desventajas del material de tuberías</i>	92
Tabla 50.	<i>Dimensiones de las barras para rejillas</i>	99
Tabla 51.	<i>Cálculo de las dimensiones de las rejillas</i>	100
Tabla 52.	<i>Cálculo de las dimensiones de las rejillas</i>	101
Tabla 53.	<i>Cálculo de altura velocidad y caudal (Chinchiloma)</i>	103
Tabla 54.	<i>Cálculo de altura velocidad y caudal (Cunupugro)</i>	105
Tabla 55.	<i>Cálculo de momentos de estabilidad y de volcamiento</i>	109
Tabla 56.	<i>Cálculo de momentos de estabilidad y de volcamiento</i>	113

Tabla 57.	<i>Datos para construcción de la curva de descarga</i>	116
Tabla 58.	<i>Cálculo de momentos estabilizadores y de volcamiento</i>	117
Tabla 59.	<i>Cálculos del diseño de la pantalla</i>	124
Tabla 60.	<i>Diseño de dedo y talón.</i>	126
Tabla 61.	<i>Diseño de pantalla.</i>	127
Tabla 62.	<i>Dimensiones del canal colector.</i>	128
Tabla 63.	<i>Dimensiones del canal colector.</i>	129
Tabla 64.	<i>Constantes “a” para formula de Camp</i>	131
Tabla 65.	<i>Velocidad de sedimentación según el diámetro de partículas.</i> ...	132
Tabla 66.	<i>Velocidad promedio de sedimentación.</i>	132
Tabla 67.	<i>Resumen dimensiones de desarenadores.</i>	135
Tabla 68.	<i>Medidas de tanque rompe presión</i>	138
Tabla 69.	<i>Ecuaciones para el cálculo del coeficiente de pérdidas.</i>	140
Tabla 70.	<i>Resultados de las pérdidas de fricción en la tubería.</i>	142
Tabla 71.	<i>Relación oferta-demanda (Caudales)</i>	144
Tabla 72.	<i>Relación oferta-demanda (Volúmenes)</i>	144
Tabla 73.	<i>Precipitaciones diarias promedio por mes.</i>	145
Tabla 74.	<i>Dimensiones del tanque tipo de 100m³</i>	146
Tabla 75.	<i>Valores de ρ</i>	151
Tabla 76.	<i>Cuantía de acero para tanque vacío.</i>	151
Tabla 77.	<i>Cuantía de acero para tanque vacío.</i>	153
Tabla 78.	<i>Fuerza horizontal por nivel.</i>	156
Tabla 79.	<i>Cuantía de acero para análisis sísmico</i>	157
Tabla 80.	<i>Cuantía de acero para análisis sísmico</i>	158
Tabla 81.	<i>Cuantía de acero para análisis sísmico</i>	159
Tabla 82.	<i>Cuantía de acero para análisis sísmico</i>	160
Tabla 83.	<i>Parámetros de diseño del aireador.</i>	162
Tabla 84.	<i>Resultados del clorador.</i>	164
Tabla 85.	<i>Dimensiones de apoyos</i>	166
Tabla 86.	<i>Nudos según tanques rompe presión.</i>	166
Tabla 87.	<i>Coeficientes de escorrentía para diferentes tipos de superficie.</i> ..	168
Tabla 88.	<i>Caudales a captar en los techos.</i>	169
Tabla 89.	<i>Volumen captado</i>	169
Tabla 90.	<i>Volumen a almacenar</i>	170

Tabla 91.	<i>Diámetros de canaletas</i>	170
Tabla 92.	<i>Presupuesto del proyecto.....</i>	172
Tabla 93.	<i>Costo por operación y mantenimiento.....</i>	175
Tabla 94.	<i>Ingresos por venta del servicio.....</i>	176
Tabla 95.	<i>Beneficios valorados.....</i>	177
Tabla 96.	<i>Flujo de caja.....</i>	177
Tabla 97.	<i>Indicadores económicos.....</i>	178
Tabla 98.	<i>Análisis de sensibilidad económica.....</i>	179
Tabla 99.	<i>Matriz de categorización ambiental.....</i>	180
Tabla 100.	<i>Descripción del entorno de la red de distribución y reservorio..</i>	181
Tabla 101.	<i>Equipo de protección y señalización.....</i>	182
Tabla 102.	<i>Terrenos privados y/o comprometidos.....</i>	182
Tabla 103.	<i>Condiciones de las captaciones.....</i>	183
Tabla 104.	<i>Condiciones de las captaciones.....</i>	186
Tabla 105.	<i>Fuentes de financiamiento.....</i>	193
Tabla 106.	<i>Cronograma valorado.....</i>	196
Tabla 107.	<i>Parámetros para determinar zona de vida.....</i>	199
Tabla 108.	<i>Zona de vida y transición en las microcuencas del proyecto.....</i>	201
Tabla 109.	<i>Unidades ambientales en las microcuencas del proyecto.....</i>	202
Tabla 110.	<i>Unidades ambientales del proyecto.....</i>	203
Tabla 111.	<i>Unidades ambientales del proyecto.....</i>	204
Tabla 112.	<i>Línea base del plan de manejo de las microcuencas.....</i>	207

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo 1.	Ubicación de captaciones y nudos de los sistemas	214
Anexo 2.	Características de tuberías de los sistemas existentes.....	216
Anexo 3.	Demanda asignada a los nudos.	218
Anexo 4.	Detalle de presión en los nudos y velocidad en las tuberías.....	220
Anexo 5.	Relleno de información.....	224
Anexo 6.	Homogenización de la información precipitación anual (mm).	232
Anexo 7.	Caudales aforados.	236
Anexo 8.	Detalle de los puntos de precisión GPS	237
Anexo 9.	Mapa Geológico.....	239
Anexo 10.	Curvas granulométricas.	240
Anexo 11.	Límites de Atterberg.	242
Anexo 12.	Sistema de clasificación SUCS.....	246
Anexo 13.	Resultados ensayo triaxial.	247
Anexo 14.	Factores de capacidad de carga de Terzaghi.....	249
Anexo 15.	Capacidad de carga última y admisible (iteraciones).	250
Anexo 16.	Asentamientos.....	251
Anexo 17.	Análisis de muestras de agua de las captaciones de Cunupugro y Chinchiloma.....	252
Anexo 18.	Análisis de muestras de aguas lluvias captadas en techos y por el reservorio.	253
Anexo 19.	Cálculo estructural del vertedero.	254
Anexo 20.	Diseño muro de ala.	263
Anexo 21.	Dimensiones, fuerzas y empujes que actúan sobre el muro.	264
Anexo 22.	Diseño de los elementos del muro	267
Anexo 23.	Cálculo de las pérdidas de fricción en la tubería:	273
Anexo 24.	Resultado de la simulación del sistema	280
Anexo 25.	Diseño de tanque vacío (momento negativo)	284

Anexo 26.	Diseño de tanque lleno.....	294
Anexo 27.	Diseño de columna central.....	314
Anexo 28.	Planos de construcción.....	318
Anexo 29.	Análisis de precios unitarios	319
Anexo 30.	Calculo de costos por operación y mantenimiento	380
Anexo 31.	Beneficios valorados	381
Anexo 32.	Especificaciones técnicas.....	382

RESUMEN

El presente proyecto fue realizado en el formato SEMPLADES; consiste en optimizar el sistema de agua potable de la comunidad Chinchiloma de la parroquia Tupigachi de la provincia de Pichincha.

Con este fin se realizó el levantamiento de información necesaria de la zona: Cartografía, características socioeconómicas de la población referencial y de la población objetivo, principales actividades productivas, clima, geomorfología.

Posteriormente se evaluó el sistema de agua, para determinar el estado de los componentes y definir si es necesario rediseñar o readecuar dichos componentes.

Se realizó el levantamiento topográfico; los estudios Hidrológico y Geológico; análisis de alternativas con el objetivo de definir la alternativa más viable tanto tecno-económica. Con esta información se procedió a realizar los diseños bajo normas MIDUVI, se realizaron los planos y el cálculo de volúmenes para determinar el costo total de la obra.

Se realizó el análisis económico, según el presupuesto de la obra y los beneficios valorados, evaluando el impacto ambiental que la construcción del proyecto pudiera tener en el proyecto. Adicionalmente se realizó el, plan de manejo de la cuenca, para mantener los recursos hídricos de las vertientes.

ABSTRACT

The present project was carried out in the format SEMPLADES; it consists on optimizing the system of drinkable water of the community Chinchiloma of the parish Tupigachi of the county of Pichincha.

With this end it was carried out the rising of necessary information of the area: Cartography, characteristic socioeconomic of the population referencial and of the population objective, main productive activities, climate, geomorphology.

Later on the system of water was evaluated, to determine the state of the components and to define if it is necessary to redraw or to reconstruct this components.

It was carried out the topographical rising; the hydrological and geologic studies; analysis of alternative with the objective of defining the viable alternative so much tecno-economic. With this information you proceeded to carry out the designs I lower norms MIDUVI, they were carried out the planes and the calculation of volumes to determine the total cost of the work.

It was carried out the economic analysis, according to the budget of the work and the valued benefits, evaluating the environmental impact that the construction of the project could have in the project. Additionally -was carried out the, plan of handling of the basin, to maintain the resources of the slopes.

INTRODUCCIÓN

El agua es un recurso vital para la subsistencia de toda forma de vida, limita la propagación de enfermedades infecciosas. Además posibilita el desarrollo de actividades de producción agrícola, ganadera y piscicultura, mejorando el nivel de vida de la población con acceso adecuado a este recurso.

El crecimiento de la comunidad Chinchiloma y el inadecuado manejo de las fuentes han contribuido a que los recursos hídricos resulten insuficientes para satisfacer la demanda de la comunidad, adicionalmente el sistema de distribución de agua actualmente no es adecuado debido a que no fue realizado por personal calificado, esto ha dificultado el normal desarrollo de las actividades cotidianas de los habitantes del sector, se ve reducida la producción lechera e imposibilita la agricultura a mediana y gran escala. Por éstas razones ha sido necesario realizar el proyecto de “Optimización del sistema de agua potable de la comunidad Chinchiloma de la parroquia Tupigachi, cantón Pedro Moncayo, provincia de Pichincha”, para satisfacer la demanda en cantidad y calidad de agua para todos los habitantes del sector.

Para conservar el recurso hídrico del sector, también se ha establecido un plan de manejo de la cuenca.

CAPÍTULO 1

GENERALIDADES DEL PROYECTO

1.1. Nombre del proyecto

“Optimización del sistema de agua potable de la comunidad Chinchiloma de la parroquia Tupigachi, cantón Pedro Moncayo, provincia de Pichincha”

1.2. Entidad ejecutora

COAGRO.

1.3. Cobertura y localización

País: Ecuador

Provincia: Pichincha

Cantón: Pedro Moncayo

Parroquia: Tupigachi

Superficie: 41,74 Km²

Tabla 1.
*Coordenadas tanque de
almacenamiento 1*

COORDENADAS GEOGRÁFICAS	
Latitud:	0° 6' 43,056'' N
Longitud:	78° 12' 52,99'' W
COORDENADAS UTM	
Norte:	12390 m
Este:	810054 m

Nota: N=norte; W= Oeste.

Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

Tanque de almacenamiento.



Figura 1. Tanque de almacenamiento 1 de la comunidad de Chinchiloma

Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez.

1.4. Monto

Ciento cuarenta y un mil novecientos ochenta y uno con setenta y nueve centavos (141981,79) de dólares Americanos.

1.5. Plazo de ejecución

10 meses.

CAPÍTULO 2

DIAGNÓSTICO Y PROBLEMA

2.1. Descripción de la situación actual del área del proyecto

2.1.1. Ubicación

La parroquia Tupigachi está localizada en el cantón Pedro Moncayo, en la parte norte de la provincia de Pichincha.

La parroquia de Tupigachi estaba constituida por una gran hacienda, llamada Tupigachi, de propiedades jesuitas, la conformaban cuatro grandes sectores: Loma Gorda, San Juan Loma, Chaupiloma y Cajas (estos sectores conservan aún sus nombres), todo lo que constituye el actual centro urbano de la parroquia era la parte baja de un potrero que se lo conocía como El Hospital, estas tierras fueron entregadas a militares retirados, muchos de los cuales se constituyen en los gestores de la parroquialización de Tupigachi (Plan de desarrollo y ordenamiento territorial de la parroquia Tupigachi, 2012, pág. 9).

2.1.2. Límites

Delimitación de la parroquia Tupigachi figura 2.

Norte: Parroquia Gonzales Suárez del cantón Otavalo, provincia de Imbabura

Sur: Parroquia Tabacundo

Este: Cantón Cayambe

Oeste: Parroquia Tabacundo

Límites.



Figura 2. Límites de la parroquia Tupigachi.

Fuente: Instituto Geográfico Militar (IGM).

Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez.

Delimitación territorial de la parroquia de Tupigachi: El límite norte comienza en los páramos, en la intersección de las parroquias Tabacundo y Tupigachi (provincia Pichincha) y la parroquia Gonzales Suárez (provincia Imbabura). Continúa en dirección este, por el curso de la quebrada Santo Tomas, hasta la antigua carretera Panamericana, en donde se juntan los cantones Otavalo de Imbabura, Cayambe y Pedro Moncayo de Pichincha. El límite avanza hacia el Sur-Este por la antigua carretera Panamericana, posteriormente por la quebrada Florencia, quebrada Ñañoloma y quebrada Milán, continúa por el cauce del río Granobles en dirección Sur-Oeste hasta el sector Marianita de Jesús donde toma rumbo Nor-Oeste, se interseca con la quebrada Paylaguayco y continua por ésta hasta el sector Ugsha Alto, sigue en dirección norte hasta la quebrada San José y avanza por dicha quebrada hasta el sector Pastuco, como se indica en la figura 3.

Delimitación territorial.

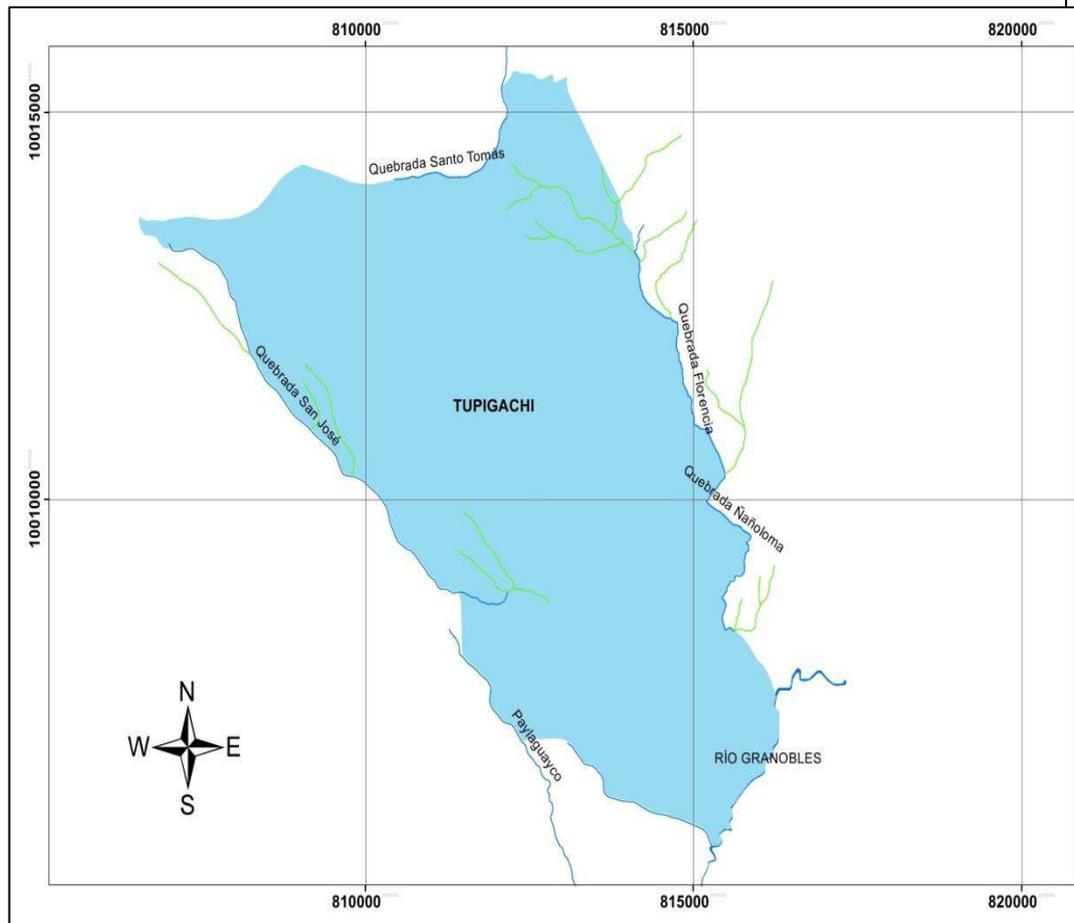


Figura 3. Delimitación territorial de la parroquia Tupigachi.

Fuente: Instituto Geográfico Militar (IGM).

Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

Tupigachi está conformado por once sectores: Cajas Jurídica, Santa Mónica, San Juan Loma, Loma Gorda, Florencia, San Pablito de Agualongo, Ñañoloma, Santa Clara, Granobles, Tupigachi (donde se encuentra la población urbana), y Chaupiloma (a la que pertenece la comunidad Chinchiloma).

2.1.3. Población

Según el Censo de Población y Vivienda, realizado por el Instituto Nacional de Estadísticas y Censos (INEC) en el año del 2010, existen 33 172 habitantes en el cantón Pedro Moncayo, y 6 174 habitantes en la parroquia Tupigachi correspondiente al 18,6% del total del cantón tabla 2.

Tabla 2.
Población por parroquias del cantón Pedro Moncayo

Población por parroquias del cantón Pedro Moncayo					
Parroquia	Hombres	%	Mujeres	%	Total
Tupigachi	2928	47,42	3246	52,58	6174
Tocachi	997	50,23	988	49,77	1985
La esperanza	1943	48,75	2043	51,25	3986
Malchingui	2280	49,31	2344	50,69	4624
Tabacundo	8163	49,77	8240	50,23	16403
Total	16311	49,17	16861	50,83	33172

Nota: Censo de Población y Vivienda INEC 2010.

Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

También de los datos del censo realizado por el INEC en el 2010, se sabe que la población económicamente activa (PEA) de la parroquia corresponde al 39,32%, y la población económicamente inactiva (PEI) es del 34,55% del total de la población, siendo el 73,87% la población en edad de trabajar (PET). La tabla 3 indica el desglose de la población de Tupigachi por edades y por sexo.

Tabla 3.
Población de la parroquia Tupigachi

Población			
Edad en años	Sexo		Total
	Hombre	Mujer	
Menor de 1	71	57	128
De 1 a 4	317	335	652
De 5 a 9	415	418	833
De 10 a 14	358	379	737
De 15 a 19	322	345	667
De 20 a 24	273	319	592
De 25 a 29	237	273	510
De 30 a 34	235	222	457
De 35 a 39	148	188	336
De 40 a 44	116	150	266
De 45 a 49	90	99	189
De 50 a 54	82	98	180
De 55 a 59	66	73	139
De 60 a 64	61	81	142
De 65 a 69	56	78	134
De 70 a 74	40	57	97
De 75 a 79	28	32	60
De 80 a 84	10	24	34
De 85 a 89	3	8	11
De 90 a 94	0	8	8
De 95 a 99	0	1	1
De 100 y más	0	1	1
Total	2928	3246	6174

Nota: Censo INEC de población y vivienda 2010

Elaborado por: INEC

2.1.4. Educación

En la parroquia Tupigachi, existen once instituciones educativas, seis Escuelas, una Unidad Educativa y cuatro Centros Infantiles del Buen Vivir (CIBV). Todos cuentan con servicios de agua potable, electricidad y alcantarillado, dos tienen internet, seis instituciones tienen biblioteca y tres poseen laboratorios. La mayor carencia es de espacios de recreación, tan solo una institución de educación básica cuenta con canchas deportivas.

En la tabla 4 se describe la infraestructura educativa con el número de alumnos en cada institución.

Tabla 4.
Instituciones educativas de la parroquia Tupigachi.

Infraestructura educativa					
Nombre	Nivel	Sector	Alumnos		Total
			Hombres	Mujeres	
Atahualpa	Escuela	Fiscal	38	44	82
Kuri Muyu	C. Infantil	Fiscal	38	57	95
Kuri Sisa	C. Infantil	Fiscal	51	29	80
Los Senderitos	C. Infantil	Fiscal	31	20	51
María de las Mercedes Suárez	Escuela	Fiscal	90	80	170
Marieta de Veintimilla	Escuela	Fiscal	101	125	226
Misión Andina	U.Educativa	Fiscal	200	203	403
Mundo de sueños	C. Infantil	Fiscal	22	23	45
Niño Manuel	Escuela	Fiscal	60	39	99
Patricia Brown	Escuela	Fiscal	59	49	108
Santa Rosa	Escuela	Fiscal	56	53	109

Nota: Sistema Nacional Descentralizado de Protección Integral Niñez y Adolescencia
Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

Según los indicadores de educación tabla 5 se puede indicar que existe un alto porcentaje de estudiantes del área básica, sin embargo, el porcentaje decae significativamente en la asistencia al bachillerato y aún más en la asistencia a la educación superior. Además se puede concluir que del porcentaje de alumnos de bachillerato la mayor parte no llega a concluir sus estudios.

Tabla 5.
Indicadores de educación de la parroquia
Tupigachi

Indicadores de Educación	%
Analfabetismo	16,76
Tasa de asistencia neta básica	94,2
Tasa de asistencia neta bachillerato	53,88
Tasa de asistencia neta superior	9,39
Educación básica completa	31,21
Educación básica completa (16 años y más)	69,92
Secundaria completa	17,29
Secundaria completa (19 años)	27,45
Madres jóvenes con secundaria completa	18,94

Nota: INEC 2010 - SIISE 2012

Elaborado por: ETP-GADPP

2.1.5. Salud

En Tupigachi existe un sub-centro de salud (figura 4), ubicado en el barrio Central, calle Francisco Falcón, frente a la escuela María de las Mercedes Suárez. Cuenta con un equipo de dos médicos, un odontólogo, un obstetra, una enfermera, un auxiliar de enfermería y ocasionalmente un psicólogo. Existe otro consultorio por parte del consejo provincial en la comunidad de Ñañoloma, éste cuenta únicamente con un médico.



Las enfermedades más recurrentes que han sido detectadas de acuerdo al sub-centro de salud tabla 6, son la rinofaringitis y amigdalitis con 200 y 100 casos atendidos al mes respectivamente.

Tabla 6.
Enfermedades atendidas por el Sub-centro de salud de Tupigachi

Enfermedades Recurrentes		
Enfermedad	Casos	%
Rinofaringitis	200	53,05
Amigdalitis	100	26,53
Dermatitis por pañal	20	5,31
Otras dermatitis	18	4,77
Neuralgias	15	3,98
Dispepsia	10	2,65
Diarreas	5	1,33
Parásitos	5	1,33
Hipertensión	3	0,80
Diabetes mellitus	1	0,27
Total	377	100

Nota: Estadísticas Sub-centro de salud Tupigachi

Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

En el sub-centro de salud se atienden en promedio trescientos casos al mes, pero estos datos no reflejan adecuadamente la realidad de la población propia de la zona, debido a que gran parte de la población atendida es población flotante. Esto se debe a que muchos de los casos atendidos corresponden a trabajadores de las florícolas provenientes de ciudades cercanas (Otavalo, Gonzales Suárez, Tabacundo, Cayambe, etc.) y no únicamente habitantes de la parroquia.

2.1.6. Vivienda y servicios básicos

Según la información del Censo de Población y Vivienda realizada por el INEC en el 2010 tabla 7, hay 1011 viviendas que corresponden al 100% de las cuales el 81,1% son propias existiendo un déficit de vivienda del 19,9%; además el 97,3% no cuenta con todos los servicios básicos como son agua potable y alcantarillado.

Tabla 7.
Indicadores de vivienda de la parroquia Tupigachi.

Indicadores de Vivienda		
	Número	%
Viviendas total parroquia	1011	100
Déficit cuantitativo de vivienda	201	19,9
Déficit de servicios residenciales	983	97,3
Tenencia de la vivienda (propia)	820	81,1
Promedio de personas por dormitorio	3,3	38,4
Hogares con hacinamiento	388	38,4
Hogares sin hacinamiento	623	61,6

Nota: SIISE 2010

Elaborado por: Fundación Cimas del Ecuador

Como se muestra en la tabla 8 el alcantarillado y alumbrado público no existe en el 64,29% de la parroquia Tupigachi y la recolección de basura se realiza solo en la casa comunal, mientras que la energía eléctrica existe en toda la parroquia.

Tabla 8.
Servicios Básicos de la parroquia Tupigachi.

Barrios (parroquia Tupigachi)	Cobertura de servicios básicos			
	Alcantarillado	Recolección de desechos sólidos	Energía eléctrica	Alumbrado público
Cajas Jurídica	no	solo en la casa comunal	si	no
Santa Mónica	no	solo en la casa comunal	si	no
Chaupiloma	no	solo en la casa comunal	si	no
San Juan Loma	no	solo en la casa comunal	si	no
Loma Gorda	no	solo en la casa comunal	si	no
San Pablito de Agualongo	no	solo en la casa comunal	si	no
Florencia	no	solo en la casa comunal	si	no
Ñaño Loma	no	solo en la casa comunal	si	no
Bella Vista	no	solo en la casa comunal	si	no
Pucalpa	50%	Si	si	50%
Granobles	50%	Si	si	50%
Barrio Central	50%	Si	si	50%
Santa Clara	50%	Si	si	50%
La Estación	50%	Si	si	50%

Nota: Taller participativo, informantes claves. Fecha: Septiembre 2010
Elaborado por: Fundación Cimas del Ecuador.

2.1.7. Viabilidad y accesos

En cuanto a la viabilidad y accesos figura 5, las calles del centro de la parroquia de Tupigachi son adoquinadas y pavimentadas, sin embargo las vías para el acceso a las comunidades son de tercer orden, estas sirven principalmente en épocas de verano ya que en épocas lluviosas se encuentran en mal estado debido a la formación y acumulación de lodos; además existen caminos de herradura los cuales sirven exclusivamente para el acceso a terrenos donde se desarrollan actividades agrícolas y ganaderas.

La carretera principal es la Tabacundo- Cajas la cual se encuentra pavimentada.

Sistema de viabilidad de la parroquia Tupigachi.

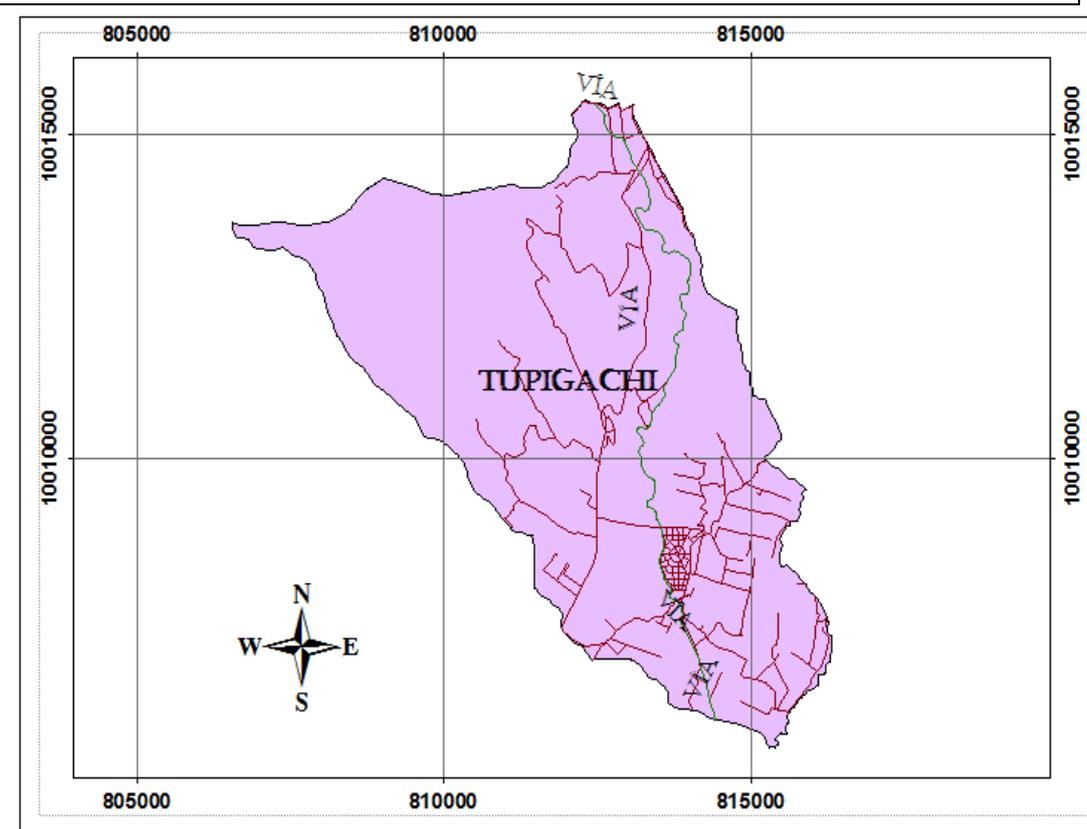


Figura 5. Sistema de viabilidad de la parroquia Tupigachi.

Fuente: Página web Instituto Geográfico Militar (IGM).

Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

La tabla 9 indica los accesos principales a la parroquia de Tupigachi.

Tabla 9.

Vías de accesos principales de la parroquia Tupigachi.

	Accesos Principales			
	Tipo	Estado	N.- Carril	Material
El Prado – Cayambe	Secundaria	Mal	Un carril	Empedrado y tierra.
La Tola – Granobles – Cayambe	Secundaria	Mal	Un carril	Tierra
Pucalpa –La Y de Tabacundo	Secundaria	Regular	Dos carriles	Lastrada
Panamericana- Tabacundo- Cayambe	Principal	Cerrada	Dos carriles	Pavimentada

Nota: Plan de desarrollo Nacional Tupigachi Fecha:2010

Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

La panamericana Tabacundo – Cajas - Otavalo, es la vía principal de interconexión entre el centro y norte del país, en la actualidad se encuentra parcialmente habilitada, debido al temblor de 5,1 grados de magnitud según la escala de Richter que sacudió a Quito el 12 de agosto del 2014.

2.1.8. Aspectos Socioeconómicos.

La vía principal de interconexión entre el centro y norte del país, es la panamericana Tabacundo – Cajas - Otavalo, la cual se encuentra temporalmente inhabilitada, por lo que ha afectado la economía de la parroquia de Tupigachi.

2.1.8.1. Agro-producción.

El cantón Pedro Moncayo ha sido denominado por varios países de Europa así como Estados Unidos y Rusia como la “Capital mundial de la Rosa” debido a la calidad de las rosas, consecuentemente la mayoría de los habitantes de la parroquia Tupigachi dedican a la floricultura.

En la parte alta de la parroquia Tupigachi la mayor parte de los habitantes se dedican a la ganadería principalmente a la venta de leche, así como a la agricultura en pequeña escala debido a la falta de agua en épocas de sequía.

2.1.8.2. Turismo

La parroquia de Tupigachi no es uno de los principales destinos turísticos del Ecuador, a pesar de contar con un potencial atractivo turístico del cantón Pedro Moncayo que es la Laguna de Mojanda figura 6.

Lagunas de Mojanda.



Figura 6. Lagunas de Mojanda de la parroquia Tupigachi.
Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

Las grandes extensiones de flora y la diversidad en la fauna hacen que los turistas disfruten de caminatas y cabalgatas al aire libre, además la parroquia cuenta con casas de hacienda construidas en la época colonial.

2.1.8.3. Artesanías.

La producción artesanal más importante es la confección y tejido de prendas de vestir (blusas, faldas, etc.), la capacitación para la realización de las prendas es con voluntarias ya que no se cuenta con una organización legalmente constituida como se indica en la tabla 10.

Tabla 10.
Artesanías de la parroquia Tupigachi.

Artesanías			
Tipo de Artesanía	Materia Prima	Mercados	Capacitación
Bordados	Hilos y telas	Utilización Propia Otavalo - Cayambe	Comunitaria
Tejidos	Lana de ovejas.	Utilización Propia Otavalo - Cayambe	Comunitaria

Nota: Taller Participativo CPP: Octubre – 2010
Elaborado por: Fundación Cimas del Ecuador

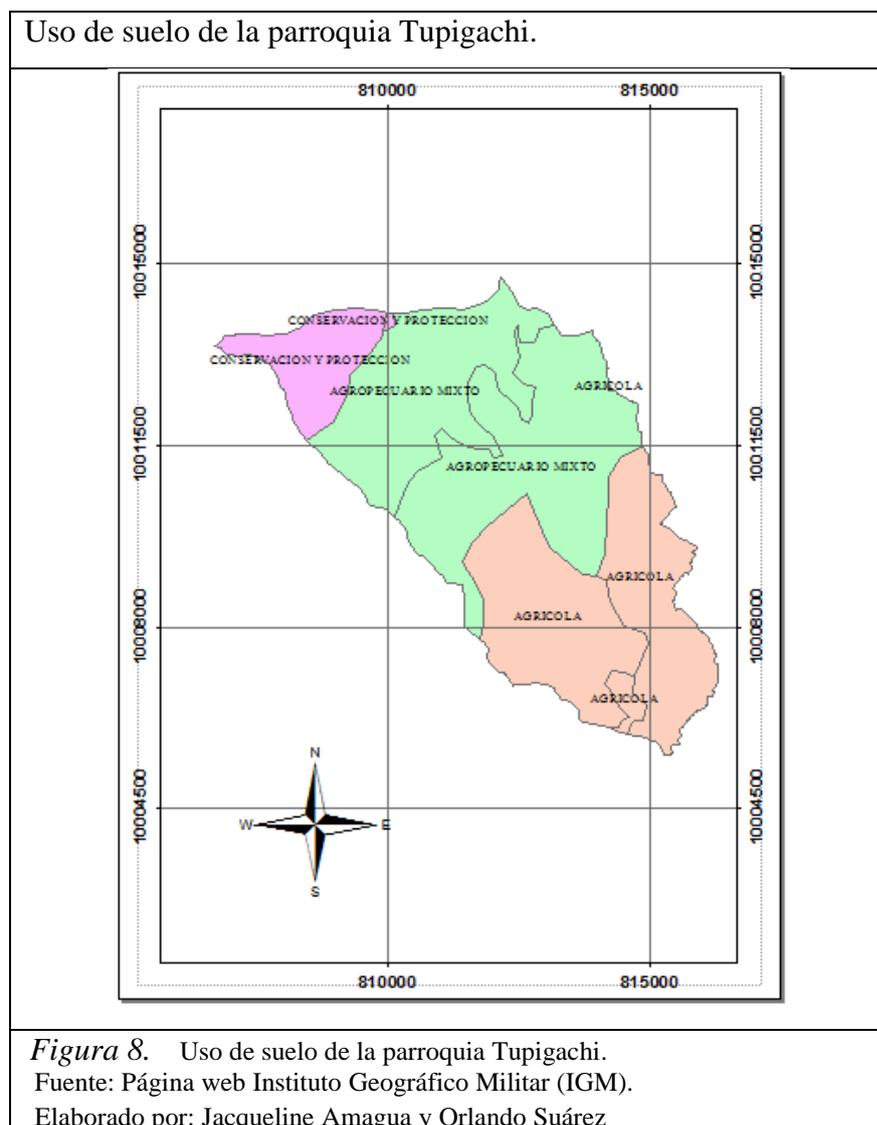
2.1.9. Uso del suelo.



El suelo de la parroquia de Tupigachi es utilizado para la agricultura, ganadería y aproximadamente un 10% del suelo está protegido para conservación del medio ambiente encontrándose ubicado en el nor-oeste de la parroquia figura 8.

Las comunidades de Cajas, Santa Mónica, la parte alta de Chaupiloma y san Pablito de Agualongo se dedican principalmente a la agricultura, los suelos son de fertilidad media a alta, desde arenoso hasta arcilloso y presentan las mejores características para el cultivo de productos como el maíz, papa, cebada, trigo y pastos para la ganadería.

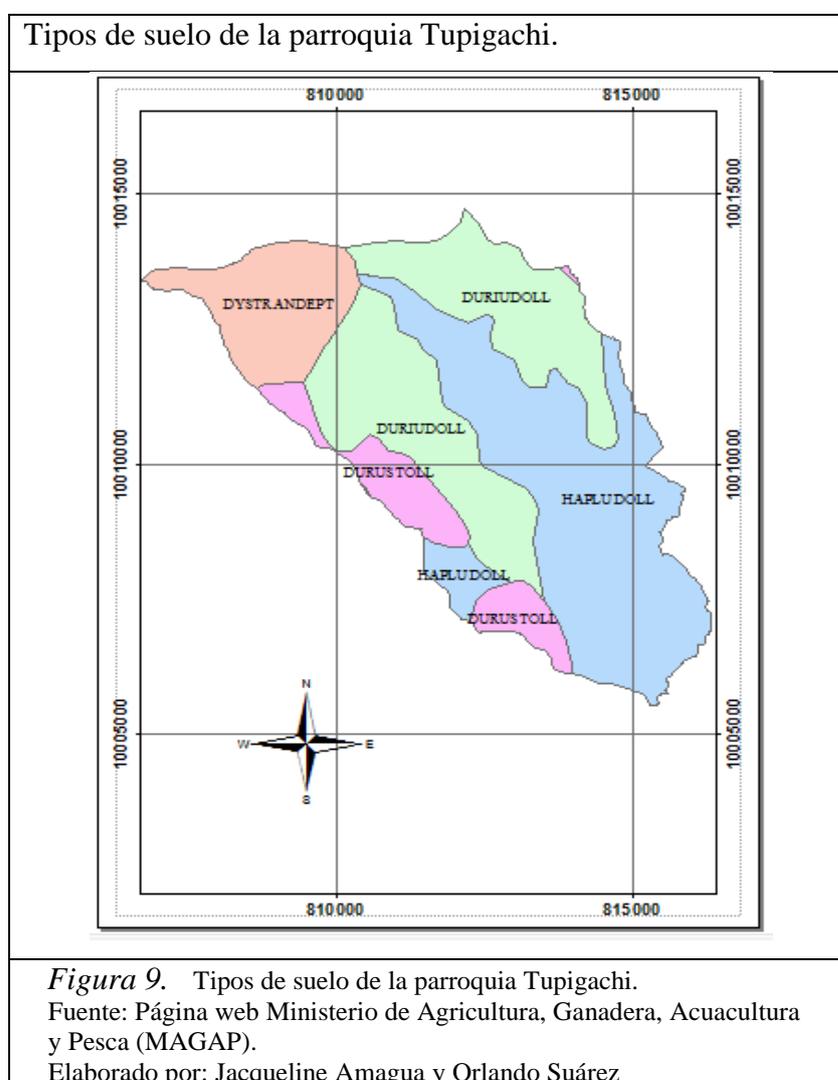
En la parte media y baja de la parroquia de Tupigachi el suelo es utilizado en actividades de agricultura intensiva como es la exportación de flores.



2.1.10. Tipo de suelo

De acuerdo a la información disponible en el (MAGAP) Ministerio de Agricultura, Ganadería, Acuacultura y Pesca la parroquia de Tupigachi posee un suelo de alto grado de erosión, el suelo fértil se halla hasta los 20 o 30 cm de profundidad en las zonas bajo riego y de 1 a 1,5 m en las tierras que están en el páramo, son de textura franco arcillosos a franco arenoso, con un PH de 6,5, la topografía es accidentada, con pendientes del 10 al 30%.

En la figura 9, se representan los tipos de suelos que se encuentran en la parroquia de Tupigachi.



La tabla 11 nos indica las características de cada tipo de suelo de la parroquia Tupigachi.

Tabla 11.

Tipos de suelo de la parroquia Tupigachi.

Tipos de suelo			
Orden	Sub-orden	Grupo	Características
Inceptisol	Andept	Dystrandept	Son suelos originados por cenizas volcánicas con retención de humedad inferior al 10%, contiene carbón orgánico, vidrio volcánico y fósforo lo que limita su uso agropecuario.
Mollisol	Udoll	Duriudoll	Son suelos arcillo-arenosos, desarrollados en depósitos de cangahua de color negro y pardo oscuro.
		Hapludoll	Son suelos arcillo-limoso y arenosos, originados a partir de cenizas volcánicas en climas húmedos y templados, son de color pardusco a negro, con un pH ligeramente ácido, este tipo de suelo es fértil.
	Ustoll	Durustoll	Son suelos negros de textura arcillo-limoso y arenosa, en ocasiones con grava y boques de roca, los suelos tienen un pH ligeramente ácido, y son fértiles.

Nota: Ministerio de Agricultura, Ganadería, Acuacultura

Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

2.1.11. Ambiente

2.1.11.1. Clima

La estación meteorológica más cercana a la parroquia de Tupigachi es la de Tomalón en la parroquia la Esperanza.

La precipitación media anual de los años 2005 al 2009 es de 2661.18mm tabla 12. Los datos han sido obtenidos del INAHMI (Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología).

Tabla 12.

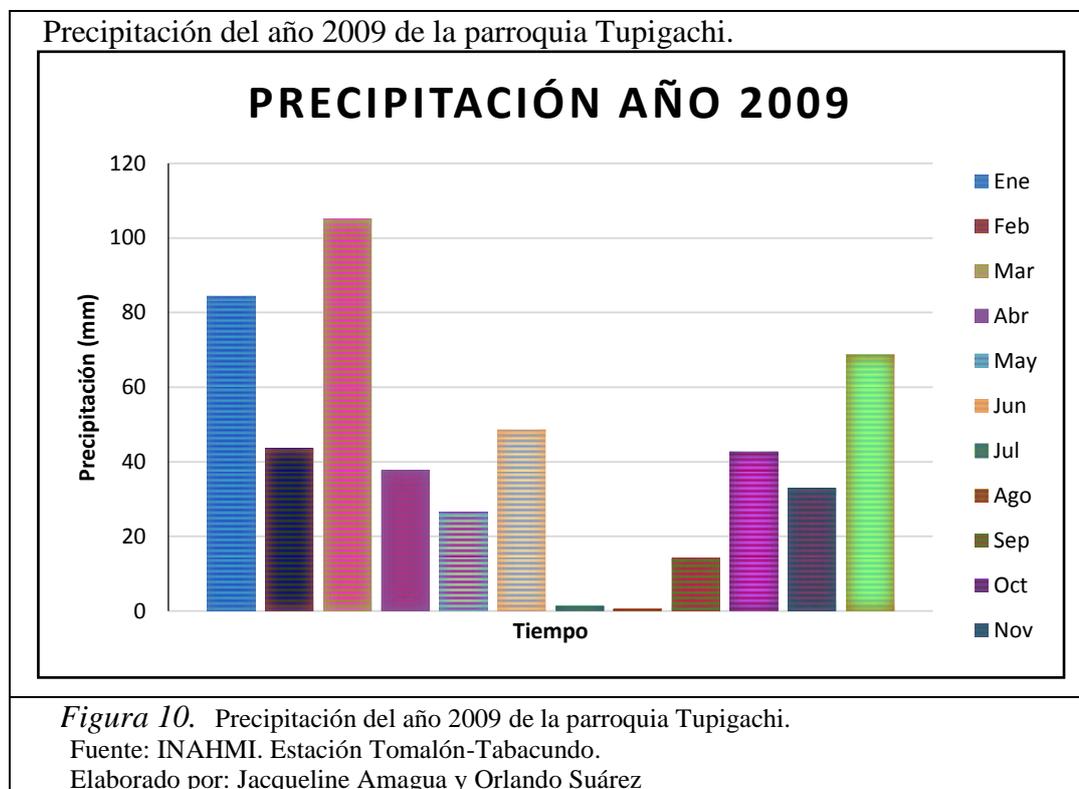
Precipitaciones (2005-2009) en la estación Tomalón.

Precipitaciones (2005 -2009)													Anual
Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	
2005	38,3	63,2	68,2	56,8	30,2	21,8	7,6	6,6	40,3	44,5	33,6	169,9	2586
2006	41,2	83,4	109	88,5	38,3	62,3	3,5	4,9	4,6	72,9	134,2	102	2750,8
2007	18,8	18,5	82	140,1	41,4	31,8	5,6	12,3	8,6	102,7	82	72	2622,8
2008	52,9	82,5	146	107,9	91,7	37,8	9,5	23,1	37	122,5	57,9	54,6	2831,4
2009	84,4	43,6	105	37,7	26,5	48,5	1,4	0,5	14,1	42,6	33	68,6	2514,9
Precipitación media anual													2661,18

Nota: INAHMI. Estación Tomalón-Tabacundo

Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

La figura 10 nos indica que el primer trimestre del año 2009 es el de mayor precipitación y con más intensidad en marzo mientras que en los meses de Julio y agosto son épocas secas.



La tabla 13 indica la temperatura media anual en los años 2005 al 2009. Los datos han sido obtenidos del INAHMI (Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología).

Tabla 13.

Temperatura (2005-2009) en la estación Tomalón.

Temperatura (2005 -2009)													Promedio
Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	
2005	14,7	15	14,3	14,9	15	15,1	15,5	16	15,7	14,8	15,1	13,8	14,99
2006	14,1	14,5	14,3	14,3	15,3	15	15,9	16,1	15,4	15	13,7	14,3	14,83
2007	15,6	15	14,5	13,9	14,8	14,9	15,5	15,1	15,6	14,5	14,2	13,2	14,73
2008	14,1	13,4	13,8	14	14,1	14,5	14,2	14,3	14,9	14	14,4	14,2	14,16
2009	13,6	13,6	15,4	14,5	14,3	14,8	15,1	15,2	16,2	15,7	15,7	15	14,93
Temperatura media anual													14,73

Nota: INAHMI. Tomalon Tabacundo

Elaborado por: Jacqueline Amagua – Orlando Suárez

La temperatura más alta registrada en el año 2009 es 16,2°C en el mes de septiembre mientras que la más baja es en enero con 13.6°C figura 11.

Temperatura año 2009 de la parroquia Tupigachi.

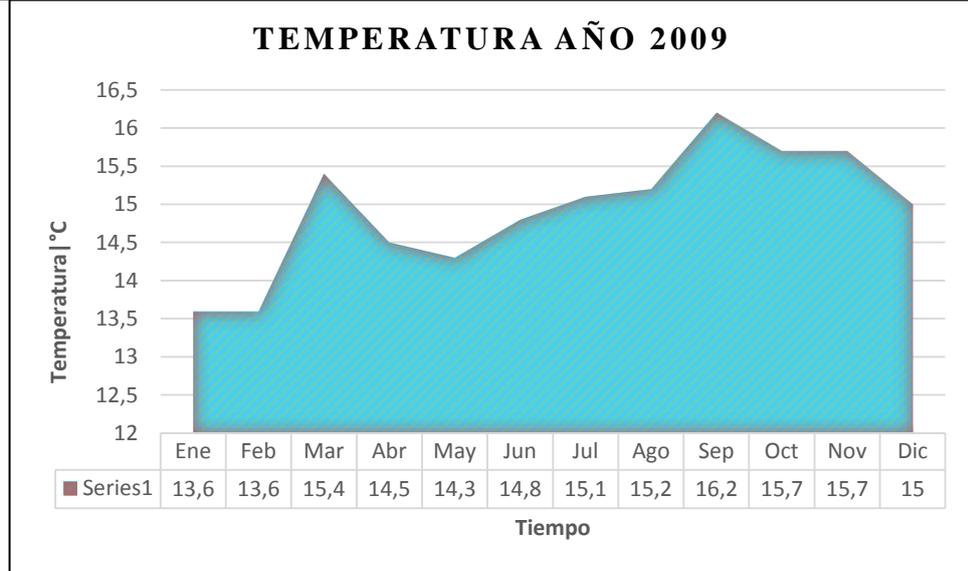


Figura 11. Temperatura año 2009 de la parroquia Tupigachi.

Fuente: INAHMI. Estación Tomalón-Tabacundo.

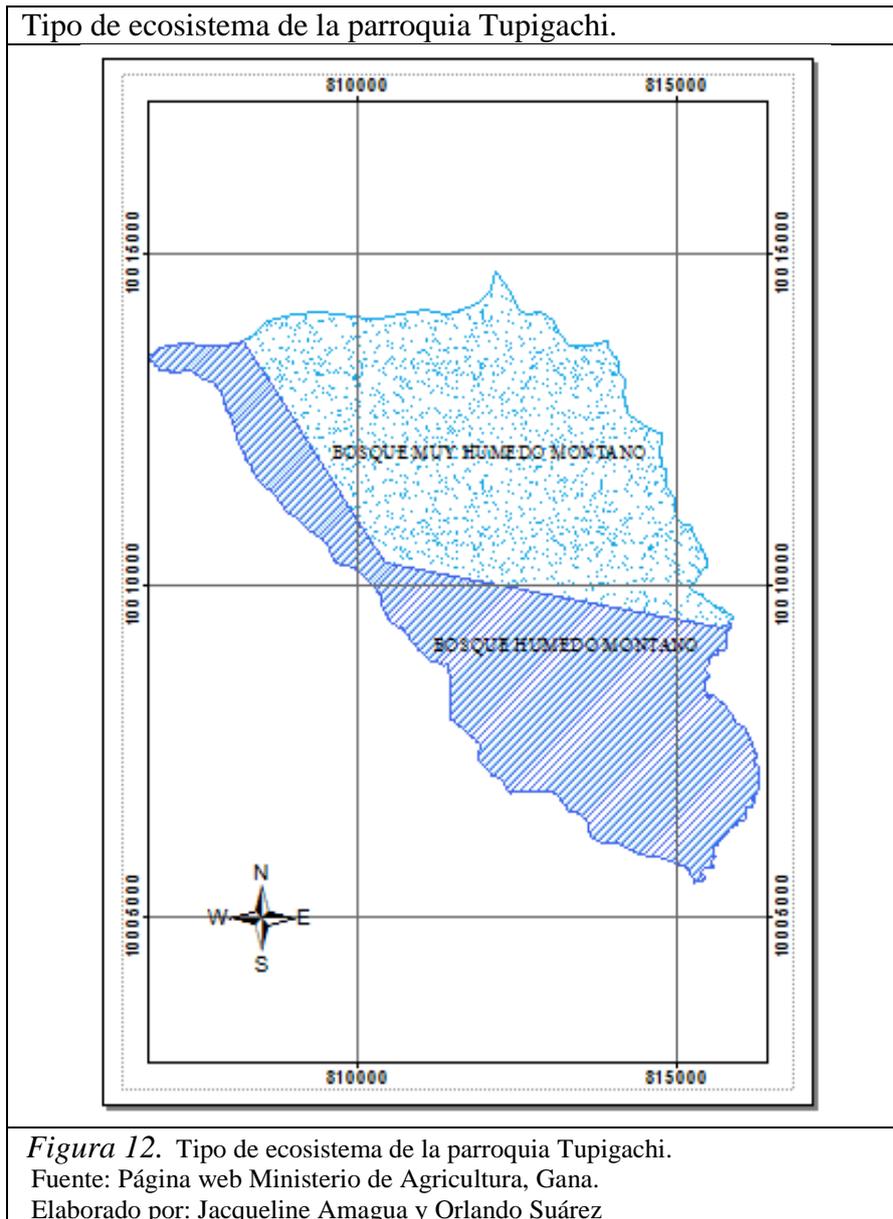
Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez.

2.1.11.2. Contaminación

La principal causa de contaminación del aire es la vehicular principalmente en zonas aledañas a la panamericana y en la ruta del transportes interparroquiales, los buses utilizados en estas zonas son demasiado obsoletos; también el aire es contaminado por el uso de productos químicos utilizados en la fumigación en las plantaciones florícolas, lo cual afecta a los trabajadores y a las comunidades aledañas (Acción ecológica, 2000, pág. 4).

2.1.11.3. Ecosistema

En la parte baja de la parroquia de Tupigachi se encuentra el bosque húmedo con una temperatura promedio de 8 -12°C, su topografía es desde medianamente ondulada hasta agreste, los suelos son utilizados para el cultivo de papa, cebada, trigo y habas; mientras tanto que en la parte alta de la parroquia de Tupigachi se encuentra el bosque muy húmedo montano con una temperatura promedio anual que varía de 3 a 6° C, la topografía es ondulada, en este tipo de suelo se encuentran especies como: romero de monte, chuquiragua, yagual (árbol de papel), arrayán, mora, mortiño, cerote; como se indica en la figura 12.



2.2. Identificación, descripción y diagnóstico del problema.

Tupigachi, al ser una parroquia rural, enfrenta varios problemas en cuanto a su infraestructura sanitaria, al igual que la mayoría de las parroquias rurales del país.

Un bajo porcentaje de la población cuenta con alcantarillado sanitario, una cuarta parte utiliza pozos sépticos y en su mayoría usan pozos ciegos. No existe un sistema de tratamiento de aguas negras, contaminando las aguas subterráneas. Además menos de la mitad de los habitantes obtienen el servicio de agua potable proveniente de la red pública, la mayoría obtiene el agua de ríos, vertientes, acequias o canales (figura 13).

La falta de un sistema adecuado para la captación, conducción, almacenamiento y distribución de agua a los usuarios (general en toda la parroquia), acrecienta el problema. La población en un 100% se dedica a la agricultura y ganadería y carecen de agua para riego, causando un impacto muy negativo en cuanto a la producción de la zona y una afectación a la economía de sus habitantes, conjuntamente a la complicación e incomodidad que genera para realizar sus actividades diarias.

Vertientes de la comunidad de Chinchiloma.



Figura 13. Vertientes de la comunidad de Chinchiloma
Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

Específicamente en la comunidad Chinchiloma, los habitantes obtienen agua de vertientes, las mismas que se ven reducidas sus cuales en épocas secas, además la comunidad no cuenta con un sistema de agua construido técnicamente cuyas captaciones son inadecuadas, permitiendo el ingreso de basura, tierra, etc. contaminando el agua y dificultando su flujo figura 14; las conducciones fueron hechas con tuberías inapropiadas y en los últimos años han comenzado a romperse produciendo pérdidas de caudal en el sistema (figura 15); los tanques de almacenamiento son insuficientes ante los caudales captados en épocas lluviosas, esto provoca que el agua se desborde de los tanques y afecte a terrenos aledaños; el sistema actual no cuenta con ningún tipo de tratamiento para mejorar la calidad del agua representando un riesgo para la salud de los habitantes. Además no existe una Junta de Agua Potable conformada legalmente para operar y mantener el sistema, ya que actualmente existe una persona encargada para el efecto, sin ninguna capacitación y a medio tiempo.

Sistema de captación



Figura 14. Sistema de captación
Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

Tuberías de .conducción



Figura 15. Tuberías de .conducción
Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

Los caudales en épocas de sequía son del orden de 0,055l/s, los mismos no abastecen para el consumo poblacional y abrevadero, provocando pérdidas en la producción agrícola, ganadera y lechera. Para minimizar el problema la población compra y transporta agua lo que ha provocado considerables pérdidas económicas

En la figura 16 se resumen los problemas de la zona de proyecto mediante la metodología del árbol de problemas, que ayuda a evidenciar de mejor manera el problema central y su solución a través de un proyecto.

Árbol de problemas de la comunidad de Chinchiloma

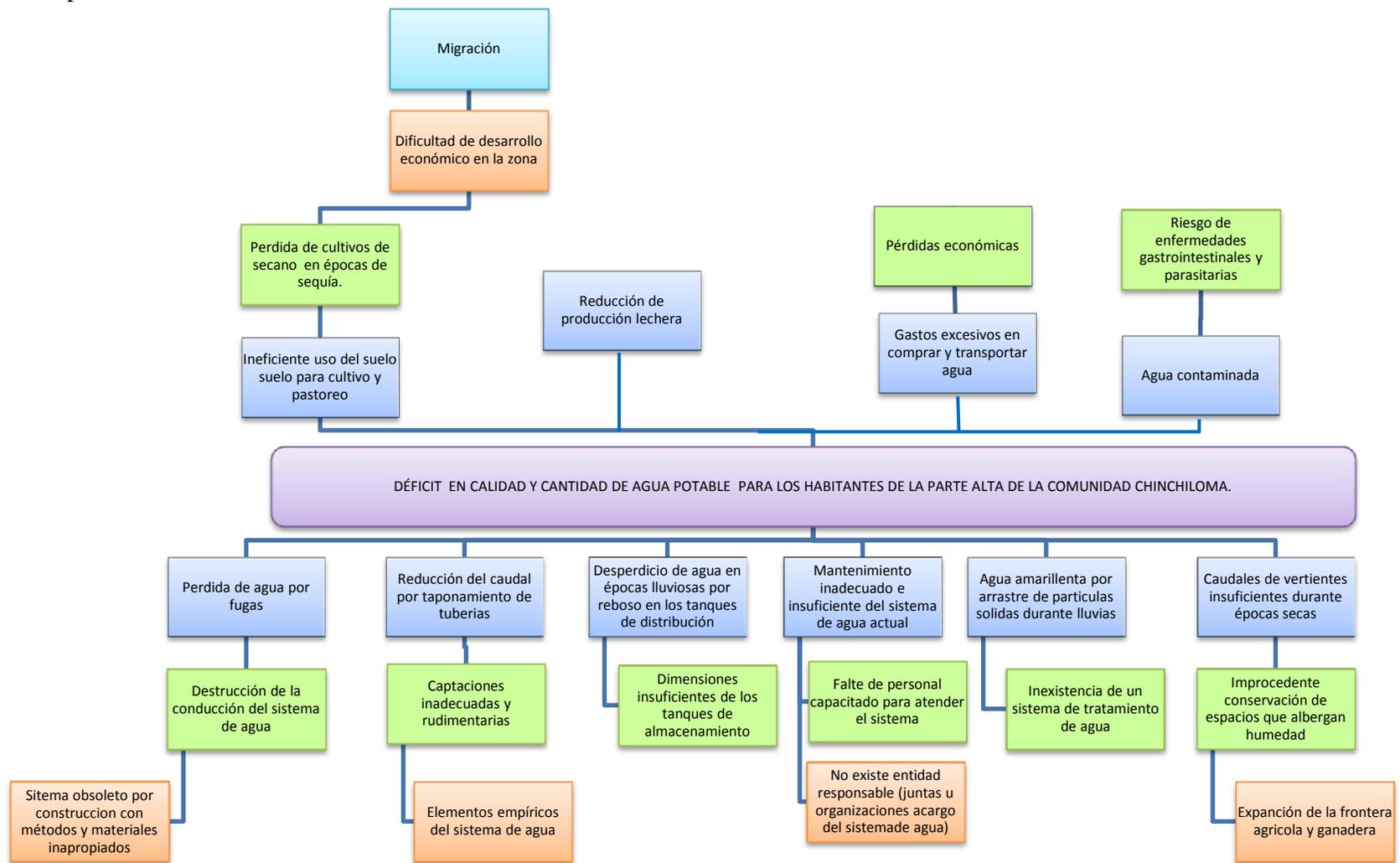


Figura 16. Árbol de problemas de la comunidad Chinchiloma

Nota: Comunidad de Chinchiloma.

Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

2.3. Línea base del proyecto.

El sistema fue construido hace 19 años por los mismos habitantes, sin las mínimas normas y técnicas de la Ingeniería Civil, con materiales inadecuados y sin ningún sistema de tratamiento.

Debido a la ineficiencia del sistema, el 100% de los usuarios carecen de agua durante la época seca, racionándose el recurso hídrico entre los usuarios, los mismos que reciben agua en promedio durante 3 horas cada 6 días. Para solventar este problema los habitantes transportan agua para el ganado 2 veces por semana, con un costo mensual aproximado de 9 dólares por familia; y compran agua embotellada para su consumo, gastando en promedio 6 dólares por familia.

A pesar de estos esfuerzos, en la época seca la producción lechera se ve reducida de 1100 litros a 440 litros por día lo que equivale a un 40% de la producción normal.

En la producción agrícola, la falta de agua ha provocado una pérdida del 80% de los cultivos, por lo que muchos agricultores han dejado de cultivar; y los que han quedado se dedican a cultivos de secano, lo que ha afectado en gran medida la economía de esta comunidad.

Por todo lo expuesto se evidencia que alrededor del 30% de la población ha emigrado hacia otras ciudades.

Adicionalmente no existe un plan de operación y mantenimiento del sistema de agua potable, lo que implica que el sistema se deteriore con mayor rapidez, perdiéndose caudales captados en un 35% por fugas, tanto en captaciones como en conducciones.

En cambio en la época lluviosa, existe un exceso de caudales captados, sobrepasando la capacidad de los tanques de almacenamiento, los mismos que se pierden en un 30% aproximadamente afectando a los terrenos aledaños.

En la tabla 14 se puede apreciar la línea base del proyecto.

Tabla 14.
Línea base del proyecto.

Fuente	Línea base
Comunidad de Chinchiloma	El 100% de los habitantes racionalizan el agua a 15 horas por mes
Centro de acopio lechero "Chaupiloma"	El 40% de producción lechera diaria se reduce en épocas de sequía
Comunidad de Chinchiloma	El 80% de cultivos se pierden en épocas de sequía
Comunidad de Chinchiloma	El 100% de las familias de la comunidad gastan alrededor de 15 dólares al mes por compra y transporte de agua embotellada.

Nota: Comunidad Chinchiloma, entrevista al presidente de la comunidad.
 Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

2.4. Análisis de oferta y demanda.

2.4.1. Demanda.

2.4.1.1. Población de referencia.

Según datos del Censo de Población y Vivienda realizado por el INEC en el 2010 la población de referencia es de 6174 habitantes que corresponde a la población de la parroquia Tupigachi, siendo la segunda parroquia más poblada del cantón Pedro Moncayo, tan solo por debajo de la parroquia Tabacundo, es el centro urbano del cantón.

2.4.1.2. Población demandante potencial.

El 41% de la población tiene agua potable de la red pública, y el 59% de la población carece de este servicio, por lo que la población demandante potencial es aproximadamente de 3643 habitantes.

2.4.1.3. Población demandante efectiva.

El proyecto atenderá a los habitantes de la parte alta de la comunidad Chinchiloma, que son alrededor de 78 familias que requieren el servicio, cada familia está compuesta en promedio por 5 miembros, obteniendo un total de 390 habitantes que corresponde a la población efectiva demandante, lo que equivale al 6,32% de los habitantes de la parroquia, y al 10,71% de la población potencial demandante (tabla 15).

Tabla 15.
Población demandante efectiva.

Población	N° Habitantes	%
Referencia	6174	100
Potencial	3643	59,01
Efectiva	390	6,32

Nota: Censo de Población y Vivienda INEC 2010, Datos de campo.
 Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

De acuerdo a normas MIDUVI los sistemas rurales tienen un periodo de diseño de 20 años, pero debido a este sistema se encuentra en la parte alta y es muy difícil su acceso y mantenimiento se plantea diseñar el sistema para un periodo de 25 años de vida útil.

Para estimar la población futura se utiliza la formula geométrica como se establece en las normas MIDUVI.

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

Donde:

Pf: Población futura.

Pa: Población actual (390 hab).

i: Tasa de incremento poblacional: 2,08% (INEC-2010).

n: Número de años.

POBLACIÓN FUTURA (año 2040)

$$Pf = 390(1 + 0.0208)^{25} = 653$$

Según el método geométrico, en el año 2040 existirán 653 habitantes en el sector tabla para los cuales se diseñara el proyecto.

La población efectiva demandante futura se indica en la tabla 16.

Tabla 16.
Población demandante efectiva futura.

Población demandante efectiva futura		
Nº	Año	Habitantes
0	2015	390
1	2016	398
2	2017	406
3	2018	415
4	2019	423
5	2020	432
6	2021	441
7	2022	450
8	2023	460
9	2024	469
10	2025	479
11	2026	489
12	2027	499
13	2028	510
14	2029	520
15	2030	531
16	2031	542
17	2032	553
18	2033	565
19	2034	577
20	2035	589
21	2036	601
22	2037	613
23	2038	626
24	2039	639
25	2040	653

Nota: Censo de Población y Vivienda INEC 2010.
Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez..

2.4.2. Oferta.

Existe un sistema de agua potable que brinda el servicio a la parte baja de la comunidad, la cual se abastece de la vertiente de Santa Gertrudis, de igual manera esta vertiente resulta insuficiente y en épocas secas la población sufre déficit.

Adicional a este problema la cota del tanque de este sistema es inferior a la cota mínima del sector al que se pretende brindar el servicio con el proyecto; a pesar de esto no existe otro proyecto que oferte este servicio.

2.4.3. Estimación del déficit o demanda insatisfecha.

Para determinar la demanda insatisfecha, es necesario conocer las ofertas que existen en el área de influencia del proyecto. Al no existir ninguna otra oferta, la población demandante efectiva corresponde a la demandante potencial siendo esta de 390 habitantes como se indica en la tabla 17.

Tabla 17.
Demanda insatisfecha.

Demanda insatisfecha			
Año	Oferta	Demanda	Déficit
2015	0	390	-390
2016	0	398	-398
2017	0	406	-406
2018	0	415	-415
2019	0	423	-423
2020	0	432	-432
2021	0	441	-441
2022	0	450	-450
2023	0	460	-460
2024	0	469	-469
2025	0	479	-479
2026	0	489	-489
2027	0	499	-499
2028	0	510	-510
2029	0	520	-520
2030	0	531	-531
2031	0	542	-542
2032	0	553	-553
2033	0	565	-565
2034	0	577	-577
2035	0	589	-589
2036	0	601	-601
2037	0	613	-613
2038	0	626	-626
2039	0	639	-639
2040	0	653	-653

Fuente: Censo de Población y Vivienda INEC 2010.

Datos de campo.

Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

2.5. Identificación y caracterización de la población objetivo.

La población objetivo son todos los habitantes de la parte alta de la comunidad Chinchiloma, el sistema será diseñado para brindar servicio al 100% de ésta población, y en lo posible abastecer agua para riego y para abrevadero.

Los índices socio-económicos de la población efectiva (Chinchiloma) son:

Educación:

El Centro Infantil del Buen Vivir Kuri Sisa es el más cercano, cuenta con una cobertura de 80 niños.

Según la información de los comuneros, los niños en edad escolar asisten, el 90% a la escuela Atahualpa y el 10% a la Unidad Educativa Misión Andina; el 80% de los jóvenes se encuentran estudiando el bachillerato en la Unidad Educativa Misión Andina y el 20% en otras instituciones.

En general existe un 15% de analfabetismo, este porcentaje principalmente está compuesto por la población mayor de 50 años y la mayoría de habitantes de entre 25 y 50 años han concluido el nivel básico de educación.

De los jóvenes que concluyen el bachillerato, el 10% continúan el nivel superior de educación, mientras que el 90% empiezan a trabajar generalmente en las florícolas del cantón (Fuente: Habitantes comunidad Chinchiloma).

Salud:

No existe un centro médico en la comunidad, por lo que los habitantes acuden al Sub Centro de Salud Tupigachi, al Dispensario Médico de la comunidad Loma Gorda y a consultorios médicos privados de Tabacundo y Cayambe. Por esta razón es difícil obtener datos estadísticos precisos referentes a la salud de la población objetivo. Sin embargo los comuneros manifestaron que la enfermedad más recurrente es la gripe.

Vivienda y servicios básicos:

En el sector no existen arrendatarios, cada familia tiene su vivienda propia. Las viviendas en un 80% son de adobe, y el resto son de bloques y hormigón, todas son de una planta. Los lotes en promedio tienen 2 ha, y las viviendas son de 50 m² de construcción en promedio.

El sector no cuenta con alcantarillado, las aguas negras se vierten en pozos sépticos o pozos ciegos. Debido a que el camión de recogida de desechos no puede llegar a la parte alta de la comunidad por las pendientes de las vías, los habitantes en mayor parte incineran los desechos.

Ninguna persona tiene agua potable, el agua únicamente es entubada, y el caudal es insuficiente en épocas de sequías.

Todos tienen acceso al servicio eléctrico, pero no existe alumbrado público,

Validad y accesos:

La carretera principal es la vía Tabacundo-Cajas, ésta vía es pavimentada, tiene dos carriles, uno en cada sentido. La compañía “Transnues” ofrece el servicio de transporte público, parten desde “La Y de Tabacundo” hasta “La Y de Cajas”, en promedio tiene una frecuencia de 30 minutos con un costo de 25 centavos de dólar. Los buses que se dirigen a Imbabura y el Carchi ocasionalmente recogen pasajeros en este trayecto, pero a un costo de 50 centavos de dólar por pasajero.

Existen dos accesos a la comunidad, la primera se encuentra en el sector conocido como “La Virgen”, frente al acceso de la comunidad Ñañoloma, ésta vía se encuentra empedrada. A 350 m hacia el sur se encuentra otra vía para el ingreso a la comunidad, la misma que, los primeros 200m no tiene recubrimiento y el tramo restante está empedrada. Ninguna compañía de buses ofrece el servicio de transporte en estas rutas, los habitantes utilizan las unidades de la compañía de camionetas “Tupigachi” para llegar a la comunidad.

En la parte alta de la comunidad la mayoría de las vías tienen fuertes pendientes, limitando la circulación de ciertos tipos de vehículos. El 40% de las vías son empedradas, los empedrados fueron hechos por los propios comuneros, y aún continúan con la labor.

Aspectos socio-económicos

Los habitantes se dedican principalmente a la ganadería. En promedio cada familia posee 2 cabezas de ganado, la producción lechera es entregada al Centro de Acopio de la comunidad Chaupiloma. Cultivan la tierra pero en muy poca cantidad, la producción solo es para consumo interno, la mayor parte de la tierra son pastizales para alimentar al ganado.

CAPÍTULO 3

OBJETIVOS DEL PROYECTO.

3.1. Objetivo general y objetivos específicos

3.1.1. Objetivo general

- Mejorar el sistema de agua potable de la comunidad de Chinchiloma, que permita reducir el desabastecimiento de agua en épocas de sequía.

3.1.2. Objetivos específicos

- Reconstruir las captaciones del sistema de agua potable de la comunidad Chinchiloma.
- Implementar un sistema de captación y almacenamiento de aguas lluvias que permita recolectar el agua y entregar en épocas de alta demanda.
- Adecuar las conducciones y obras hidráulicas adicionales para reducir y/o eliminar el déficit de agua potable.
- Implementar un plan de manejo de las microcuencas y vertientes de donde se capta agua para aprovechamiento.

3.2. Indicadores de resultado

Tabla 18.

Indicadores de resultado (línea base).

Fuente	Línea base	Indicador de resultado
Comunidad de Chinchiloma	El 100% de los habitantes sufren de escasez de agua en época seca.	El 100% de los moradores de la comunidad de Chinchiloma tienen agua potable en calidad y cantidad en un periodo de 10 meses
Comunidad de Chinchiloma	El 64% de producción diaria de leche se reduce por falta de agua en épocas de sequía	La producción diaria lechera se mantiene épocas de lluvia y de sequía en un periodo de 1 año

Nota: Investigación de campo comunidad Chinchiloma

Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

3.3. Matriz de marco lógico

Tabla 19.

Matriz de marco lógico.

Resumen narrativo ó jerarquía de objetivos	Indicadores	Verificadores	Supuestos
Fin u objetivo de desarrollo			
Contribuir al aumento de la calidad de vida de los habitantes de la comunidad de Chinchiloma de la parroquia Tupigachi.	El 100% de los habitantes de la comunidad de Chinchiloma está utilizando el servicio de agua potable en los últimos dos años aumentando su calidad de vida.	Encuestas a la comunidad de Chinchiloma.	La comunidad de Chinchiloma paga puntualmente por el uso de los bienes y servicios del proyecto.
Propósito u objetivo general			
Mejorar el sistema de agua potable de la comunidad de Chinchiloma, que permita reducir el desabastecimiento de agua en épocas de sequía.	Un sistema de agua potable construido y funcionando óptimamente en un periodo de 10 meses.	Acta-entrega-recepción. Verificación in Situ del sistema (Informes).	Los recursos económicos están completos y a tiempo.
Componentes u objetivos específicos			
Reconstruir las captaciones del sistema de agua potable de la comunidad Chinchiloma.	El 100% de las captaciones del sistema de agua potable funcionando correctamente en un periodo de seis meses.	Acta-entrega-recepción. Verificación in Situ del sistema (Informes).	Los recursos económicos están completos y a tiempo. Las condiciones climáticas serán favorables.
Implementar un sistema de captación y almacenamiento de aguas lluvias que permita recolectar el agua y entregar en épocas de alta demanda.	Un sistema de captación y almacenamiento funcionando adecuadamente en un periodo de seis meses.	Acta-entrega-recepción. Verificación in Situ del sistema (Informes).	
Adecuar las conducciones y obras hidráulicas adicionales para reducir y/o eliminar el déficit de agua potable.	El 100% de las conducciones y obras hidráulicas funcionando correctamente en un periodo de seis meses.	Acta-entrega-recepción. Verificación in Situ del sistema (Informes).	
Implementar un plan de manejo de las microcuencas y vertientes de donde se capta agua para aprovechamiento.	Un plan de manejo de las microcuencas y vertientes funcionando correctamente en un periodo de seis meses.	Encuestas a la comunidad de Chinchiloma.	El 90% de la comunidad participa activamente en la socialización del proyecto

Actividades			
Componente 1. Reconstruir las captaciones del sistema de agua potable de la comunidad Chinchiloma.			
1.1 Replanteo y nivelación (rediseño).	267.66 \$	Planilla de pagos (facturas)	Las condiciones climáticas serán favorables.
1.2 Construcción del sistema de agua potable.	15713.97 \$	Planilla de pagos (facturas)	Los recursos económicos están completos y a tiempo.
1.3 Construcción de estructuras complementarias.	292.08 \$	Planilla de pagos (facturas)	Los recursos económicos están completos y a tiempo.
Componente 2. Implementar un sistema de captación y almacenamiento de aguas lluvias que permita recolectar el agua y entregar en épocas de alta demanda.			
2.1 Replanteo y nivelación (Equipo topográfico).	123.67 \$	Planilla de pagos (facturas)	Las condiciones climáticas serán favorables.
2.2 Construcción de la captación del sistema de agua potable.	19459.68 \$	Planilla de pagos (facturas)	Los recursos económicos están completos y a tiempo.
2.3 Construcción del sistema de almacenamiento de aguas lluvias.	10949.50 \$	Planilla de pagos (facturas)	Los recursos económicos están completos y a tiempo.
Componente 3. Adecuar las conducciones y obras hidráulicas adicionales para reducir y/o eliminar el déficit de agua potable.			
3.1 Replanteo y nivelación (Equipo topográfico).	8761.20 \$	Planilla de pagos (facturas)	Las condiciones climáticas serán favorables.
3.2 Construcción de la conducción del sistema de agua potable.	74447.61 \$	Planilla de pagos (facturas)	Los recursos económicos están completos y a tiempo.
3.3 Construcción de obras hidráulicas complementarias del sistema de agua potable.	3837.38 \$	Planilla de pagos (facturas)	Los recursos económicos están completos y a tiempo.
Componente 4. Implementar un plan de manejo de las microcuencas y vertientes de donde se capta agua para aprovechamiento.			
4.1 Socializar el plan de manejo con la comunidad de Chinchiloma.	1200 \$	Planilla de pagos (facturas)	El 90% de la comunidad participa activamente en la socialización del proyecto
4.2 Implementar el plan de reforestación de la cuenca.	4300 \$	Planilla de pagos (facturas)	Las plantas están listas para la reforestación.
4.3 Construcción de obras de conservación de cuencas	1137.37 \$	Planilla de pagos (facturas)	Las condiciones climáticas serán favorables.

Nota:

Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

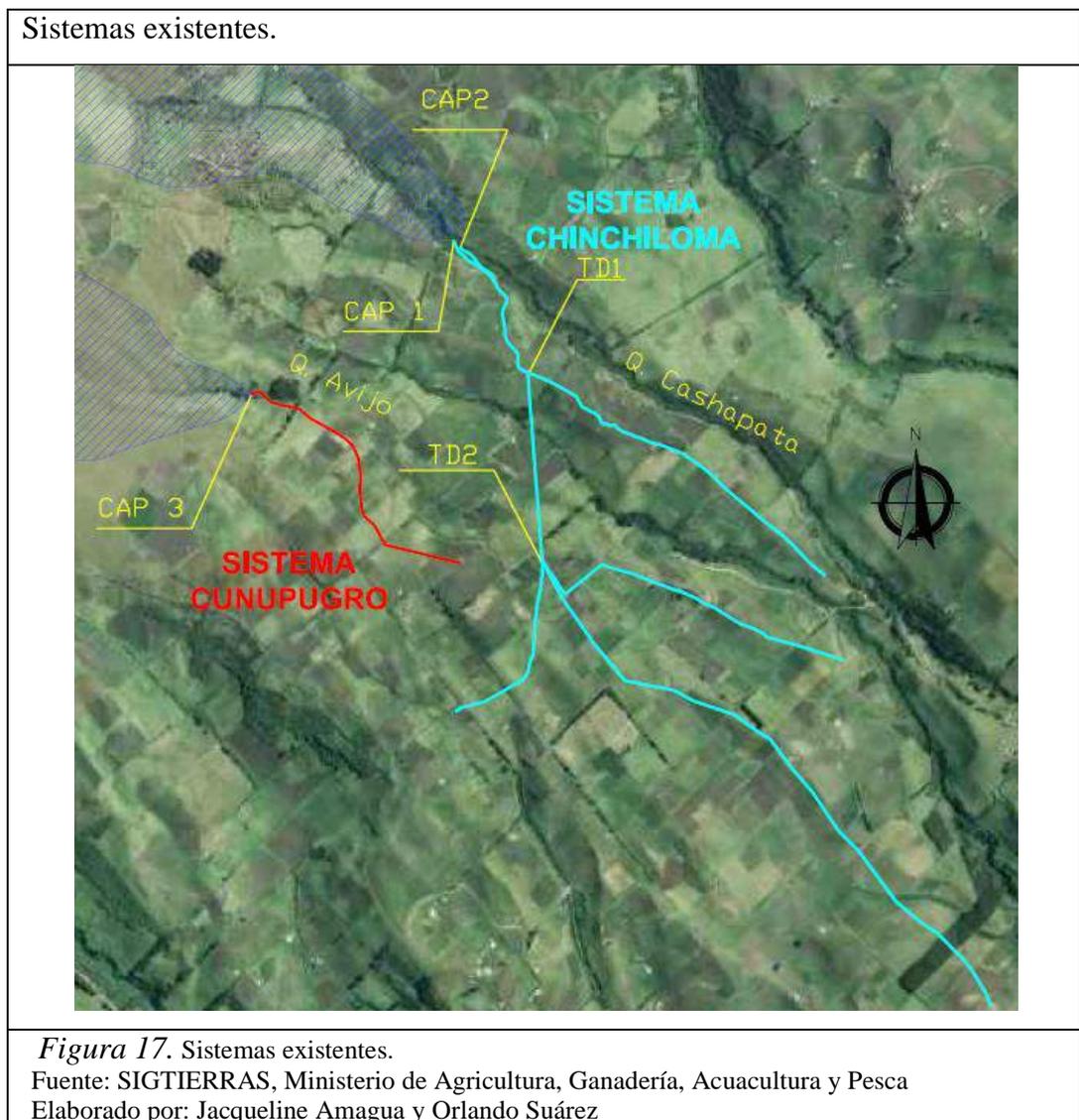
CAPÍTULO 4

VIABILIDAD Y PLAN DE SOSTENIBILIDAD

4.1. Viabilidad técnica.

4.1.1. Diagnóstico de los sistemas existentes de agua.

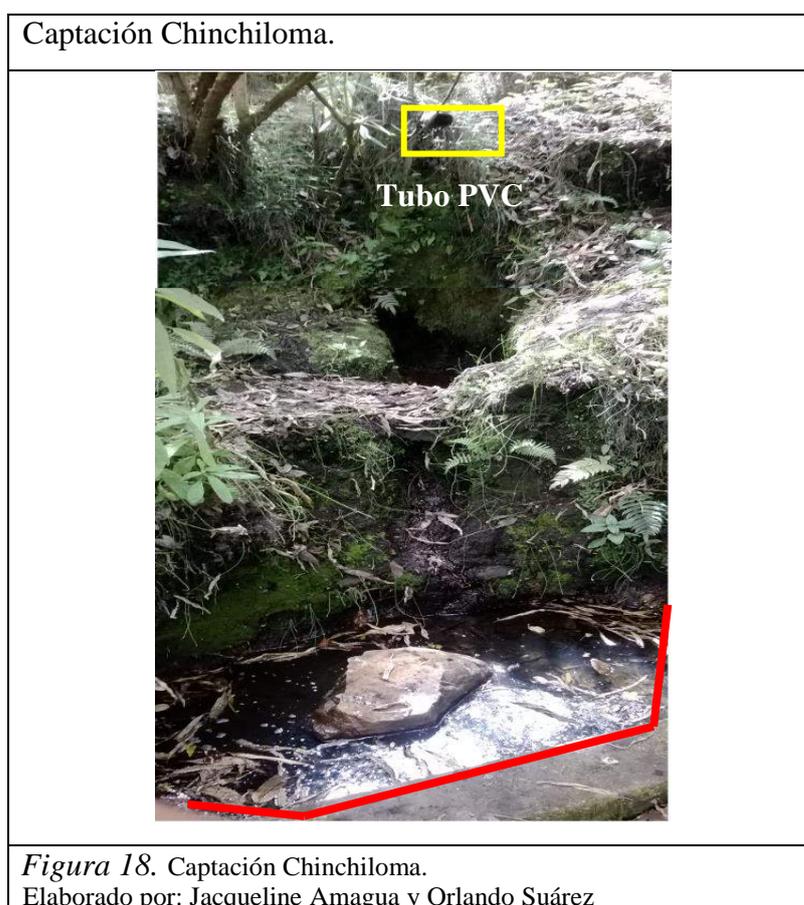
Para el abastecimiento de agua a la comunidad existen dos sistemas, el primero y más extenso, capta agua de los afloramientos de la quebrada Cashapata, que para efectos del proyecto se denominará “Sistema Chinchiloma”, y el segundo, más pequeño, capta agua de la vertiente ubicada en la quebrada Avijo, que se denominará “Sistema Cunupugro”. La ubicación de estos sistemas se observa en la figura 17.



4.1.1.1. Sistema Cunupugro.

Captación.

Como se puede apreciar en la figura 18, el sistema capta agua de un afloramiento y a través de una tubería de PVC de un metro de longitud conduce el agua hacia un pequeño estanque formado por un dique trapezoidal de dos metros de perímetro y cincuenta cm de altura aproximadamente, de donde se conecta directamente con el sistema de distribución. El estanque no cuenta con desarenador ni cubierta para proteger de la caída de objetos como hojas, ramas, polvo, insectos lo que hace que se encuentre deteriorado, cubierto de algas y lleno de malezas, sedimentos y otros materiales propios del lugar.



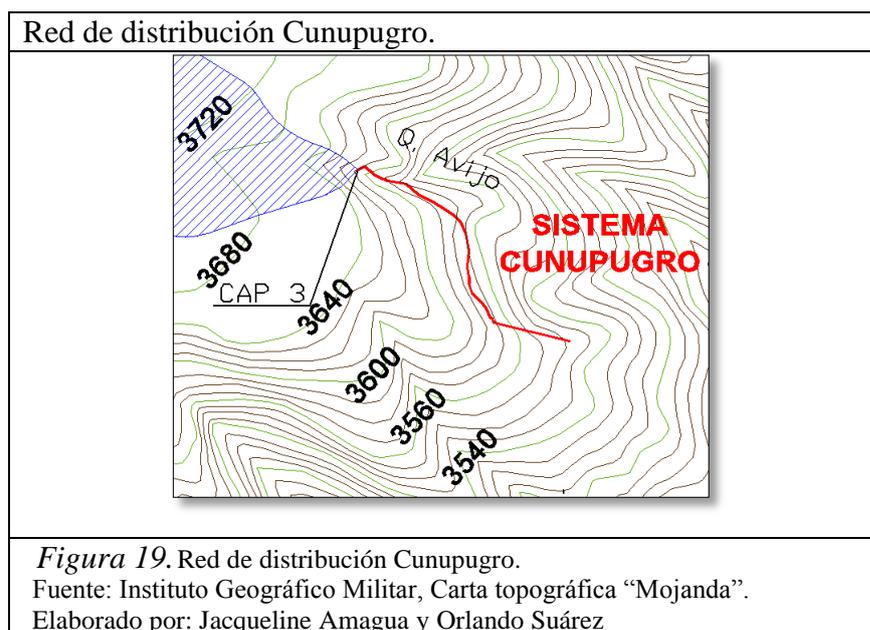
Conducción, tratamiento y almacenamiento.

El sistema no cuenta con línea de conducción ni tanque de tratamiento ya que el agua se distribuye directamente desde la captación hasta la red de distribución.

No cuenta con tanque principal de almacenamiento y de distribución. Cada usuario tiene su propio tanque de almacenamiento de aproximadamente 1m^3 de capacidad.

Distribución.

La línea principal de distribución tiene una longitud aproximada de 700 m, está construida con tubería de poliuretano (PE) de $\frac{3}{4}$ " de diámetro, da servicio a 11 usuarios, las acometidas son de tubería de PE de $\frac{1}{2}$ " de diámetro. El trazado no tiene ningún diseño técnico ya que fue construido por los propios habitantes, lo que hace que el sistema sea ineficiente. Como se puede apreciar en la figura 19 la tubería desciende desde la cota 3610 hasta la cota 3570, vuelve a elevarse hasta la cota 3580 y vuelve a descender hasta la cota 3560. Actualmente no presenta fugas.



Acometidas.

Las acometidas son de tubería de PE de $\frac{1}{2}$ " de diámetro, conectadas a la línea de distribución por medio de acoples "TEE". No cuentan con medidores de consumo, por lo que no existe recaudación para mantenimiento y control de usos del agua.

4.1.1.2. Sistema Chinchiloma.

Captaciones.

Capta agua de dos afloramientos separados aproximadamente por 17m entre ellos.

En el primer afloramiento existe un dique de 1m de altura aproximadamente, como se observa en la figura 20, este dique ya no es usado como captación, pocos metros aguas arriba existe otro pequeño dique cuadrado de 1.5m de perímetro y 40 cm de altura aproximadamente, posterior a esto, se conduce el agua por un canal rectangular (un lado de hormigón y el resto de material natural) de 3m de longitud que conduce el agua hasta un tubo de PVC de 1' de diámetro, como se observa en la figura 21.



En el segundo afloramiento (aguas abajo de la primera), existe una toma similar, un dique cuadrado de mampostería, de dimensiones parecidas al anterior, que conecta directamente al sistema de distribución por medio de una tubería de PE, como se aprecia en la figura 22.

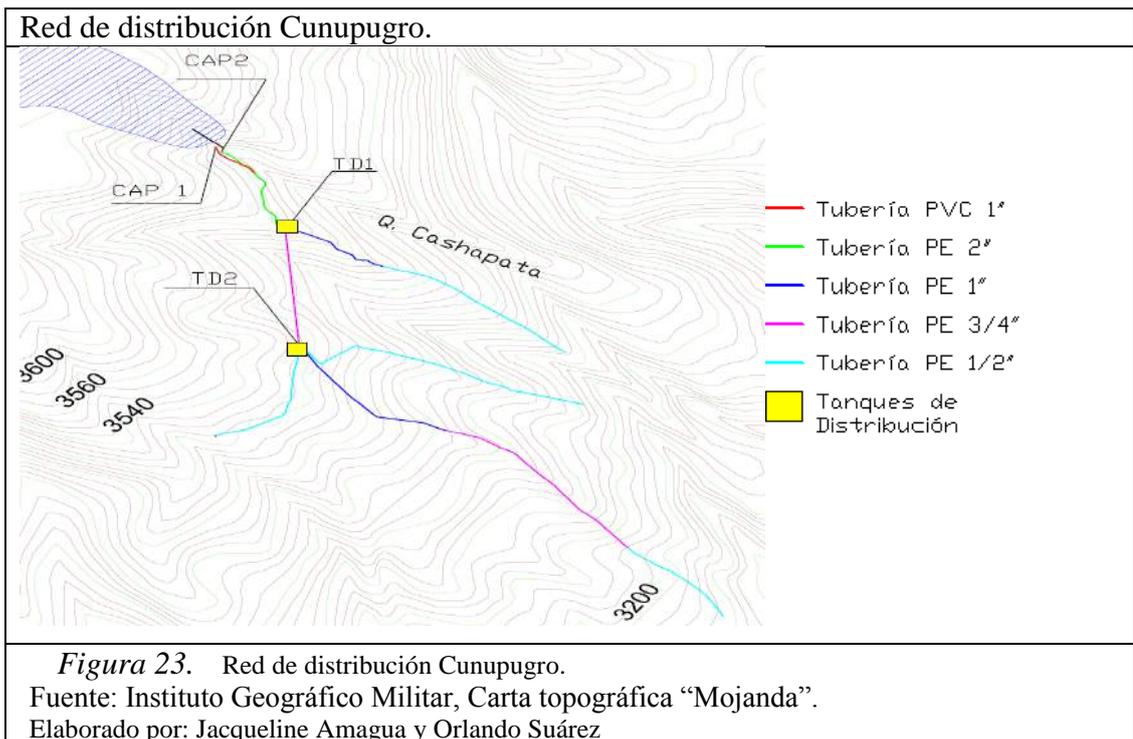


Es claro que ambas captaciones no son adecuadas, están deterioradas, fueron construidas sin ningún parámetro técnico por lo que son susceptibles al azolvamiento por ramas, hojas, sedimentos y otro tipo de objetos, por lo que tienen que ser continuamente limpiadas. Además están expuestas al aire libre, lo que hace que se caigan insectos, los animales beban de estas fuentes y sean contaminadas por el arrastre de sólidos del cauce durante la época lluviosa.

Conducción, tratamiento y almacenamiento.

El sistema no cuenta con conducción ni tratamiento de ningún tipo, las captaciones conectan directamente con el sistema de distribución.

Existen dos tanques de distribución como se observa en la figura 23, cada uno capaz de almacenar 6m^3 de agua aproximadamente. El primero se encuentra en la parte superior del primer ramal del sistema, el segundo es el punto de donde parten los 3 ramales restantes.



Adicionalmente cada usuario tiene su propio tanque de almacenamiento de aproximadamente 1m^3 de capacidad, como se observan en la figura 24.



Distribución.

El sistema de distribución es de tubería de PE, de varios diámetros, desde $\frac{1}{2}$ " hasta 2" de diámetro. Existen varias fugas por tuberías rotas o por malos acoples al momento de sustituir el tramo dañado. Como se puede observar en la figura 25, se utilizan cauchos y alambres para recubrir las fisuras en las tuberías y tratar de

impermeabilizar el acople del tramo sustituto. Además el sistema no cuenta con ningún tipo de mantenimiento preventivo, sino que se repara el daño al percatarse de alguna fuga.



La situación se agrava debido a las fuertes pendientes del sector, y como el trazado de la red también fue hecho por los comuneros, no existen la suficiente cantidad de válvulas y tanques rompe presión para controlar el flujo. La operación y el mantenimiento son realizados por personal no capacitado.

Acometidas

Las acometidas no tienen ningún tipo de orden, sino que se hacen de acuerdo a la necesidad, por lo que en algunos casos se cruzan, y al agregar usuarios se produce reducción de presión generando que no fluya adecuadamente el agua por el sistema. No cuentan con medidores de consumo por lo que no se puede cuantificar con precisión la demanda actual, ni cobrar para mantener adecuadamente el sistema.

Como se ha explicado, los sistemas no cuentan con ningún tipo de tratamiento, ni siquiera cloración. No se cuenta con almacenamiento conveniente para redistribución de caudales en el tiempo. Toda la red está construida con materiales inadecuados que además no cuentan con mantenimiento apropiado. Las captaciones son susceptibles a contaminación y azolvamiento, son inadecuadas, están

deterioradas, no cuentan con protección. A continuación, en la tabla 20 se observa un cuadro de resumen del diagnóstico del sistema.

Tabla 20.
Resumen de diagnóstico de los sistemas.

Elemento	Cunupugro	Chinchiloma
Captación	Deteriorada, sin seguridad, presencia de hojas, ramas, insectos. Sin mantenimiento.	Dos captaciones deterioradas, sin seguridad, presencia de hojas, ramas, insectos. Sin mantenimiento.
Tratamiento	No cuenta con ningún tipo de tratamiento.	No cuenta con ningún tipo de tratamiento.
Almacenamiento	Tanques individuales de 1m ³ aproximadamente.	Dos tanques de distribución de aproximadamente 6m ³ de capacidad. Tanques individuales de 1m ³ aproximadamente.
Distribución	Tubería de PE de ¾", trazado ineficiente (perdida de carga). Sin mantenimiento.	Tubería de PE de 2" hasta ½", varias fugas, varios tramos sustituidos Mantenimiento únicamente en caso de fugas.
Acometidas	11 acometidas de tubería de PE de ½". No tienen medidor.	58 acometidas de tubería de PE de ½". No tienen orden, en varios casos se cruzan las tuberías. No tienen medidor.

Nota: Datos de campo.

Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

4.1.1.3. Simulación de los sistemas

Para la simulación del sistema actual se utilizó el programa WaterCAD, con el que se puede realizar análisis hidráulicos de redes de agua, cuenta con las herramientas necesarias para simular un sistema (tanques, válvulas, tuberías de diferentes materiales, etc.). A continuación se describe el procedimiento utilizado para generar el modelo hidráulico:

1. Se dibujó la red según la información recolectada.

2. Se asignaron los puntos de captación y los nudos en intersecciones, puntos de consumo y en sitios necesarios para verificar la presión.
3. Se atribuyó el material de las tuberías, la demanda en los nudos con sus respectivas cotas.
4. Una vez terminado de crear el sistema con sus características respectivas, se corre el modelo para determinar el funcionamiento del sistema actual, verificando la presión en los nudos y la velocidad en las tuberías.

La información necesaria para simular los sistemas es la siguiente:

- Ubicación de captaciones.
- Trazado de la red.
- Dimensiones de las tuberías, con su respectivo material (rugosidad).
- Ubicación de nudos (puntos de consumo).
- Cota de los elementos (captaciones, nudos, tanques, etc.)
- Demanda.

Del campo se obtuvo la información de la ubicación de captaciones y nudos, así como el trazado de la red y las dimensiones de las tuberías y del material del que están conformadas. Para fines preliminares se utilizó la carta topográfica “Mojanda” a escala 1:25000 del Instituto Geográfico Militar (IGM) para asignar las cotas de los componentes. En el anexo 1 se tiene un listado de las captaciones y nudos con sus coordenadas y cotas.

En catálogos de tuberías de PVC (Polyvinyl chloride) y de PE (Poliuretano), se verificó el coeficiente “C” de la ecuación Hazen-Williams que será usada para la simulación, debido a que es adecuada para cálculos en sistemas de distribución por su sencillez. En el Anexo 2 se aprecia una lista de las tuberías con sus características.

Los sistemas actuales no cuentan con medidores de agua, así que no se puede calcular un consumo exacto, por lo que se utiliza la demanda para un sistema de abastecimiento de agua del tipo IIa según las normas del Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI), es decir, un sistema con conexiones domiciliarias con

un grifo por casa. Actualmente el agua se utiliza para consumo humano y para abrevadero de ganado vacuno, por ello no se tomará en cuenta el consumo para riego.

Consumo humano = 60 l/hab x día
Abrevadero = 45 l/cabeza x día

Según los pobladores, por la falta de agua en la zona, han adquirido propiedades en otros lugares y únicamente acuden a esta zona durante el día para cuidar al ganado. Por esta razón se estima el consumo únicamente para dos personas. Además existen dos cabezas de ganado en promedio por cada predio. Por lo tanto la demanda se calcula para 2 personas y 2 cabezas de ganado.

Caudal medio

$$Q_m = (P \times D) / 86400$$

Donde:

Q_m = Caudal medio (l/s)
P = Población
D = Dotación (l/hab x día)

$$Q_m = [(2 \times 60) + (2 \times 45)] / 86400$$

$$Q_m = 0.00243 \text{ l/s}$$

Caudal máximo diario

$$Q_{MD} = K_{MD} \times Q_m$$

Donde:

Q_{MD} = Caudal máximo diario (l/s)
K_{MD} = Factor de mayoración máximo diario.
Q_m = Caudal medio (l/s)

El factor de mayoración máximo diario se toma de 1.25 según lo establecido en las normas MIDUVI para cualquier nivel de servicio.

$$QMD=1,25 \times 0,00243$$

$$QMD=0.00303 \text{ l/s}$$

Caudal máximo horario

$$QMH=KMH \times Qm$$

Donde:

QMH = Caudal máximo horario (l/s)

KMH = Factor de mayoración máximo horario.

El factor de mayoración máximo horario se toma de 3 según lo establecido en las normas MIDUVI para cualquier nivel de servicio.

$$QMH=3*0.00243$$

$$QMH=0.00729 \text{ l/s}$$

El caudal máximo horario es el valor utilizado para asignar la demanda a los nudos de la simulación, como se observa en el anexo 3, debido a que con éste valor se produce el escenario más crítico para los sistemas actuales.

En la tabla 21 se puede apreciar los parámetros de presión y velocidad usados para definir los valores aceptables.

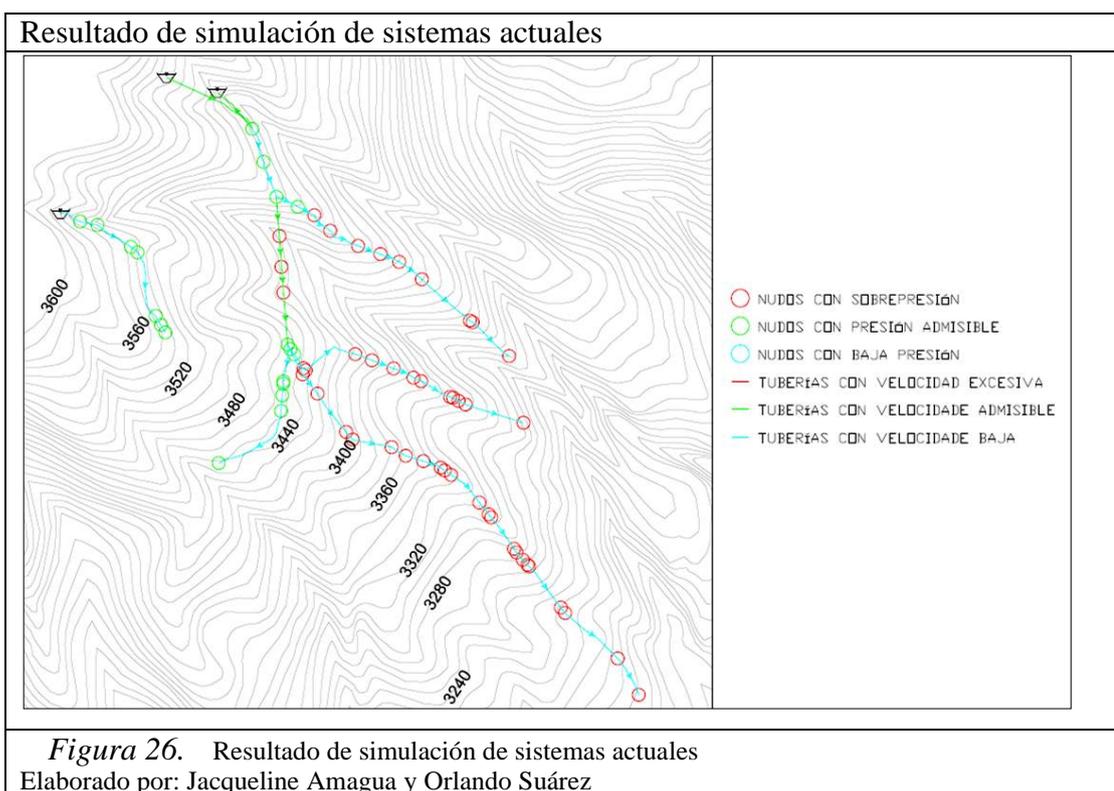
Tabla 21.
Discreción de presión y velocidad

Nivel	Presión (MPa)	Velocidad (m/s)
Excesivo	> 0,39	> 8
Admisible	0.07-0.39	0.5-8
Bajo	< 0.07	< 0.5

Nota: Normas MIDUVI.

Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

En la figura 26 se observa la simulación de los sistemas. Se puede apreciar que en la red de Cunupugro las presiones en los nudos son las adecuadas, pero la velocidad de las tuberías es inferior a la admisible. En cuanto a la red de Chinchiloma, la mayor parte de los nudos exceden la presión admisible, de igual forma la mayoría de las tuberías tienen velocidad inferior a la admisible. Se tiene mayor detalle de los valores de presiones y velocidades en el anexo 4.



Existen dos sistemas de agua independientes, el más extenso que tiene aproximadamente 4350 m de tuberías y capta agua de las vertientes de la quebrada Cashapata (sector Chinchiloma); el segundo tiene una longitud aproximada de 400 m y capta agua de la vertiente de la quebrada Avijo (sector Cunupugro).

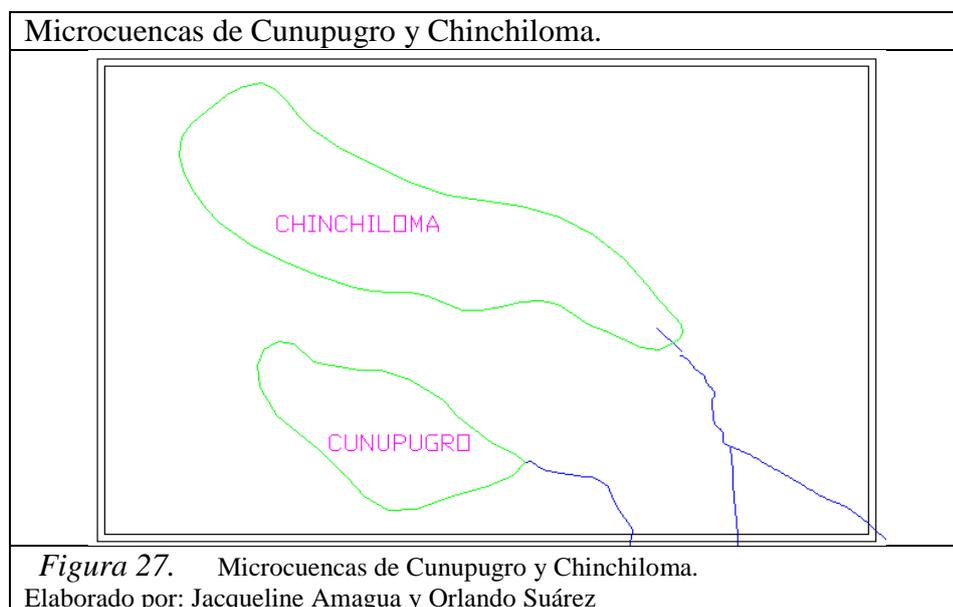
En un principio se distribuía el agua por medio de zanjas. En el año 1993 se terminó de colocar mangueras para la distribución de agua; el trazado se hizo sin ningún asesoramiento técnico, los materiales fueron conseguidos por los habitantes de la comunidad, por lo que se utilizaron pedazos de tuberías que se tenía a disposición (tuberías para instalaciones eléctricas).

Los criterios para los diseños están sustentados en las normas MIDUVI, normas del Instituto Ecuatoriano de Normalización (INEN), en el código ecuatoriano de la construcción, y en las normas del ex Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias (ex-IEOS).

4.1.2. Estudio Hidrológico

La parroquia de Tupigachi cuenta con varios afluentes, ríos, quebradas que nacen principalmente de la Laguna de Mojanda. El proyecto capta agua de las vertientes de la quebrada Cashapata (sector Chinchiloma) el segundo capta agua de la vertiente de la quebrada Avijo (sector Cunupugro), los cuales tienen variaciones en sus caudales, en época seca los caudales son casi nulos.

Las microcuencas hidrográficas identificadas en el área del proyecto son Cunupugro y Chinchiloma, como se muestra en la figura 27.



4.1.2.1. Características físico-morfométricos de las microcuencas.

Es la que define inicialmente el comportamiento de las microcuencas, el mismo que está en función de las características físicas como forma, relieve, red de drenaje, usos de suelos, tipos de suelos, geología, prácticas agrícolas.

Área (A): Superficie total de la microcuenca.

Perímetro (P): Medida del contorno de la cuenca.

Índice de Compacidad o Gravelius (Kc): Es la relación entre el perímetro y el área de la microcuenca, el coeficiente indica la irregularidad de la microcuenca.

$$Kc=0.28 \frac{P}{\sqrt{A}}$$

Donde:

P= Perímetro de la microcuenca (km).

A= Área de la microcuenca (km²).

El índice de Gravelius debe ser mayor o igual a uno ($Kc \geq 1$); mientras el resultado se acerca más a la unidad la microcuenca tendrá forma circular y mayor tendencia a las crecientes.

Longitud del río (Lr): Es la longitud mayor del río de la microcuenca.

Factor de forma (Kf): Es la relación entre el ancho medio y la longitud del curso de agua más largo de la microcuenca.

$$Kf= \frac{B}{L}$$

$$B= \frac{A}{L}$$

Donde:

B= Ancho medio de la microcuenca (km).

L= Longitud del curso de agua más largo (km).

A= Área de la microcuenca (km²).

El factor de forma indica la tendencia de crecientes, mientras más bajo sea el factor tendrá menor tendencia a crecientes en comparación con otra microcuenca de la misma área pero con un mayor factor de forma.

Densidad de drenaje (Dd): Es la relación entre la longitud total de los cursos de agua de la microcuenca y el área de la microcuenca.

$$Dd = \frac{L}{A}$$

Donde:

L= Longitud total de los cursos de la microcuenca (km).

A= Área de la microcuenca (km²).

La densidad de drenaje tiene un valor ≤ 3.5 (km/km²) donde:

$Dd \leq 0.5$ (km/km²) se considera una microcuenca con un drenaje pobre, mientras que si $Dd = 3.5$ (km/km²) es una microcuenca excepcionalmente bien drenada.

Pendiente del río (Jr): Es la relación entre la diferencia de cota máxima y cota mínima con respecto a la longitud del río.

$$Dd = \frac{\text{Cota máxima} - \text{Cota mínima}}{\text{Longitud del río} * 1000}$$

Tiempo de concentración (Tc): Es el tiempo en que se demora una gota de agua en llegar desde el punto más alejado de la cuenca hasta el punto de estudio.

$$Tc = 0.0195 * \left(\frac{L^3}{\Delta H} \right)^{0.385}$$

Donde:

L= Longitud del río principal de la microcuenca (m).

ΔH= Diferencia de cotas (m).

La tabla 22 indica los parámetros físico morfométricos de las microcuencas Cunupugro y Chinchiloma.

Tabla 22.

Parámetros físico-morfométricos de las microcuencas Cunupugro y Chinchiloma.

Parámetros físico-morfométricos								
Microcuencas	A (km ²)	P (km)	Kc	Lr (km)	Kf	Dd (km/km ²)	Jr (m/m)	Tc (min)
Cunupugro	0,23	2,11	1,23	1,76	0,074	0,23	0,114	14,21
Chinchiloma	0,53	3,78	1,45	0,93	0,65	0,49	0,276	8,70

Nota: Resumen de los parámetros físico-morfométricos.

Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez.

En función de los parámetros físicos - morfométricos se puede concluir que la microcuenca de Chinchiloma tiene una forma más alargada y con menor tendencia a las crecientes que la microcuenca de Cunupugro, mientras que las dos microcuencas tienen un drenaje pobre.

4.1.2.2. Análisis de información.

Para el presente estudio los datos han sido tomados de las estaciones meteorológicas más cercanas al proyecto, lo que se indica en la tabla 23.

Tabla 23.
Estaciones más cercanas al proyecto.

Estaciones cercanas al proyecto				
Código	Nombre	Latitud	Longitud	Cota
M 1094	Tomalon-Tabacundo	0°2'0'' N	78°14'0'' W	2790
M 023	Olmedo-Pichincha	0°8'53"N	78°2'52" W	3120
M 358	Calacalí (INAMHI)	0°0'5'' N	78°30'45''W	2810
M 105	Otavaló	0°14'16'' N	78°15'35''W	2556
M 359	Cayambe	0°3'14'' N	78°8'22''W	2840

Nota: Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI).

Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

La estación meteorológica Tomalón – Tabacundo hasta el año 2010 fue conocida con el código MA–2T, en la actualidad su código es M 1094.

Los datos obtenidos del INAMHI (Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología) son una serie de registros de información meteorológica, cuya información es confiable y con la cual se puede realizar un análisis pluviométrico.

Para la realización del análisis pluviométrico se tiene un periodo común de todas las estaciones, desde 1990 hasta el 2011, con la finalidad de obtener buenos resultados se tiene un periodo de 21 años.

Antes del análisis pluviométrico se debe tener una serie de datos continuos, los cuales se los obtiene a través de un relleno de información y posterior a ello se realiza un análisis de homogenización de datos.

Relleno de información.

Para realizar el relleno de información se requiere de series de datos continuas, por lo cual para completar la información se utiliza diferentes métodos como:

- Método del promedio aritmético.
- Método de correlación simple.
- Método de correlación doble.
- Método de proporción normal.

La realización del relleno de información de las estaciones meteorológicas se realizó mensualmente aplicando los siguientes métodos: promedio aritmético, correlación simple y proporción normal. La tabla 24 indica el relleno de información en el año 1998, la serie de todos los datos rellenados se encuentran en el anexo 5.

Tabla 24.
Relleno de información en el año 1998.

Datos de precipitación año 1998						
	MA2T	M023	M105	M321	M358	M359
ENE	20,9	25,8	14,4	49,9	29,25	19,81
FEB	68,1	58,1	59,8	69,1	59,45	58,27
MAR	63,6	94,4	79	159,6	96,08	54,61
ABR	145,1	72,2	124,6	129,4	114,46	121,02
MAY	95,9	104,2	161	242,5	146,69	80,93
JUN	8,5	35,3	25,3	53,8	28,89	9,7
JUL	10	31,8	20,3	36,05	20,34	3,6
AGO	14,5	4,7	26,7	18,3	21,08	38,4
SEP	35,8	13	21,3	34,1	23,49	13,2
OCT	87,5	112,5	62,1	230,6	134,33	97,5
NOV	61,28	62,6	85,6	118,9	82,59	69,4
DIC	70,63	73,6	34,4	124,6	69,55	22,5

Nota: Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI).
Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

Los datos rellenados según el método son:

	Método de regresión lineal.
	Método del promedio aritmético.
	Método de proporción normal

Análisis de consistencia de registros

Con la finalidad de tener datos confiables se evalúa la consistencia de los datos a través del método de dobles masas, para lo cual se considera que existe una relación

de proporcionalidad entre los datos, los mismos ~~cuales~~ se pueden representar gráficamente.

Se grafica las precipitaciones anuales acumuladas de la distintas estaciones M 1094 Tomalon-Tabacundo, M 023 Olmedo-Pichincha, M105 Otavalo, M358 Calacalí, M 359 Cayambe para la denominada estación patrón M 358 Calacalí. La estación patrón se determina relacionando gráficamente todas las estaciones entre sí, observando cual tiene mayor consistencia con las otras, la tabla 25 indica la serie anual de datos de los cuales se va a determinar su consistencia.

Tabla 25.
Datos de precipitación periodo (1990-2011).

Datos de precipitación anual					
AÑO	MA2T	M023	M105	M358	M359
2011	817,30	830,35	1193,20	699,10	1259,30
2010	701,50	636,85	987,00	632,70	1196,80
2009	495,40	698,10	841,00	421,40	694,80
2008	836,35	1087,90	1130,10	804,15	1314,50
2007	617,70	874,80	937,40	697,40	1052,11
2006	743,60	716,94	1162,40	687,80	863,40
2005	578,80	845,86	653,90	670,70	492,14
2004	489,10	638,44	660,00	692,40	750,30
2003	504,45	650,50	771,00	744,05	712,58
2002	578,10	718,80	750,30	903,98	925,60
2001	440,05	459,20	735,87	606,60	576,68
2000	784,30	1004,80	1113,10	1023,80	2686,69
1999	724,50	1295,70	1121,30	721,10	1829,00
1998	681,81	688,20	714,50	826,21	588,94
1997	612,00	818,50	863,70	967,20	791,37
1996	758,90	941,40	954,80	1335,50	915,10
1995	638,20	652,49	869,05	972,00	733,24
1994	783,90	1118,50	1041,00	591,61	557,26
1993	612,72	503,46	1144,30	1183,10	824,00
1992	459,20	671,78	530,70	548,00	713,60
1991	650,20	497,00	722,28	857,70	725,20
1990	410,93	1233,00	585,50	637,60	660,20

Nota: Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI).

Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

No todos los datos son consistentes por diversos factores como, mal estado de los equipos, mala interpretación de datos, etc. se realiza un ajuste en la estadística; los cálculos se encuentran en el anexo 6 y la tabla 26 indica la serie de datos de precipitación consistentes y heterogéneos.

Tabla 26.

Datos de precipitación homogenizados periodo (1990-2011).

Datos de precipitación anual					
AÑO	MA2T	M023	M105	M358	M359
2011	817,30	830,35	1193,20	699,10	1259,30
2010	701,50	636,85	593,09	632,70	794,23
2009	495,40	698,10	505,36	421,40	461,09
2008	836,35	791,39	679,08	804,15	872,34
2007	617,70	636,37	563,29	697,40	698,21
2006	743,60	521,54	698,49	687,80	572,98
2005	578,80	615,32	392,93	670,70	492,14
2004	489,10	638,44	660,00	692,40	750,30
2003	504,45	650,50	771,00	744,05	712,58
2002	677,52	718,80	750,30	903,98	925,60
2001	515,73	459,20	735,87	606,60	576,68
2000	919,18	1004,80	1113,10	1023,80	1023,80
1999	849,09	1295,70	1121,30	721,10	696,97
1998	799,06	688,20	714,50	826,21	588,94
1997	1027,98	818,50	863,70	967,20	791,37
1996	1274,72	1745,65	954,80	1335,50	915,10
1995	1071,98	652,49	869,05	972,00	733,24
1994	783,90	1118,50	1041,00	591,61	809,48
1993	612,72	503,46	1144,30	1183,10	1196,95
1992	459,20	671,78	530,70	548,00	1036,58
1991	650,20	497,00	722,28	857,70	725,20
1990	410,93	1233,00	585,50	637,60	660,20

Nota: Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI).

Elaborado por: Jacqueline Amagua – Orlando Suárez

Nota: Los números con negrilla son los datos homogenizados.

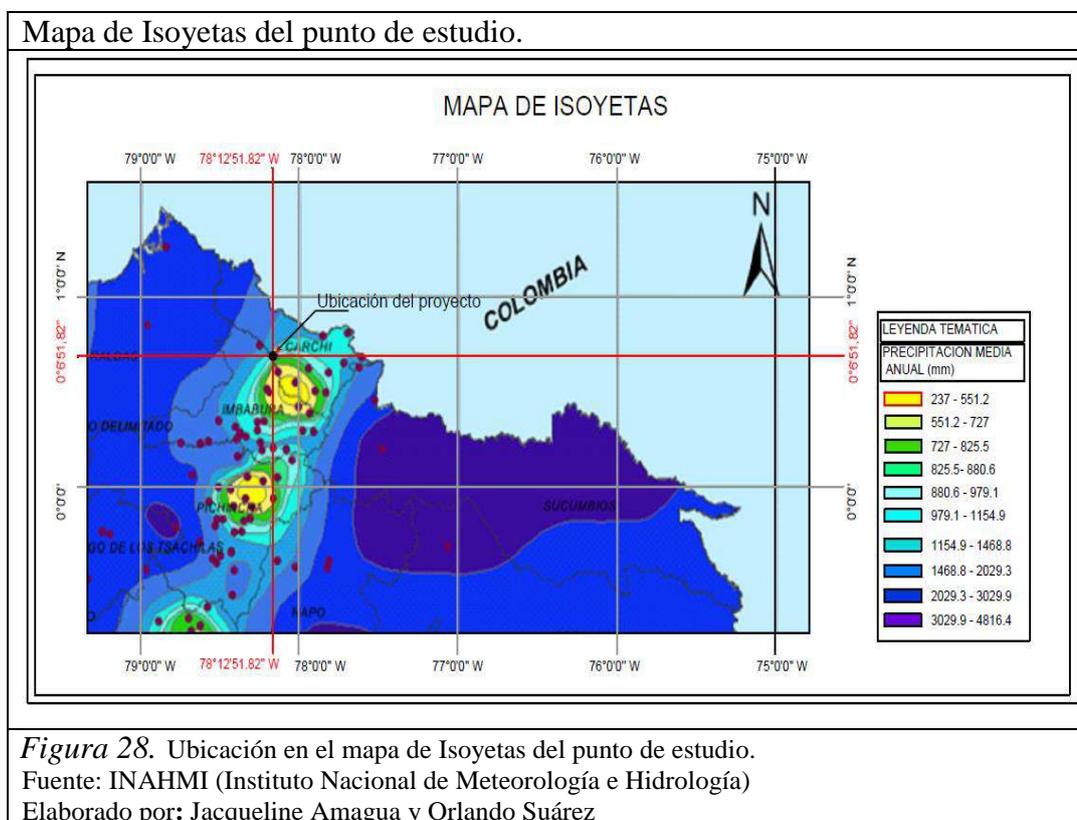
Cálculo de la precipitación media de la cuenca.

La precipitación media se la puede calcular por diferentes métodos como:

- Método aritmético.
- Método de los polígonos de Thiessen.
- Método de las Isoyetas.

Las estaciones se encuentran fuera de las microcuencas, por lo que no es factible utilizar los métodos anteriormente mencionados

La precipitación media se calculará en función del mapa de Isoyetas publicado por el INAMHI, ubicando el área del proyecto como se indica en la figura 28.



Se puede observar que la precipitación media anual en esa área del proyecto se encuentra entre 979,1mm y 1154.9mm, de lo cual se va a tomar el promedio de las mismas para el proyecto; por lo tanto:

$$Pm = 1067 \text{ mm.}$$

Caudales de las fuentes (Aforos).

Para medir directamente el caudal que se tiene en una cada de las captaciones identificadas como Cunupugro y Chinchiloma, se realizó aforos en distintas fechas en los meses de julio y agosto, como se puede observar en el anexo 7.

La medición de caudal se realizó mediante el método volumétrico, utilizando un recipiente con un volumen conocido para un determinado tiempo.

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

Donde:

Q= Caudal (l/s).

V= Volumen de agua (l).

A= tiempo (s).

La tabla 27 indica los resultados de los aforos realizados.

Tabla 27.

Resultados de los aforos en los meses de julio y agosto.

Aforos		
Mes	Caudal (l/s)	
	Cunupugro	Chinchiloma
Julio	0,0050	0,1580
Agosto	0,0044	0,1517

Nota: Jacqueline Amagua – Orlando Suárez

Elaborado por: Jacqueline Amagua – Orlando Suárez

Curva de duración o permanencia de caudales

La curva de duración de caudales indica el tiempo en el cual el caudal es igualado o extendido, indicando el valor del caudal que está en función de su frecuencia de ocurrencia.

Los caudales de diseño (Caudales de garantía) se obtienen de la curva duración general, que sirven para obras de aprovechamiento y diseño de obras hidráulicas (riego, hidroelectricidad y agua potable).

La curva de duración general se la realiza con una serie histórica de caudales medios diarios, mensuales o anuales.

Para el proyecto se ha considerado trabajar con la estación más cercana M 1094 (Tomalón – Tabacundo), los datos de precipitaciones medias diarias han sido obtenidos del INAMHI.

Para calcular el caudal medio diario se utiliza la siguiente ecuación:

$$Q = \frac{C * P * A}{t}$$

Donde:

Q= Caudal (m³/s).

P= Precipitación media diaria (m³).

A= Área de las cuencas.

t= Tiempo

El coeficiente de escurrimiento está en función del tipo, uso de suelo y la pendiente, este coeficiente es obtenido a través de tablas la cual se encuentra en el anexo 7, para la zona del proyecto el coeficiente de escorrentía está entre los valores de (0,37 – 0.60), que corresponde al tipo de superficie pastizales con una pendiente mayor al 7%, este coeficiente debe ser corregido hasta que los caudales lleguen a un valor aproximado o igual al del caudal aforado.

Al realizar los cálculos del caudal de las fuentes de captación de Cunupugro y Chinchiloma los que se encuentran en función de las precipitaciones medias diarias no es ni aproximado ni igual al caudal aforado, por lo que se puede concluir que en los afluentes existe un caudal base y por lo tanto el coeficiente de escurrimiento es:

$$C = 0.60$$

El cálculo del caudal base, se realiza teniendo en cuenta que en los meses de julio y agosto se hizo los aforos y son los meses más secos, por lo que en estos meses se calcula el promedio de los caudales en un periodo de 20 años (1993 – 2013), siendo el caudal base.

- Cunupugro Qbase= 0.142 l/s.
- Chinchiloma Qbase= 0.126 l/s.

El método para calcular la curva de duración general es la probabilidad de Weibull.

$$P = \frac{m}{n+1} * 100$$

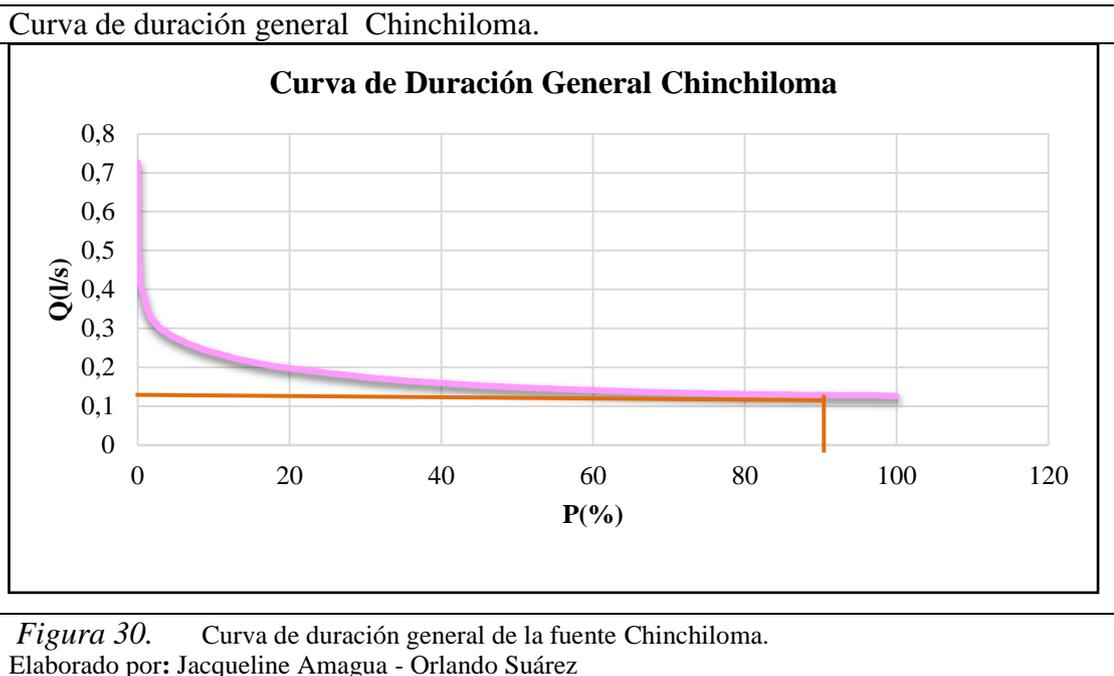
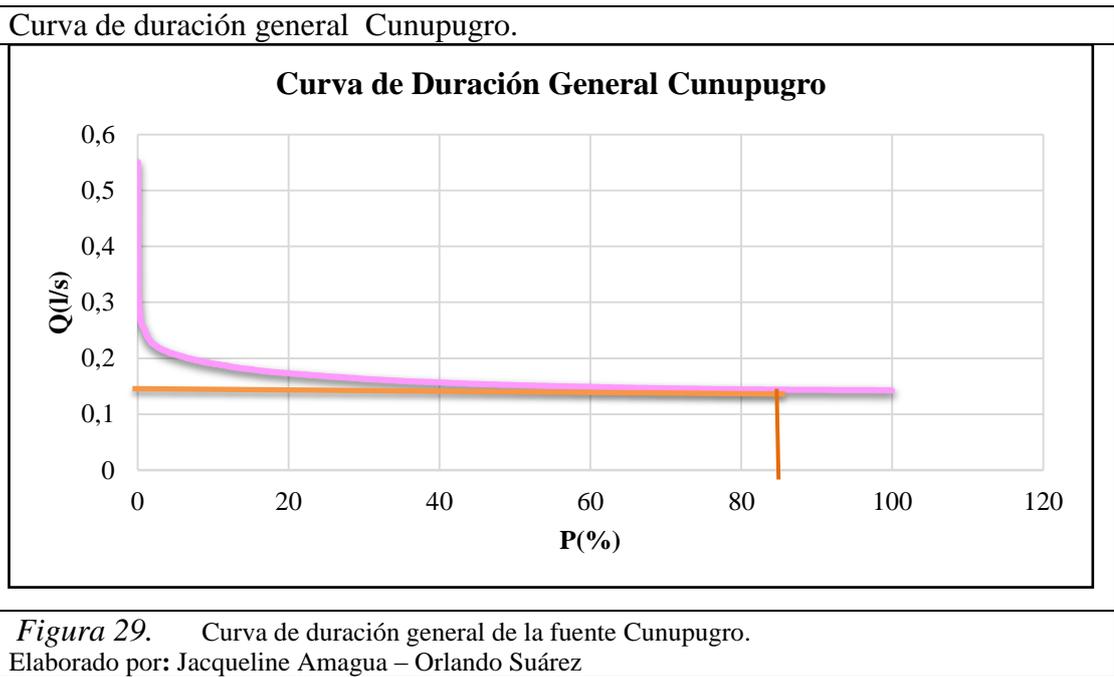
Donde:

P= Probabilidad de Weibull (%).

m= Número de orden de los datos.

n= Número total de datos de la serie.

La curva de duración general es la relación entre el caudal media diario al cual es sumado el caudal base y la probabilidad. La figura 29 y 30 indica la curva de duración general de las fuentes de captación de Cunupugro y Chinchiloma respectivamente.



De las figuras 29 y 30 se obtienen los caudales de garantía del 85% para obras de agua potable con un nivel de importancia III, según las normas MIDUVI las cuales son:

- Cunupugro Q85%= 0.143 l/s.
- Chinchiloma Q85%= 0.127 l/s.

Caudal máximo.

Es necesario tener en cuenta las crecidas de los ríos para ello se debe prever obras de evacuación de excesos para un determinado periodo de ocurrencia.

El caudal máximo se calcula mediante el método racional, el cual toma en cuenta los parámetros físico-morfométricos anteriormente obtenidos y asume que el tiempo es igual al tiempo de concentración.

$$Q = \frac{C * I * A}{3,6}$$

Donde:

Q= Caudal máximo (m³/s).

C= Coeficiente de escorrentía.

A= Área (km²).

I= Intensidad de lluvia (mm/h).

Para el cálculo de intensidad de lluvia se utiliza las ecuaciones del Análisis de Lluvias Intensas (INAMHI) para la zona N° 11, la cual va a ser diseñada en función del nivel de importancia de la obra y de la probabilidad de ocurrencia (periodo de retorno) como se aprecia en la tabla 28

Tabla 28.

Periodo de retorno según el tipo de Obra Hidráulica.

Categoría de la presa	Período de retorno (años)
Categoría (A) Embalses situados en zonas totalmente deshabilitadas, o bien, inmediatamente aguas arriba de otro embalse de mucha mayor capacidad o de la desembocadura del río en el mar. En este caso, la ruptura de la presa no tendría más trascendencia que las pérdidas económicas propias de ella y no podrían producirse daños a terceros.	50
Categoría (B) Embalses situados aguas arriba de núcleos de población. Pero por su capacidad reducida u otras circunstancias, aunque se rompiera la presa por una avenida importante, las víctimas y daños serían los mismos que si no hubiese existido el embalse.	75
Categoría (C) Embalses situados aguas arriba de núcleos de población y cuyas características de capacidades, etc., determinan que si se presenta una gran avenida y ésta produce la falla de la presa, la onda de avenida debida al vaciado del embalse incrementa sensiblemente las víctimas y daños que ocasionaría por si sola la avenida del río.	100

Nota: Secretaria de Agricultura, Ganadería, Desarrollo Rural, Pesca y Alimentación.

Elaborado por: Hidrología aplicada a las pequeñas obras hidráulicas.

De acuerdo a la tabla 28, se puede establecer que la obra de evacuación de excesos tendrá un periodo de retorno de 50 años, con un nivel de importancia C.

La ecuación para el cálculo de la intensidad de lluvia es:

$$I_{tr} = 137,28 * t^{-0.5153} * I_{dtr}$$

La intensidad de duración para un periodo de retorno (I_{dtr}) es 2 de acuerdo a la zonificación en la que encuentra y al periodo de retorno. La tabla 29 indica el caudal de máximo obtenido.

Tabla 29.

Cálculo del caudal máximo.

Caudal máximo							
	A (km ²)	Tc (min)	Idtr	I (mm/h)	C	Q (m ³ /s)	Q (l/s)
Cunupugro	0,23	14,21	2	69,93	0,60	0,0268	26,80
Chinchiloma	0,53	8,70	2	90,05	0,60	0,0795	79,50

Nota: El área y tiempo de concentración han sido obtenidos de los parámetros físico-morfométricos

Elaborado por: Jacqueline Amagua – Orlando Suárez

4.1.3. Estudio de alternativas (Prefactibilidad, Factibilidad y Diseño definitivo)

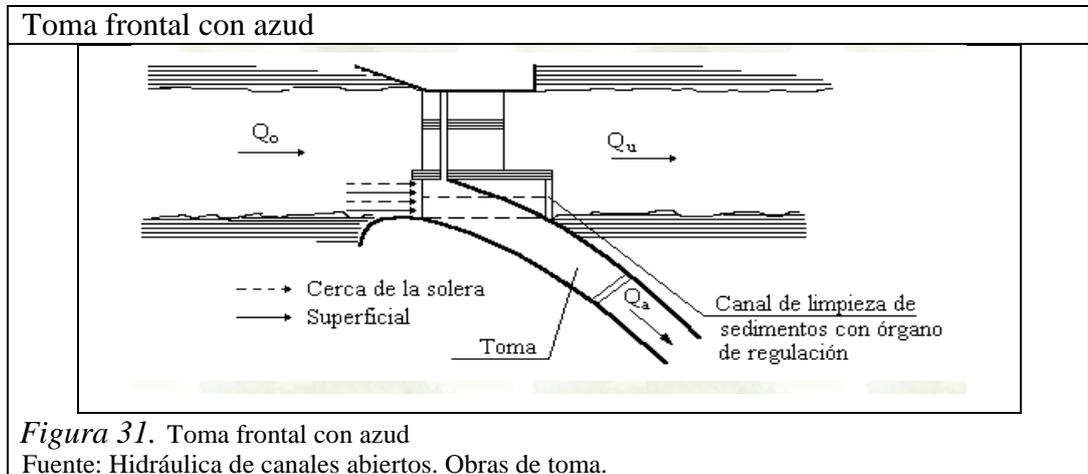
4.1.3.1. Alternativas de captación.

Para plantear las alternativas se ha tomado en cuenta la característica topográfica de la sección del cauce donde se proyectan construir las captaciones. Son secciones angostas.

Alternativa 1 (Toma frontal con azud)

Es recomendable en cauces angostos y donde existan épocas de estiaje prolongadas.

El azud eleva la cota de agua para que sea vertida por la toma frontal. En caso de existir exceso de caudal, el azud servirá como vertedero de excedentes por lo que es necesario diseñar obras de disipación de energía aguas abajo del azud, para evitar la erosión del cauce. Se puede observar un esquema de vista en planta en la figura 31.

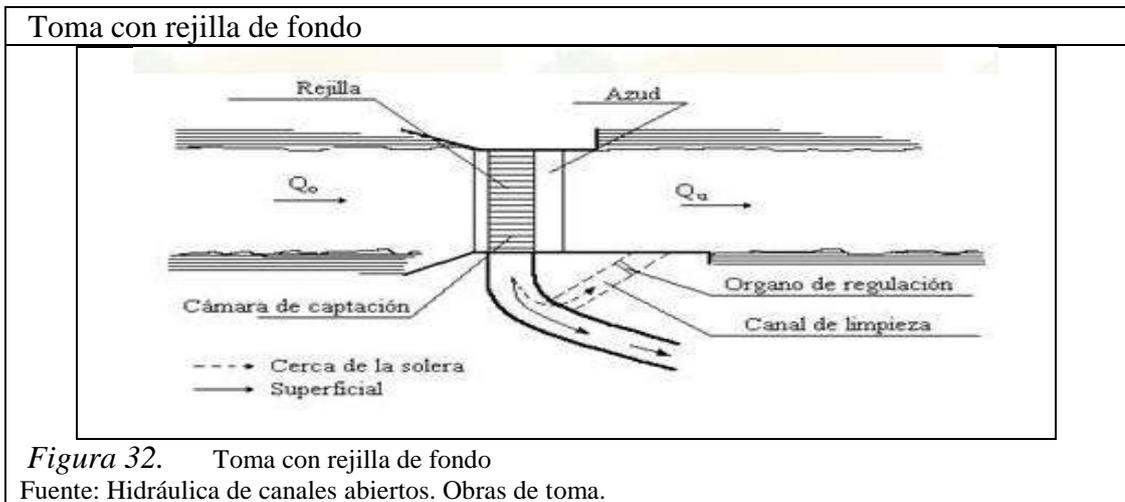


Alternativa 2 (Toma con rejilla de fondo)

Se recomienda para zonas de montaña y que el cauce tenga grandes variaciones de caudales.

Consiste en construir un dique transversal al cauce con una rejilla en la corona que permite captar el caudal e impide el paso de material sólido (con tamaño superior a

las aberturas de la rejilla). Debajo de la rejilla existe una galería que conduce el caudal captado hacia la conducción. Se observa un esquema en la figura 32.



Se determina como la alternativa más factible a la alternativa 2, debido a que en los cauces existe gran cantidad de vegetación, por lo que en las crecidas existe arrastre de ramas y hojas, y la rejilla de la toma evitará que estos elementos ingresen a la conducción.

4.1.3.2. Alternativas de ubicación del reservorio.

Con fines preliminares para determinar la ubicación del reservorio se utilizó la carta topográfica “Mojanda” (CT-ÑII-F3-3994-III) a escala 1:50000 del Instituto Geográfico Militar.

Según los datos recopilados de los habitantes, el caudal actual de las vertientes es insuficiente para satisfacer la demanda, por lo que se plantea la construcción de un reservorio para captar aguas lluvias.

Alternativa 1 (Propuesta por los comuneros)

Los comuneros plantean la ubicación del reservorio cerca del límite del pajonal, en las coordenadas UTM X:12453, Y:809335, como se puede observar en la figura 33.

Ubicación del reservorio.

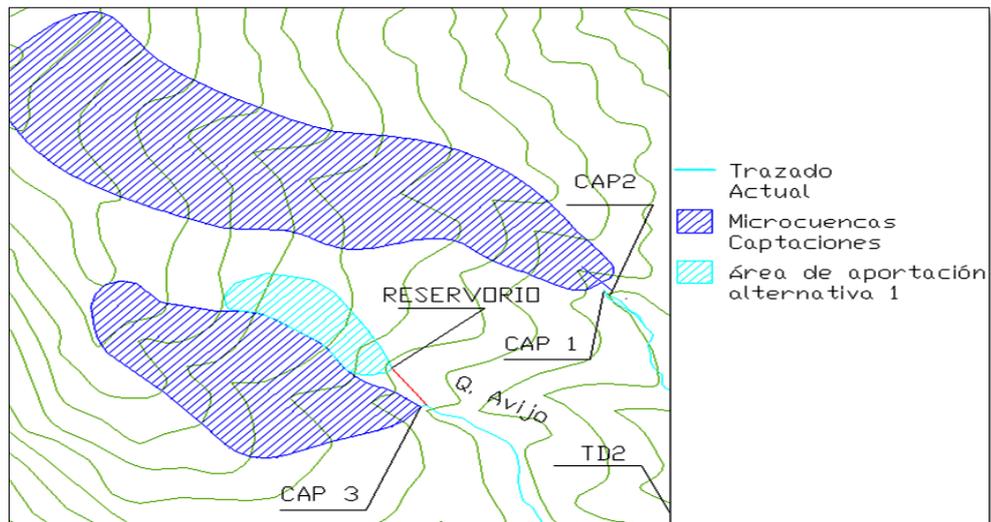


Figura 33. Ubicación del reservorio, alternativa 1.

Fuente: Instituto Geográfico Militar, Carta topográfica "Mojanda".

Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

Con esta alternativa el área de aportación para el reservorio será de aproximadamente 57938 m².

Alternativa 2

Se plantea ubicar el reservorio aproximadamente a 53m más abajo del sitio propuesto por los comuneros (coordenadas UTM X:12451, Y:809388), debido a que se puede aumentar significativamente el área de aportación como se observa en la figura 34.

Ubicación del reservorio.

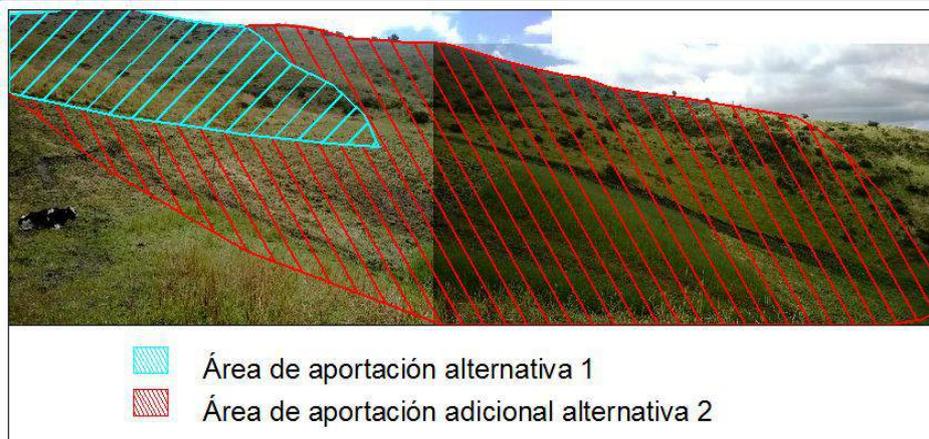
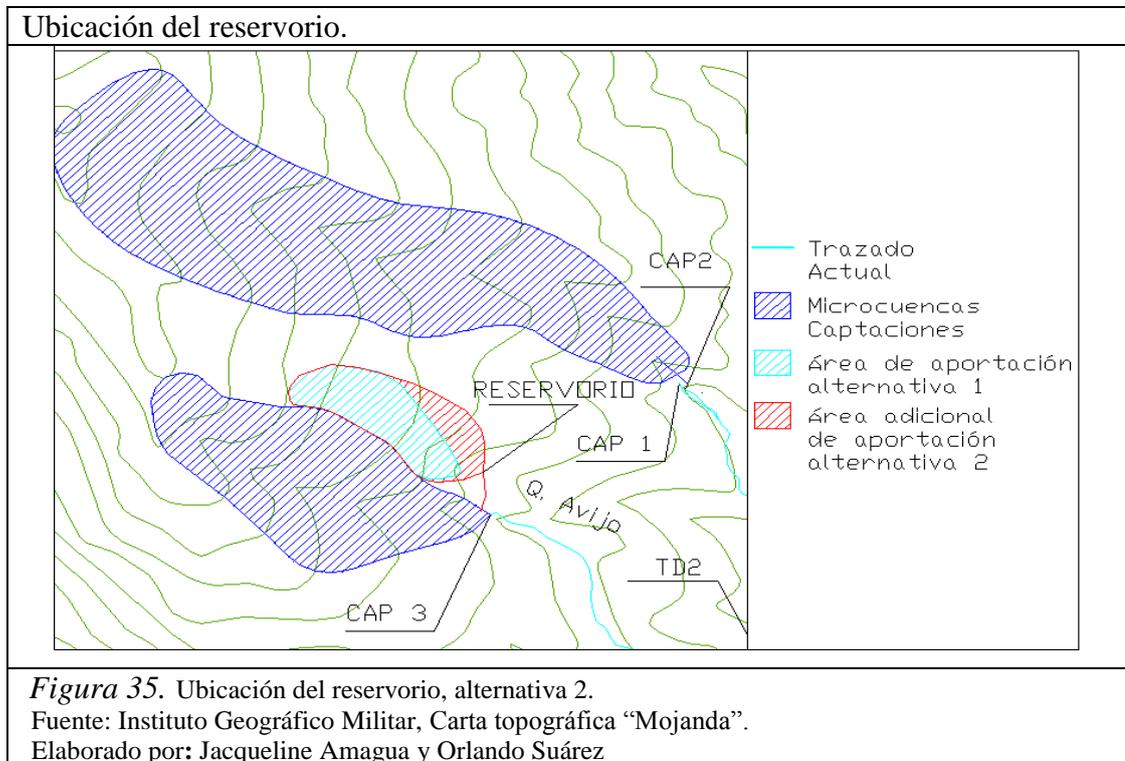


Figura 34. Ubicación del reservorio.

Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

En la figura 35 se puede apreciar de mejor manera las áreas de aportación entre las alternativas 1 y 2.



Con la alternativa 2 el área de aportación es aproximadamente de 80369 m².

La mejor alternativa es la alternativa 2 , debido a que el área de aportación para el reservorio aumenta 22431m² más que con la alternativa 1, es decir, casi 1.4 veces más.

4.1.3.3. Planteamiento y análisis de alternativas para el trazado de la línea de distribución.

Para realizar los estudios de prefactibilidad se utilizó la carta topográfica “Mojanda” a escala 1:50000 del Instituto Geográfico Militar sobre la cual se trazaron las diferentes alternativas.

Alternativa 1

Consiste en mantener el trazado de la red actual, de la cual se realizó la modelación hidráulica en el capítulo 4.1.1.3 y en donde se determinó que existen presiones excesivas a las establecidas por las normas MIDUVI. Adicional a esto se trata de un sistema abierto que al sufrir algún daño (rotura de tubería), dejaría sin servicio a la población que se encuentra aguas abajo del sitio dañado. También se observa que en el punto más bajo del sistema, donde termina la tubería, existe acumulación de sedimentos, y en épocas de sequía únicamente tienen suministro de agua la población de la parte baja.

En la tabla 30 se observa el costo aproximado de la red, tomando en cuenta precios referenciales de los rubros principales.

Tabla 30.

Costo referencial de trazado de línea de distribución, alternativa 1.

Rubro	Unidad	Costo unitario	Cantidad	Costo Total
Desbroce y limpieza	m2	1,58	15431,00	24380,98
Replanteo y nivelación	km	364,00	5,14	1872,42
Excavación de zanja a máquina	m3	18,67	2057,52	38413,82
Instalación de tubería	m	13,48	5143,79	69338,29
Relleno y compactado de zanjas	m3	6,36	2057,52	13085,80
TOTAL				147091,31

Nota: Generador de precios Ecuador

Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

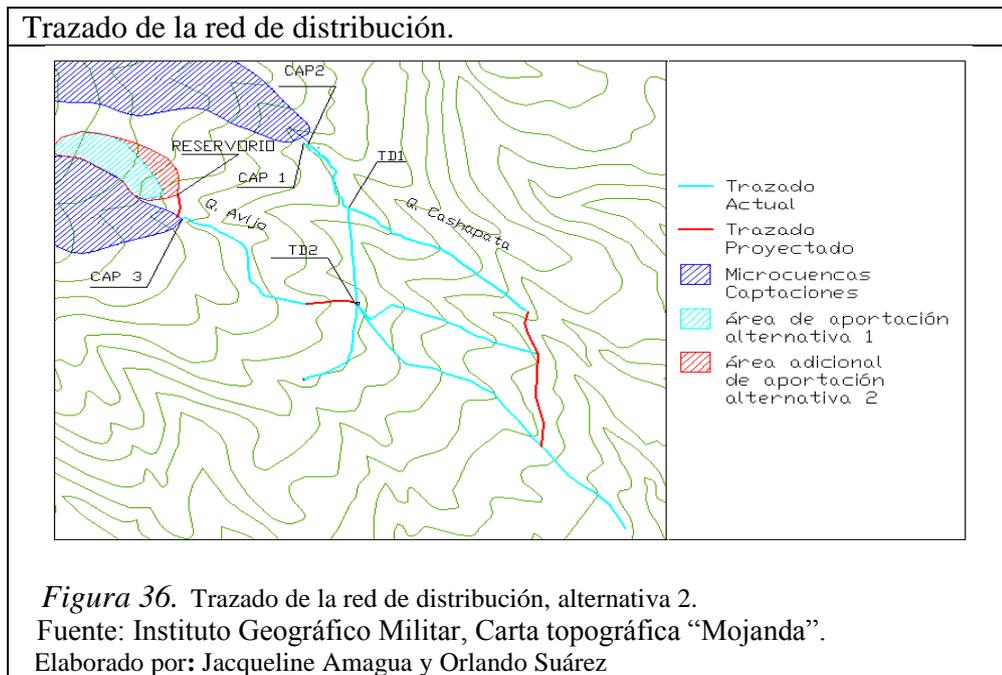
Alternativa 2

Para dar solución a los problemas técnicos especificados en la alternativa 1, se decide:

- Corregir el trazado actual interconectando los sistemas para distribuir a todos los usuarios el caudal captado por el reservorio.
- Interconectar los ramales en los puntos más bajos, considerando las características geomorfológicas y la distribución de los lotes, para garantizar el servicio en caso de daños.
- Realizar solo una captación en el sector Chinchiloma, debido a que las dos captaciones que existen actualmente son muy cercanas y comparten la misma cuenca.

- Se construirán tanques reductores de presión para descender la carga en los nudos.
- Se redimensionaran los diámetros de tuberías para corregir la velocidad de flujo.

En la figura 36 se observa el trazado de la alternativa 2



En la tabla 31 se observa el costo aproximado de la red, tomando en cuenta precios referenciales de los rubros principales.

Tabla 31.

Costo referencial de trazado de línea de distribución, alternativa 2.

Rubro	Unidad	Costo unitario	Cantidad	Costo Total
Desbroce y limpieza	m ²	1,58	18370,32	29025,11
Replanteo y nivelación	km	364,00	6,12	2228,93
Excavación de zanja a maquina	m ³	18,67	2449,38	45729,85
Instalación de tubería	m	13,48	6123,44	82543,97
Relleno y compactado de zanjas	m ³	6,36	2449,38	15578,03
			TOTAL	175105,89

Nota: Generador de precios Ecuador.

Elaboración: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

La alternativa 2 tiene un incremento en el costo de 19% aproximadamente, en comparación con la alternativa 1. Si bien el costo de la alternativa 2 es más alto que la alternativa 1, el funcionamiento del sistema es más óptimo técnicamente, por lo

que se decide continuar con el análisis de la alternativa 2 para la etapa de factibilidad y diseño definitivo.

4.1.3.4. Alternativas de captación de aguas lluvias en techos.

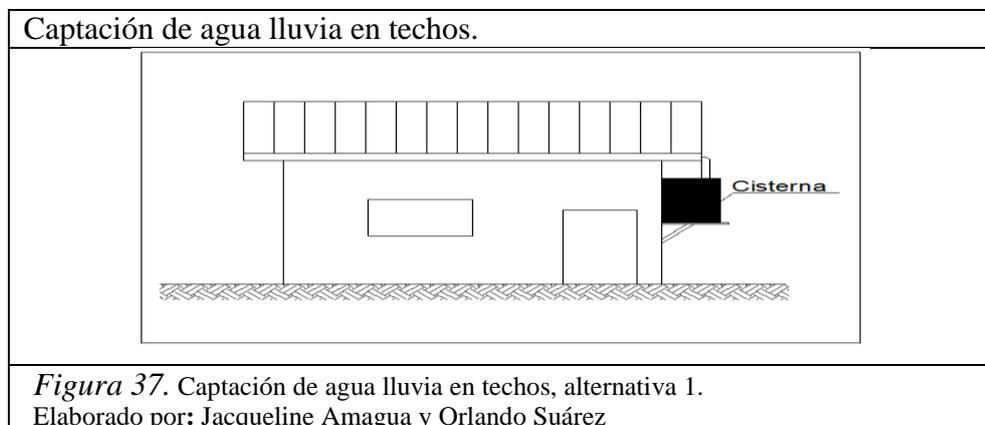
La captación de agua lluvia para consumo humano debe hacerse en los techos de las viviendas debido a que el agua captada tiene buenas condiciones (características de calidad).

El sistema de captación de aguas lluvias en techos es único y tiene 4 elementos principales:

- **Techo:** Es el elemento principal que capta las precipitaciones, debe ser de material impermeable, mantenerse limpio uniforme para tener un coeficiente de escurrentía elevado.
- **Canaletas:** Deben estar colocadas en la parte final del techo, recogen y conducen el agua hacia la tubería.
- **Tuberías:** Conducen el agua desde las canaletas hacia el tanque o cisterna.
- **Cisterna:** Es donde se almacena el agua captada para su posterior consumo.

Alternativa 1

Consiste en fijar la cisterna a la pared de la vivienda, para que el abastecimiento en la vivienda sea a gravedad como se muestra en la figura 37.



En la tabla 32 se tiene un costo referencial de la alternativa 1.

Tabla 32.

Costo referencial de captación de aguas lluvias en techos, alternativa 1

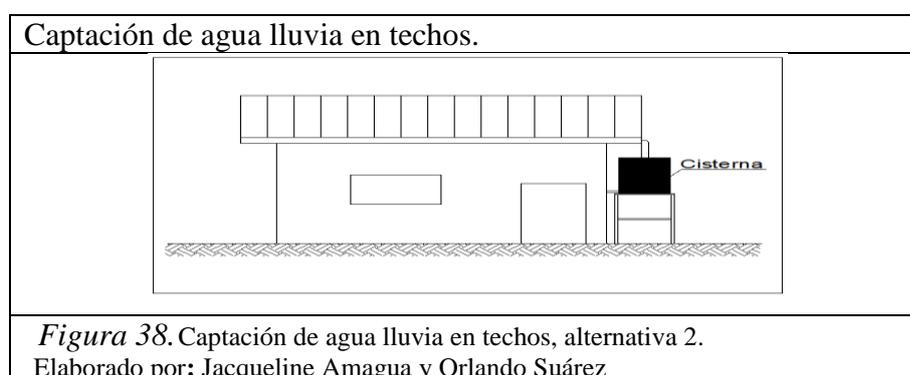
Rubro	Unidad	Costo unitario	Cantidad	Costo Total
Canaletas colocadas pintadas	m	9,00	10,00	90,00
Tubo PVC 110mmx3m	u	15,43	1,00	15,43
Cisterna 250 lt	u	80,00	1,00	80,00
Soporte Cisterna	u	40,00	1,00	40,00
TOTAL				225,43

Nota: Entrevista, ferretería Don Goyo.

Elaborado por: Jacqueline Amagua - Orlando Suárez

Alternativa 2

Algunas viviendas del sector son de adobe, por lo que no pueden resistir el peso de la cisterna. Para solucionar el problema, se modifica el soporte del tanque apoyándolo en el suelo como se observa en la figura 38.



En la tabla 33 se tiene un costo referencial de la alternativa 2.

Tabla 33.

Costo referencial de captación de aguas lluvias en techos, alternativa 2.

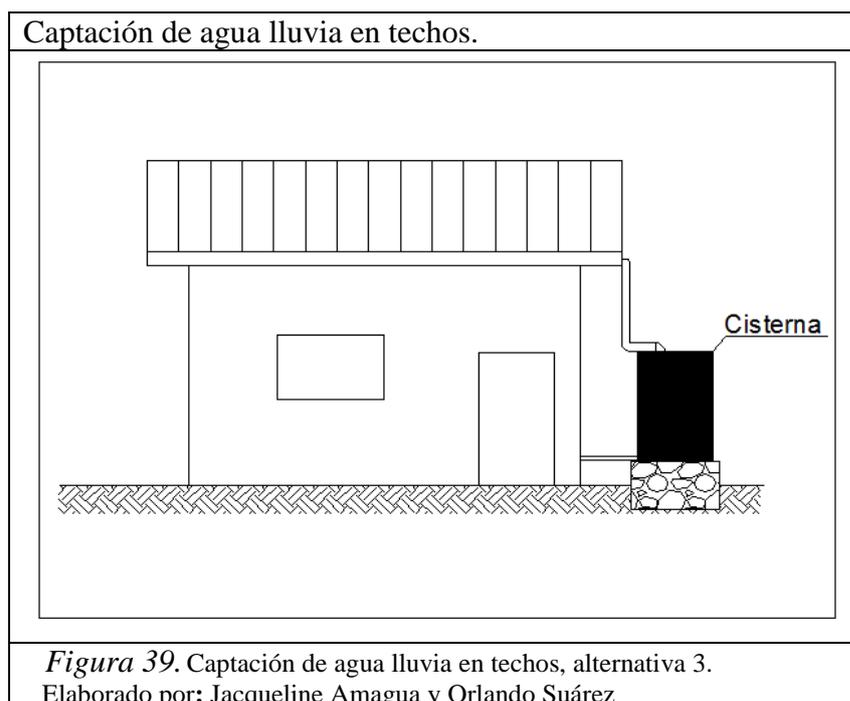
Rubro	Unidad	Costo unitario	Cantidad	Costo Total
Canaletas colocadas pintadas	m	9,00	10,00	90,00
Tubo PVC 110mmx3m	u	15,43	1,00	15,43
Cisterna 250 lt	u	80,00	1,00	80,00
Soporte Cisterna	u	90,00	1,00	90,00
TOTAL				275,43

Nota: Entrevista, ferretería Don Goyo.

Elaborado por: Jacqueline Amagua - Orlando Suárez

Alternativa 3

Se utilizará una cisterna de mayor capacidad con una longitud mayor, para elevar la carga hidrostática. Para soportar el peso adicional estará apoyada en una base de hormigón ciclópeo que sobresalga 50cm del nivel del suelo, como se observa en la figura 39



En la tabla 34 se tiene un costo referencial de la alternativa 3.

Tabla 34.

Costo referencial de captación de aguas lluvias en techos, alternativa 3.

Rubro	Unidad	Costo unitario	Cantidad	Costo Total
Canaletas colocadas pintadas	m	9,00	10,00	90,00
Tubo PVC 110mmx3m	u	15,43	2,00	30,86
Cisterna 500 lt	u	110,00	1,00	110,00
Hormigón ciclópeo	m3	50,00	1,88	94,00
TOTAL				324,86

Nota: Entrevista, ferretería Don Goyo.

Elaborado por: Jacqueline Amagua - Orlando Suárez

La alternativa 1 es descartada debido a que algunas viviendas no podrán soportar el peso de la cisterna, por esta razón la alternativa 1 es descartada y se procede a analizar las alternativas 2 y 3.

El costo de la alternativa 2 es menor en un 15% en comparación con la alternativa 3, sin embargo la alternativa 3 ofrece el doble de capacidad de almacenamiento, adicionalmente la instalación del tanque es más sencilla e incluso se podría optar por un tanque de mayor capacidad. Según las razones expuestas se define a la alternativa 3 como la más viable.

4.1.4. Levantamiento topográfico.

El levantamiento topográfico se realiza para tener un mejor detalle de la morfología del terreno (curvas de nivel a detalle) que permite determinar la diferencia de altitudes, volúmenes de obra y un georeferenciamiento de todos los componentes del sistema para un posterior replanteo de las mismas y ejecución del proyecto.

Equipos y materiales

- Estación total marca Trimble M3 y accesorios: baterías, trípode, 3 bastones con prismas, bípode para bastón.
- Cámara fotográfica.
- Radios de largo alcance marca Motorola.
- Libreta de campo.
- Herramientas: estacas, martillo, pintura en espray, flexómetro, cinta.

Sistema de referencia

El sistema de referencia es el Sistema Geodésico Mundial WGS84 (World Geodetic System 1984), que es un sistema de referencia terrestre convencional. Es expresado en grados minutos y segundos.

Sistema cartográfico de representación

El sistema de representación plana es el sistema de coordenadas Universal Transversal de Mercator UTM (Universal Transversal Mercator).

Georreferencia

El levantamiento fue georreferenciado por dos puntos ubicados en los tanques de distribución de la red actual, se utilizó el Sistema de Posicionamiento Global (Equipo Ashtech Locus Sokkia). El equipo tiene precisión en levantamientos estáticos de 5mm + 1ppm (horizontal) y 10mm +2 ppm (vertical). En la tabla 35 se observa las coordenadas de georreferenciación. En el anexo 8 se tiene el detalle de los puntos de precisión.

Tabla 35.
Coordenada de puntos de precisión.

PUNTO	GPS-1	GPS-2
NORTE:	10012382,770	10011946,829
ESTE:	810049,504	810081,533
LATITUD:	0° 06' 42.88852" N	0° 06' 28.70222 " N
LONGITUD:	78° 12' 53.14558" W	78° 12' 52.11029" W
ALTURA:	3469,770	3446,562

Nota: N= Norte; W= Oeste.

Elaborado por: Jacqueline Amagua – Orlando Suárez

Método de trabajo

Para realizar el levantamiento, la estación es plantada en puntos descubiertos, libres de obstáculos y visibles entre ellos. Se toman los datos utilizando 3 bastones con prisma. En la figura 40 se observa a la estación plantada sobre el tanque de distribución 2.



Figura 40. Estación total plantada en el T.D 2
Elaborado por: Jacqueline Amagua – Orlando Suárez

Los datos adquiridos incluyen el trazado de la red existente y estructuras dentro de la faja topográfica levantada (calles, viviendas, y tanques de acometidas).

Edición y dibujo

Una vez obtenidos los datos del campo se genera el plano utilizando el programa CivilCAD 3D 2013, es necesario refinar la superficie generada por el programa eliminando tramos entre puntos muy distantes, para que únicamente quede dibujada la faja topográfica, dicha área es de 185745,9 m² ó 18,57 ha.

4.1.5. Estudio Geotécnico.

4.1.5.1. Geología.

Geomorfología.

La zona del proyecto tiene una topografía ondulada con variaciones de altura aproximadamente de 3200 a 3800 metros sobre el nivel del mar (m.s.n.m), se encuentra en las faldas del extinguido volcán de Mojanda, debido a erupciones ocurridas hace miles de años se destruyó su cono y en la actualidad son las Lagunas de Mojanda a una distancia aproximada de 6.5 km del proyecto.

El cantón Pedro Moncayo se encuentra dentro del valle interandino, en el se encuentran gran cantidad de sedimentos, depósitos piroclásticos del primer periodo cuaternario (Pleistoceno).

De acuerdo al mapa geológico del Ecuador hoja 83 (Otavalo ÑII-F), emitida por la Dirección General de Geología y Minas del Ministerio de Energía y Minas (Anexo 10), en la zona del proyecto se encuentran los depósitos volcánicos del Mojanda (lavas, aglomerados y brechas volcánicas) y cangahua.

Estratigrafía.

Volcánicos del Mojanda (PMo): Pertenecen al Pleistoceno, están constituidas por andesitas(n) y brechas (br) de origen volcánico. Las andesitas son de color gris

oscura a negra de textura hipocristalina con gran cantidad de fenocristales de plagioclasas y piroxenos; las brechas están constituidas en su mayor parte de andesitas, con matriz fina. El espesor de este complejo sobrepasa los 1200m.

Brechas volcánicas (br): Probablemente deban su origen a erupciones de los volcanes Cotacachi e Imbabura, acarreadas y depositadas posteriormente por los glaciares pleistocénicos en los cauces de los ríos y quebradas. El nivel inferior es una brecha volcánica, constituidas de clastos de andesitas de color gris al violáceo, con matriz arenosa. El nivel intermedio está constituido de tobas y arenas de color amarillento, el nivel superior es otra brecha volcánica. El espesor total aflorante de este material volcánico sobrepasa los 40m. Este tipo de rocas se encuentran al sur-oeste del proyecto.

Cangahua(Qc): Pertenece al periodo cuaternario, es un depósito de toba volcánica y ceniza (ce) generalmente de un espesor uniforme. En la base de estos depósitos se encuentran piroclastos de piedra pómez (pr), en capas de 2 – 4m. de espesor. La toba es de un grano fino a medio, de color, cubriendo a estos depósitos se encuentra la ceniza de color variable de gris a amarillento, en ciertos lugares el color sobrepasa los 80m.

En el nor-este y sur-oeste del proyecto se encuentran depósitos de cangahua (Qc) sobre una unidad inferida (Volcánicos del Mojanda).

Depósitos Glaciales (dg): Pertenece al período cuaternario, son depósitos acarreados por los Volcanes de Imbabura, Cotacachi, Cusín y Cayambe. Se encuentran al sur-este de la Laguna de Mojanda.

Depósito Lagunal: Pertenece al segundo periodo del cuaternario (holoceno), se originan con la actividad de los glaciares y están constituidos por limos y arenas con la presencia de ciertos cantos de roca volcánica.

Las lagunas de Mojanda y San Pablo se encuentran al nor-este y sur-este respectivamente del proyecto, en la ciudad de Otavalo, provincia de Imbabura.

Tectónica.

El valle Interandino se encuentra entre la cordillera Central y Occidental, limitando; al norte con la fallas Chingual- La Sofía; sur y oeste con las fallas Pallatanga-Pujilí-Calacalí y al este con la falla Peltetec.

En la zona del proyecto al nor-oeste se puede identificar una falla probablemente inferida, aproximadamente a 5 kilómetros del proyecto, la que se encuentra cubierta por depósitos de Cangahua, existiendo la posibilidad de que la falla sea peligrosa para nuestro proyecto; también se puede identificar que existe una fractura a un distancia aproximada de 1 kilómetro del proyecto.

Riesgo Sísmico.

El Ecuador se encuentra ubicado en una zona de alto riesgo sísmico, según el Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional (IGEPN), se han registrado 23 sismos de mayor trascendencia desde el año 1964; sin embargo antes de esta fecha hay registros de sismos.

Para la construcción del proyecto se debe tomar en cuenta la sismicidad de la zona, por lo que a continuación se realizara una breve reseña histórica de los sismos ocurridos cercanos al proyecto:

31-agosto-1587: Epicentro en San Antonio de Pichincha provocando daños en Guayllabamba y Cayambe causando alrededor de 160n muertos.

20-enero-1834: Según la escala de Richter fue un terremoto con una duración aproximada de 2 minutos en la frontera Ecuador – Colombia, causando fuertes daños en Tulcán, Ibarra; llegando incluso a provocar daños en las provincias de Cotopaxi, Imbabura y Pichincha.

31-mayo-1914: Violento sismo en la provincia de Pichincha llegando hasta el norte a Cuenca y al sur a Ibarra, causando grietas deslizamientos, el sismo registro réplicas hasta el mes de junio de ese mismo año.

20-julio-1955: Terremoto en la provincia de Imbabura y Norte de Pichincha, causando 20 muertos y muchos heridos; las viviendas en la zona rural colapsaron en su mayoría las demás registraron serios cuarteamientos; deslizamientos causando daños en vías; continuaron replicas hasta un semana después.

06-marzo-1987: Terremoto en la provincia de Napo siendo la más afectada, al igual se registraron daños fuertes en las provincias de Pichincha, Imbabura, Sucumbíos y el este de Carchi; ocasionado pérdidas de viviendas, destrucción de carreteras, puentes, daños a templos coloniales en Quito e Imbabura.

El 12 de agosto del 2014 fue el último sismo registrado en el Ecuador de 5.1 grados en la escala de Richter ocurrido en Quito, el sismo afecto al proyecto en lo económico debido a que por deslizamientos se cerró la vía de acceso principal al proyecto, en la actualidad la panamericana Tabacundo-Cajas-Otavalo se encuentra parcialmente habitada.

Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) hay zonas de mayor riesgo sísmico las cuales son zonificadas en 6 zonas, caracterizadas por el valor del factor Z (aceleración máxima en roca), en función de la gravedad (g).

El proyecto se encuentra en la zona sísmica 4, lo que se puede apreciar en la figura 41.

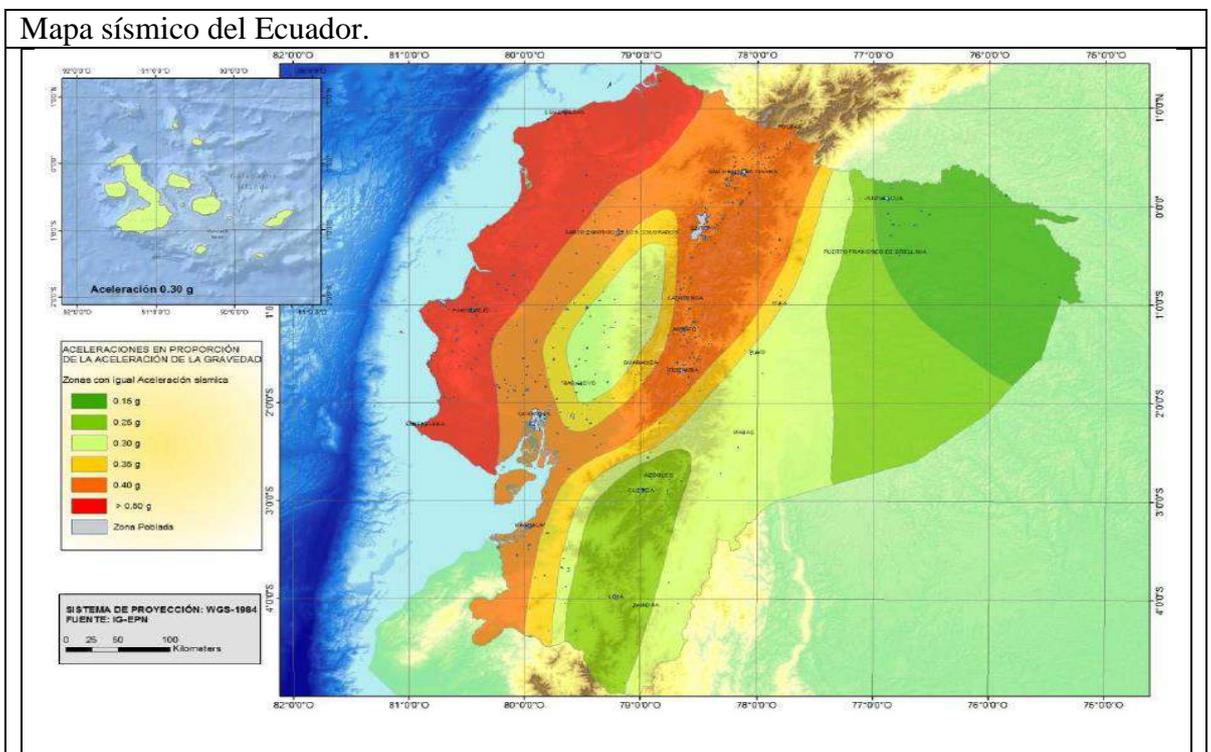


Figura 41. Mapa sísmico del Ecuador.
Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción
Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

La zona del proyecto es considerada de alto riesgo con una aceleración máxima en roca de 0.40, como se muestra en la tabla 36.

Tabla 36.
Valores del factor Z.

Valores del factor Z en función de la zona sísmica.						
Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor Factor Z	0,15	0,25	0,3	0,35	0,4	≥ 0,50
Caracterización de la amenaza sísmica	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

Nota: Norma Ecuatoriana de la Construcción

Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

Para la construcción del proyecto se debe tener en cuenta la zona de sismicidad, las características del suelo, tipo de suelo, importancia de la estructura, se debe realizar verificaciones mínimas de desempeño sísmico de acuerdo a la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2013 (NEC).

Riesgo Volcánico.

Para la construcción del proyecto se debe tomar en cuenta los volcanes más cercanos que representan un riesgo si se construye el mismo:

Volcán Mojanda: El proyecto se encuentra en las faldas de este volcán, que pertenece al periodo cuaternario predominan las andesitas de piroxeno y dacitas cuarcíferas. Se encuentra ubicado en el valle Interandino entre las provincias de Imbabura y Pichincha con una altura de 4290m. Debido a una serie de erupciones su cono se destruyó y se formó lo que en la actualidad se conoce como las Lagunas de Mojanda.

No se registran actividades recientes y no hay registros de su último periodo eruptivo, en caso de actividad los peligros fueran:

- Lahares.
- Derrumbes debido a la destrucción de los domos.
- Flujos piroclásticos.
- Caída de ceniza.
- Flujos de lava (poco probable).

Una erupción violenta no es muy probable representando un peligro medio al proyecto.

Volcán Imbabura: Se encuentra en la región Interandina en la provincia de Imbabura con una altura de 4610m. No se registra actividad volcánica, la última erupción fue hace 14.000 años, por la cercanía al proyecto en caso reactivación se podría ver afectado por:

- Caída de ceniza.
- Deformaciones en el terreno.
- Movimientos sísmicos.

Volcán Cayambe: Se localiza en la Cordillera Real originada en la actividad hologénica con mayor presencia de rocas andesitas., en las provincias de Imbabura y Pichincha fue considerado como el marcador de la mitad del mundo. Según el Instituto Geográfico Militar (IGM) tiene una altitud aproximadamente de 5790m.s.n.m (metros sobre el nivel del mar).

Según Alexander Von Humbolt (Ascásubi, 1802), su último periodo eruptivo fue en los años 1785-1786, culminado con caída de ceniza, flujo de lava; la erupción fue considerada de pequeña a moderada. Si otro evento se volviera a repetir afectaría al proyecto con:

- Caída de ceniza.
- Deformaciones en el terreno.
- Movimientos sísmicos.

4.1.5.2. Mecánica de Suelos.

Para garantizar el correcto funcionamiento del proyecto, se debe conocer el comportamiento del suelo debido a las sollicitaciones a las que va a estar expuesto, para lo cual se deben conocer las características físicas y químicas del suelo lo que ayudara a determinar:

- Capacidad portante del suelo.
- Cimentación de las estructuras.
- Estabilidad de las estructuras.
- Mejor viabilidad económica.
- Características físicas del suelo.

Toma de muestras y ensayos de laboratorio

Con la finalidad de tener datos confiables se realizó la toma de muestras en los puntos más representativos del proyecto, considerando la geología de la zona se realizaron dos calicatas en cada uno de los sistemas uno en Cunupugro y otro en Chinchiloma, la ubicación se encuentra en la tabla 37.

Tabla 37.
Ubicación de las calicatas

Ubicación de las calicatas.			
Sistema	Coordenadas		Altura
	Norte (m)	Este (m)	
Chinchiloma	0°6'42,89''N	78°12'53,15''W	3469,77
Cunupugro	0°6'28,70''N	78°12'52,11''W	3446,56

Nota: W= Oeste.

Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

Se realizó dos calicatas a 1.50m de profundidad para cada uno de los sistemas, se obtuvieron muestras alteradas a 0.50m, 1.00m y 1.50m; a la profundidad de 1.50m se obtuvo una muestra inalterada (bloque de 30*30*30cm) para realizar el ensayo triaxial.

Los ensayos se realizaron en el laboratorio de mecánica de suelos de la Universidad Politécnica Salesiana, en el cual las muestras se sometieron a diferentes ensayos para obtener las propiedades físicas y mecánicas del suelo:

- Contenido de Humedad Natural (Norma ASTM D 2216-98).
- Granulometría por lavado y tamizado (Norma ASTM D 422-02).
- Límites de Atterberg (Norma ASTM D 4318-04).
- Ensayo Triaxial (Norma ASTM D2850-95/ AASHTO T296-94).

Contenido de humedad natural.

Para establecer la resistencia de un suelo se necesita saber el contenido de agua que tiene, una de las formas de hacerlo es a través del ensayo de contenido de humedad que es la relación entre la cantidad de agua natural y la masa seca del suelo expresada en porcentaje.

$$W = \frac{W_{nat} - W_s}{W_s} * 100$$

Donde:

W= Contenido de humedad (%).

W_{nat}= Peso de la muestra en su estado natural (g).

W_s= Peso de la muestra seca (g).

En la tabla 38 se puede apreciar los resultados del ensayo de contenido de humedad para los sistemas de Chinchiloma y Cunupugro.

Tabla 38.

Resultados ensayo de Contenido de Humedad (%).

SISTEMA	Contenido de Humedad (%)			
	Masa de recipiente (g)	M. rec + M.húmeda(g)	M. rec + M.seca(g)	% de Humedad
CHINCHILOMA	Profundidad 0,50m			
	28,02	82,11	65,74	43,40
	27,39	75,46	60,92	43,36
	Profundidad 1,00m			
	26,79	80,68	57,08	77,91
	26,71	75,76	59,68	48,77
	Profundidad 1,50m			
	27,64	88,86	69,89	44,90
	28,17	81,40	65,26	43,52
CUNUPUGRO	Profundidad 0,50m			
	28,07	83,18	66,54	43,25
	26,84	92,15	73,05	41,33
	Profundidad 1,00m			
	27,75	88,57	71,08	40,36
	26,78	81,54	65,77	40,45
	Profundidad 1,50m			
	28,55	79,45	58,68	68,93
	27,83	79,27	58,44	68,05

Nota: M.rec= Masa recipiente

Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez.

Granulometría por lavado y tamizado.

La clasificación de suelos S.U.C.S (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos), se realizó mediante el ensayo de granulometría por lavado y tamizado. Tiene como finalidad distribuir los diferentes tamaños del suelo, de forma visual el suelo del proyecto es de grano fino y para el tamizado se utilizaron los tamices N°4, N°10, N°40 y N°200; los resultados se pueden apreciar en las tablas 39 y 40, además las curvas granulométricas se encuentran en el anexo 11.

Tabla 39.

Resultados de análisis granulométrico por tamices para el Sistema Chinchiloma.

Análisis granulométrico por tamices (Sistema Chinchiloma)					
Tamiz N°	Abertura (mm)	Masa Retenida(g)	Masa Retenida Acumulada (g)	% Retenido Acumulado	% Acumulado que pasa
Profundidad: 0,50m					
N° 4	4,750	0,180	0,180	0,54	99,46
N° 10	2,000	0,120	0,300	0,89	99,11
N° 40	0,425	3,400	3,700	11,01	88,99
N° 200	0,075	29,880	33,580	99,88	0,12
Pasa N° 200		0,040	33,620	100	0,00
Profundidad: 1,00m					
N° 4	4,750	0,00	0,00	0,00	100
N° 10	2,000	0,00	0,00	0,00	100
N° 40	0,425	0,38	0,38	2,55	97,45
N° 200	0,075	14,34	14,72	98,92	1,08
Pasa N° 200		0,16	14,88	100	0,00
Profundidad: 1,50m					
N° 4	4,750	0,00	0,00	0,00	100
N° 10	2,000	0,15	0,15	0,33	99,67
N° 40	0,425	4,00	4,15	9,11	90,89
N° 200	0,075	41,10	45,25	99,30	0,70
Pasa N° 200		0,32	45,57	100	0,00

Nota: Resultados en curvas granulométricas.

Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

Tabla 40.

Resultados de análisis granulométrico por tamices para el Sistema Chinchiloma.

Análisis granulométrico por tamices (Sistema Cunupugro).					
Tamiz N°	Abertura (mm)	Masa Retenida(g)	Masa Retenida Acumulada (g)	% Retenido Acumulado	% Acumulado que pasa
Profundidad: 0,50m					
N° 4	4,750	0,00	0,00	0,00	100
N° 10	2,000	0,03	0,03	0,10	99,90
N° 40	0,425	2,89	2,92	9,75	90,25
N° 200	0,075	26,68	29,60	98,83	1,17
Pasa N° 200		0,35	29,95	100	0,00

Profundidad: 1,00m					
N° 4	4,750	0,00	0,00	0,00	100
N° 10	2,000	0,14	0,14	0,43	99,57
N° 40	0,425	3,76	3,90	12,02	87,98
N° 200	0,075	28,12	32,02	98,71	1,29
Pasa N° 200		0,42	32,44	100	0,00
Profundidad: 1,50m					
N° 4	4,750	0,00	0,00	0,00	100
N° 10	2,000	0,00	0,00	0,00	100,00
N° 40	0,425	0,26	0,26	2,17	97,83
N° 200	0,075	11,69	11,95	99,92	0,08
Pasa N° 200		0,01	11,96	100	0,00

Nota: Resultados en curvas granulométricas.

Elaborado por: Jacqueline Amagua – Orlando Suárez

Límites de Atterberg.

El ensayo fue denominado así por Albert Mauritz Atterberg, tiene como principio fundamental que el suelo tiene cuatro estados de consistencia; líquido, plástico, semi-sólido y sólido. Los puntos de transición de un estado a otro son:

- Límite Líquido (LL).
- Límite Plástico (LP).
- Límite de Contracción (LC).

Límite Líquido: Es el porcentaje de humedad que define el espacio semi-sólido a líquido. Es el resultado de la unión del suelo a los 25 golpes en el cono de casa grande.

Límite Plástico: Es el contenido de humedad en porcentaje para el cual el suelo en forma de cilindro con un diámetro aproximado de 3,2mm producto de un rodado que se fisura.

Límite de contracción: Se parte del punto de vista de que el suelo a medida de que pierde humedad pierde el volumen, llegando a un punto que si cambie la humedad el volumen se mantiene constante, a ese punto se le denomina límite de contracción.

El ensayo se lo realizo para las muestras de dos calicatas a diferentes profundidades (0.50m, 1.00m, 1.50m), los cálculos se encuentran en el anexo 12 y en la tabla 41 se

puede apreciar los resultados obtenidos para los sistemas de Chinchiloma y Cunupugro.

Tabla 41.
Resultados de los límites de Atterberg.

Límites de Atterberg		
Límite líquido (LL)	Límite Plástico (LP)	Índice de Plasticidad (IP)
Sistema Chinchiloma		
52,85	40,89	11,96
Sistema Chinchiloma		
48,33	36,20	12,14

Nota: LL= Límite líquido; LP= Límite plástico IP= Índice Plástico.
Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

La clasificación del suelo se lo realiza mediante los ensayos de límites de Atterberg y granulometría por lavado y tamizado, con los siguientes sistemas de clasificación:

- Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).
- American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO).

Para el proyecto se utiliza el sistema de clasificación SUCS, que consiste en agrupar al material de acuerdo al tamaño de las partículas y su plasticidad, clasificándoles en primer lugar como suelos de grano grueso y grano fino; los ábacos que se utilizaron para la clasificación se encuentran en el anexo 13; dando como resultado lo siguiente:

Sistema Chinchiloma: Suelo de grano grueso (arena) ya que más del 50% es retenido en el tamiz número 200 y más de la mitad del material pasa por el tamiz número 4 y de acuerdo a la plasticidad es un limo de alta compresibilidad. De manera visual se pudo observar que es un limo arenoso de color negruzco.

Sistema Cunupugro: Suelo de grano grueso (arena) ya que más del 50% es retenido en el tamiz número 200 y más de la mitad del material pasa por el tamiz número 4 y de acuerdo a la plasticidad es un limo de baja compresibilidad. De manera visual se pudo observar que es un limo arenoso de color café oscuro.

Ensayo Triaxial.

El ensayo triaxial es el más difundido para encontrar los parámetros de resistencia al corte (cohesión y ángulo de fricción) y las características de esfuerzo-deformación.

El ensayo consiste en aplicar tensiones de confinamiento a la muestra en las tres direcciones, una axial y dos horizontales, aplicándole al final solo la presión axial ó vertical hasta que la muestra se rompa y el aumento de la presión vertical es el esfuerzo desviador.

Los ensayos triaxiales pueden ser clasificados en:

- **Ensayo CU:** Ensayo consolidado no drenado es decir solo hay drenaje en la primera etapa.
- **Ensayo CD:** Ensayo consolidado drenado ó ensayo lento, hay drenaje durante todo el ensayo.
- **Ensayo UU:** Ensayo no consolidado no drenado ó ensayo rápido, en este ensayo no hay drenaje.

En el proyecto se realizarán dos ensayos triaxiales no consolidados no drenados en los sistemas de Cunupugro y Chinchiloma, cuyos resultados entregados por el laboratorio de mecánica de suelos de la Universidad Politécnica Salesiana se encuentran en el anexo 14.

Para encontrar los esfuerzos cortantes del suelo se dibuja los círculos de Mohr (figura 42) que es la representación gráfica de una serie de círculos cuya envolvente permite obtener la cohesión (c) y el ángulo de fricción del suelo (ϕ).

Gráficos de los círculos de Mohr.

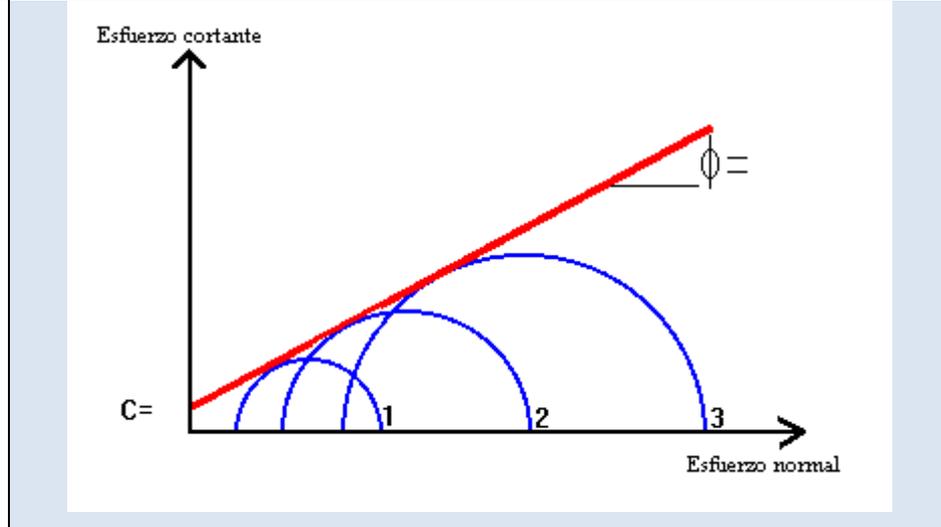


Figura 42. Gráficos de los círculos de Mohr.
Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

$$\text{sen } \varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3}$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 * \tan^2 * \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) + 2 * C * \tan\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$\sigma_3 = \sigma_1 * \tan^2 * \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) + 2 * C * \tan\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$$

Donde:

σ1= Esfuerzo normal principal mayor (Kpa).

σ3= Esfuerzo normal principal menor (Kpa).

En la tabla 42 se puede apreciar los resultados del ensayo triaxial.

Tabla 42.
Resultados ensayo triaxial.

Ensayo triaxial (UU)					
Contenido de agua (%)	Densidad natural (kg/m ³)	Relación de vacíos	Grado de saturación (%)	Cohesión (kg/cm ²)	Ángulo de fricción (°)
Sistema Chinchiloma					
39,8	1519,87	1,44	73,28	0,508	26,51
Sistema Cunupugro					
41,20	1621,81	1,31	83,50	0,45	25,88

Nota: Laboratorio de Suelos de la Universidad Politécnica Salesiana.
Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

La realización de los ensayos se hizo con la finalidad de tener los parámetros necesarios para obtener la capacidad portante del suelo.

Capacidad portante del Suelo.

Es la capacidad de resistencia que va a tener un suelo al soportar cargas aplicadas sobre él, es decir es la presión media máxima de contacto entre el terreno y la cimentación con el objetivo de que no se produzcan fallas por esfuerzos cortantes ó asentamientos diferenciales.

La capacidad del suelo se puede calcular mediante las teorías de Karl Terzaghi y la teoría de Meyerhof. La teoría de Terzaghi está en función de los parámetros de resistencia al suelo (cohesión y ángulo de fricción), profundidad de desplante de la zapata, peso volumétrico del suelo y la forma de la cimentación; en cambio la teoría de Meyerhof adicional a estos parámetros está en función de factores de corrección por forma, profundidad e inclinación.

Existen dos tipos de cimentaciones; cimentación superficial y cimentación profunda. El tipo de cimentación está en función de la forma, dimensión, tipo de suelo en que se apoya la estructura, así como las dimensiones o magnitud de la carga que va a soportar la cimentación. Las cimentaciones superficiales pueden ser zapatas aisladas, corridas y losas de cimentación.

En el proyecto se propone utilizar cimentaciones superficiales con zapatas aisladas debido a que las estructuras del proyecto son pequeñas y las condiciones del suelo son favorables.

La capacidad portante del suelo se va a calcular con la teoría de Terzaghi la que establece una ecuación general para cimentaciones superficiales siendo la más utilizada y a que los elementos a ser implantados en el sistema transmiten cargas que no presentan mayor complejidad; por lo que no es necesario utilizar la teoría de Meyerhof.

Para facilitar los trabajos de excavación y armado de los elementos se propone utilizar una cimentación cuadrada. Terzaghi modifico la ecuación general para cimentaciones cuadradas que se indica a continuación:

$$q_u = 1,3 * C * N_c + q * N_q + 0,4 * \gamma * N_\gamma$$

Donde:

qu= Capacidad portante última.

C= Cohesión del suelo.

q= Sobrecarga del suelo adyacente a la cimentación ($q = \gamma * D_f$; donde D_f : profundidad de desplante).

B= Ancho de la zapata

γ = Peso unitario del suelo en la base de la cimentación.

N_c, N_q, N_γ= Factores de capacidad de carga que depende del ángulo de fricción. Se encuentran en el anexo 15.

Para establecer el valor de profundidad de la cimentación y las dimensiones de la zapata aislada cuadrada se realiza una serie de iteraciones que se encuentran en el anexo 16; dando como mejor resultado una profundidad de desplante ($D_f = 1.5\text{m}$) y las dimensiones de la cimentación ($B = 1.5\text{m}$).

La carga portante última (q_u), es la máxima carga que puede producir una falla, la falla puede ser por volcamiento. Por seguridad se trabaja con una carga admisible (q_{adm}).

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS}$$

Donde:

qu= Capacidad portante última.

FS= Factor de seguridad en cimentaciones se asume ($FS=3$).

En la tabla 43 se puede apreciar los resultados de la capacidad portante última (q_u) y capacidad admisible (q_{adm}) para los sistemas de Cunupugro y Chinchiloma.

Tabla 43.

Resultados de capacidad de carga última y admisible

Capacidad de carga última y admisible				
Profundidad de desplante Df (m)	Ancho de la cimentación B (m)	Carga por unidad de área q(kg/m ²)	Carga última qu(T/m ²)	Carga admisible qadm(T/m ²)
Sistema Chinchiloma				
1,50	1,50	2279,81	230,185	76,728
Sistema Cunupugro				
1,50	1,50	2432,72	198,46	66,15

Nota: Largo y ancho de la cimentación igual, por ser cuadrada.

Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

Cálculo de asentamientos.

Todo tipo de cimentación sufre algún tipo de asentamiento por más mínimo que sea llevando a la destrucción total o parcial de la estructura. Los asentamientos permisibles dependen del tipo de suelo, tipo de construcción y la función que cumple la construcción. Los asentamientos pueden ser asentamientos uniformes y diferenciales.

Los asentamientos uniformes como su nombre lo indica se producen de manera uniforme bajo cualquier punto de la cimentación, no producen la destrucción de la estructura pero sí daños en sus instalaciones; en cambio los asentamientos diferenciales si pueden destruir la estructura, porque una parte de la construcción se asienta más que la otra. Los asentamientos se pueden causar por:

- Asentamientos dentro de las rocas debido a las grietas.
- Fluctuaciones del nivel freático bajo la cimentación.
- Deformaciones plásticas no recuperables (arcillas).
- Movimientos de taludes y laderas.
- Compresión de suelos.
- Vibraciones por máquinas ó sismos.

En el proyecto se propone diseñar una cimentación superficial, por lo que es viable calcular el asentamiento por la teoría de elasticidad para una cimentación flexible.

Para una cimentación flexible el asentamiento elástico se calcula en la esquina y en el centro de la cimentación.

Esquina de la cimentación.

$$Se = \frac{B * q_0}{E_s} * (1 - \mu_s^2) * \frac{\alpha}{2}$$

Centro de la cimentación.

$$Se = \frac{B * q_0}{E_s} * (1 - \mu_s^2) * \alpha$$

Donde:

B= Ancho de la cimentación.

L= Longitud de la cimentación.

q₀= Carga por unidad de área.

E_s= Módulo de Young del suelo.

μ_s= Módulo de Poisson del suelo.

α= constante.

$$\alpha = \frac{1}{\pi} * \left(\ln * \left(\frac{\sqrt{1 + m^2} + m}{\sqrt{1 + m^2} - m} \right) \right) + m * \ln * \left(\frac{\sqrt{1 + m^2} + m}{\sqrt{1 + m^2} - m} \right)$$

$$m = L/B.$$

El valor de módulo de elasticidad se obtiene del ensayo triaxial. El módulo de Poisson (μ_s) y los cálculos respectivos se encuentran en el anexo 16 y en la tabla 44 se puede apreciar los resultados de los asentamientos.

Tabla 44.

Resultados de capacidad de carga última y admisible

Asentamiento en la esquina de la cimentación			
Profundidad de desplante Df (m)	Ancho de la cimentación B (m)	Asentamiento esquina Se(cm)	Asentamiento centro Se(m)
Sistema Chinchiloma			
1,50	1,50	2,43	1,25
Sistema Cunupugro			
1,50	1,50	2,55	1,27

Nota: Largo y ancho de la cimentación igual, por ser cuadrada.
Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

Según Skempton y MacDonal (1956) lo asentamientos máximos permisibles para arena limosa es 3.5cm (tabla 45). Se puede concluir que los asentamientos que van a sufrir los elementos de los sistemas de Chinchiloma (2.43cm) y Cunupugro (2.55) son menores al permisible.

Tabla 45.
Asentamientos máximos permisibles

Asentamiento máximo permisible	
Materia	Asentamiento (cm)
Arena	3,2
Arena limosa	3,5
Arcilla	4,5

Nota: cm= centímetros.

Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

4.1.6. Química del agua

El objetivo de analizar la química del agua es determinar su calidad. Según la norma MIDUVI para sistemas de abastecimiento de agua potable, la calidad del agua comprende establecer los límites de elementos y compuestos en el agua potable, de manera que ésta sea apta para consumo humano.

4.1.6.1. Calidad del agua de las captaciones

En la tabla 46 se observa un cuadro comparativo de los parámetros de calidad de agua de las captaciones, usando como referencia los parámetros establecidos en las normas MIDUVI. En el anexo 17 se puede apreciar los resultados del análisis de agua del laboratorio de las muestras tomadas de las captaciones.

Tabla 46.
Calidad del agua de las captaciones.

PARÁMETROS	PARÁMETROS I		PARÁMETROS II		PARÁMETROS III	
	Turbiedad	pH	Coliformes totales	Color	Dureza total	Sólidos totales disueltos
Unidades	NTU	U	NMP/100ml	PT-Co	mg/l CaCO ₃	mg/l
Límite deseable	5	7,0-8,5	Ausencia	5	120	500
Límite máximo permisible	20	6,5-9,5	Ausencia	30	300	1000
Cap. Chinchiloma	3,14	6,97	338	0	122,13	74
Cap. Cunupugro	2,1	6,54	8	0	151,74	60

Observación						
Chinchiloma	Óptimo	Aceptable	No cumple	Óptimo	Aceptable	Óptimo
Cunupugro	Óptimo	Aceptable	No cumple	Óptimo	Aceptable	Óptimo

Nota: NMP: Número más probable; NTU: Unidad nefelometría de turbiedad.

Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

De la tabla 46 se define que:

En ambas muestras, los parámetros de turbiedad, color y sólidos totales disueltos son inferiores al límite deseable, por lo que se consideran óptimas.

La dureza total de ambas muestras, sobrepasa el límite deseable, pero son inferiores al límite máximo permisible, por tanto son aceptables.

El pH de ambas muestras se encuentra dentro del rango máximo permisible, por tanto se consideran aceptables

En ambas muestras, la cantidad de coliformes totales es superior a lo permisible, está situación se dará solución utilizando un hipoclorador.

4.1.6.2. Calidad del agua lluvia

En la tabla 47 se observa un cuadro comparativo de los parámetros de calidad del agua lluvia, usando como referencia los parámetros establecidos en las normas MIDUVI. La muestra “Lluvia” corresponde al agua captada en los techos y la muestra “Reservorio” que será captada de la superficie de la cuenca directamente almacenada en un reservorio que se ha proyectado. En el anexo 18 se puede apreciar los resultados del análisis de agua del laboratorio para las muestras de aguas lluvias y del reservorio

Tabla 47.

Calidad del agua lluvia.

PARÁMETROS	PARÁMETROS I		PARÁMETROS II		PARÁMETROS III	
	Turbiedad	pH	Coliformes totales	Color	Dureza total	Sólidos totales disueltos
Unidades	NTU	U	NMP/100ml	PT-Co	mg/l CaCO ₃	mg/l
Límite deseable	5	7,0-8,5	Ausencia	5	120	500
Límite máximo permisible	20	6,5-9,5	Ausencia	30	300	1000
Lluvia	2,11	6,98	3	0	108,16	34
Reservorio	4,12	6,63	488	0	174,52	75

Observación						
Lluvia	Óptimo	Aceptable	No cumple	Óptimo	Óptimo	Óptimo
Reservorio	Óptimo	Aceptable	No cumple	Óptimo	Aceptable	Óptimo

Nota: NMP: Número más probable; NTU: Unidad nefelométrica de turbiedad.
Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

De la tabla 47 se define que:

En ambas muestras, los parámetros de turbiedad, color y sólidos totales disueltos son inferiores al límite deseable, por lo que se consideran aceptable.

La dureza total de la muestra “Lluvia” se considera aceptable debido a que es inferior al límite deseable. La muestra “Reservorio”, sobrepasa el límite deseable, pero es inferior al límite máximo permisible, por tanto es aceptable.

El pH de ambas muestras se encuentra dentro del rango máximo permisible, por tanto se consideran aceptables

En ambas muestras, la cantidad de coliformes totales es superior a lo permisible, está situación se dará solución utilizando un hipoclorador.

4.1.7. Diseños hidráulicos.

4.1.8. Bases de Diseño.

El sistema de abastecimiento de agua debe estar de acuerdo a las características físicas del proyecto y a la economía de la zona. Existen diferentes tipos de abastecimiento:

- Sistema de abastecimiento de gravedad sin tratamiento.
- Sistema de abastecimiento de gravedad con tratamiento.
- Sistema de abastecimiento por bombeo sin tratamiento.
- Sistema de abastecimiento por bombeo con tratamiento.

Por la topografía del lugar, la ubicación de las fuentes de captación y la calidad del agua; en el proyecto se propone realizar un sistema de abastecimiento de gravedad con tratamiento, con la finalidad de que el sistema asegure calidad y cantidad de agua.

Sistema de abastecimiento de gravedad con tratamiento.

Es un sistema que utiliza la energía potencial para el desplazamiento que tiene el agua en función de su altura, es decir, el agua cae por su propio peso; su característica principal es que las fuentes de captación (ríos) se encuentran a una cota mayor con respecto a la de los usuarios.

La ventaja principal del sistema de abastecimiento de gravedad con tratamiento es su economía, tanto en la etapa de construcción como en el mantenimiento. El sistema es un conjunto de estructuras que tienen por objetivo llevar agua a la población mediante conexiones domiciliarias; las partes del sistema son:

- Captación.
- Línea de conducción.
- Planta de tratamiento.
- Reservorio.
- Red de distribución.
- Conexión domiciliaria.

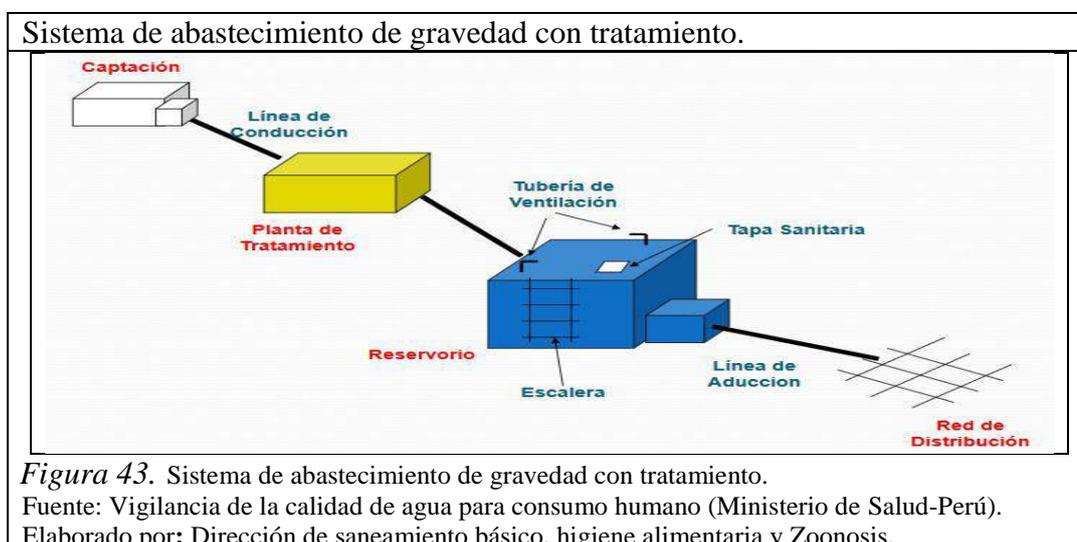


Figura 43. Sistema de abastecimiento de gravedad con tratamiento.

Fuente: Vigilancia de la calidad de agua para consumo humano (Ministerio de Salud-Perú).

Elaborado por: Dirección de saneamiento básico, higiene alimentaria y Zoonosis.

Una vez definido el sistema de abastecimiento que se va a diseñar en el proyecto, se debe definir el tipo de material a ser utilizado.

Tipo de material (tubería).

En el proyecto la adquisición de tuberías es uno de los rubros más representativos, por lo que se hará un análisis sobre el tipo de tubería a ser utilizada, la cual debe soportar la máxima presión que pueda presentarse durante la vida útil del proyecto, siendo el escenario más crítico (presión máxima) cuando la válvula de salida está cerrada.

El tipo de tubería que va a ser utilizada dependerá de factores hidráulicos como caudales, velocidades y presiones; diámetros disponibles en el mercado y costos de la tubería. Los tipos de tubería más difundidos en nuestro medio para la construcción de agua potable son:

- Tubería de acero.
- Tubería de hierro galvanizado.
- Tubería de policloruro de vinilo PVC.

Uno de los parámetros importantes para definir el tipo de tubería es las pérdidas longitudinales, que se encuentran en función del coeficiente de rugosidad de Manning (tabla 48).

Tabla 48.
Coeficiente de rugosidad de Manning.

Tipos de material	Coeficiente de Manning (n)
Tubería de acero	0,015-0,017
Tubería de hierro galvanizado	0,010-0,011
Tubería de PVC	0,009-0,010

Nota: Hidráulica de canales abiertos. Ven Te Chow
Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

De la tabla se puede concluir que la tubería de PVC es más lisa, por lo tanto hay menor pérdida de carga y la velocidad de flujo en su interior será mayor en relación

con la tubería de acero y de hierro galvanizado. En la tabla 49 se puede encontrar ventajas y desventajas al usar cada una de las tuberías.

Tabla 49.
Ventajas y desventajas del material de tuberías.

Tipos	Ventajas	Desventajas
Tubería de acero	<ul style="list-style-type: none"> -Vida útil alta -Resistente y liviano. -Soporta presiones elevadas. -Comercialización de diámetros grandes. 	<ul style="list-style-type: none"> -Daños por corrosión. -Costo
Tubería de hierro galvanizado	<ul style="list-style-type: none"> -Resistencia a los impactos, recomendable utilizar superficialmente. 	<ul style="list-style-type: none"> -No es recomendable instalación enterrada. -Corrosión y oxidación del material -Costo
Tubería de PVC	<ul style="list-style-type: none"> -Resistencia a la corrosión interna y externa. -Vida útil alta. -Liviano. -No es tóxico. -Superficies internas lisas. -Fácil manipulación. -Químicamente inerte. -Resistente a sustancias químicas y bacterias. -Económico. 	<ul style="list-style-type: none"> - Altamente inflamable

Nota: Tubería de policloruro de vinilo PVC
Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

Se debe considerar que el proyecto va a ser diseñado para una zona rural, por lo cual un factor importante a ser tomado en cuenta es el económico. De la tabla se puede concluir que; la tubería de hierro galvanizado no es recomendable su uso para instalaciones enterradas por lo que no se puede usar en el proyecto; la tubería de acero soporta mayor presión en la relación a las otras, pero su uso es recomendable para instalaciones de agua caliente, su costo es alto; la tubería de PVC tiene alto grado de resistencia a la abrasión, corrosión y fuego, además de ser versátil y económica.

Por lo tanto la tubería de policloruro de vinilo PVC, es la que va a ser usada en el proyecto, el diámetro a ser utilizado se va a definir en la etapa de diseño considerando los diámetros disponibles en el mercado. En promedio la vida útil de una tubería de PVC es de 40 años en condiciones normales, por lo que se recomienda

que los sistemas de agua potable deban proyectarse para un período mínimo de 25 años, siendo este período el que se va a utilizar en el proyecto.

Caudales de diseño.

Debido a que la comunidad cuenta con la concesión del total de los caudales y a escasas de agua en el sector, se da prioridad para consumo humano, es decir que el total de los caudales será destinado para agua potable.

Dotación.

Es la cantidad de agua que necesita cada persona para satisfacer sus necesidades diarias, la dotación se encuentra en función del clima. Para estimar el valor de la dotación se utiliza la demanda para un sistema de abastecimiento de agua del tipo IIa según las normas del Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI), es decir, un sistema con conexiones domiciliarias con un grifo por casa.

Se va a realizar el diseño para consumo humano y para abrevadero; por lo tanto la dotación para:

- Consumo humano = 60 l/hab x día
- Abrevadero = 45 l/cabeza x día

Caudal medio

El caudal medio se encuentra en función de la población futura, la que se calculó en el capítulo 2.4.1.3, la población futura animal va a ser calculada de la misma manera, dando como resultado:

- Población futura humana = 653
- Población futura abrevadero = 261

$$Qm = f * \left(\frac{P * D}{86400} \right)$$

Donde:

- Qm** = Caudal medio (l/s)
P = Población al final del período de diseño (población futura).
D = Dotación futura (l/hab x día)
f = Factor de fugas. Se encuentra en función del nivel de servicio (IIa). Según las normas MIDUVI (f = 1.20).

$$Qm = 1.20 * \frac{(653 * 60) + (261 * 45)}{86400}$$

$$Qm = 0.707 \text{ l/s}$$

Caudal máximo diario

$$QMD = KMD \times Qm$$

Donde:

- QMD** = Caudal máximo diario (l/s)
KMD = Factor de mayoración máximo diario.

El factor de mayoración máximo diario es 1.25 según lo establecido en las normas MIDUVI para cualquier nivel de servicio.

$$QMD = 1,25 \times 0,707$$

$$QMD = 0.884 \text{ l/s}$$

Caudal máximo horario

$$QMH = KMH \times Qm$$

Donde:

- QMH** = Caudal máximo horario (l/s)
KMH = Factor de mayoración máximo horario.

El factor de mayoración máximo horario es 3 según lo establecido en las normas MIDUVI para cualquier nivel de servicio.

$$Q_{MH}=3*0.707$$

$$Q_{MH}= 2.121 \text{ l/s}$$

4.1.9. Diseños.

Como se indicó anteriormente el sistema que va a ser diseñado es un sistema de abastecimiento a gravedad con tratamiento, el cuál consta de captación, línea de conducción, planta de tratamiento, reservorio, red de distribución y conexión domiciliaria; estos elementos son los que van a ser diseñados a continuación:

4.1.9.1. Captación

Consiste en recolectar el agua desde un río, lago, etc., para su posterior distribución a la población. La cantidad de agua a ser recolectada depende de la pluviosidad de la zona. La calidad del agua recolectada no siempre es apta para el consumo humano por lo que a más de darle un tratamiento al agua, se recomienda proteger los sitios de captación restringiendo el acceso a personal no autorizado ó animales.

La función principal de una obra de captación es garantizar bajo cualquier condición y durante todo el año el caudal previsto; se debe diseñar para satisfacer:

- El caudal máximo de demanda.
- Permitir el mantenimiento de la obra de captación así como suspensión del servicio en caso de emergencia.
- La obra de captación no debe permitir el ingreso de objetos flotantes a la obra de conducción.
- Debe permitir la variación de los caudales de acuerdo a la pluviosidad de la zona.

La obtención del agua de las vertientes superficiales debe ser captada y direccionada hacia la obra de conducción, la cual dependerá de las condiciones naturales del terreno y de la facilidad de acceso al lugar. Existen varios tipos de obras de toma superficial que dependen principalmente del tipo de vertiente; en el proyecto se propone utilizar obras de toma de derivación directa (toma de fondo), que son las más adecuadas para el diseño de obras hidráulicas en cuencas de montaña.

Las tomas de fondo tipo Causiana ó Tirolesa tienen como principio lograr la captación en la zona inferior de escurrimiento. Es un tipo de captación sumergida, donde la corriente del río es encausado a través de un muro transversal hacia la rejilla de fondo, de modo que los barrotes de la rejilla de fondo se encuentren en dirección del flujo evitando el ingreso de rocas, hojas, etc.; bajo la rejilla se construye una cámara de captación que conduce el agua captada hacia el canal y el material sólido que ingrese a la cámara será evacuado mediante una compuerta de purga.

Dimensionamiento de la obra de toma.

Para evitar la erosión se debe colocar un enrocado aguas arriba y aguas debajo de la estructura de captación. El dimensionamiento se va a calcular para la quebrada Avijo (sistema Cunupugro) y quebrada Cashapata (Sistema Chinchiloma). En la figura 44 se puede ver un esquema en planta y corte (figura 45) de la obra de toma tipo Causiana.

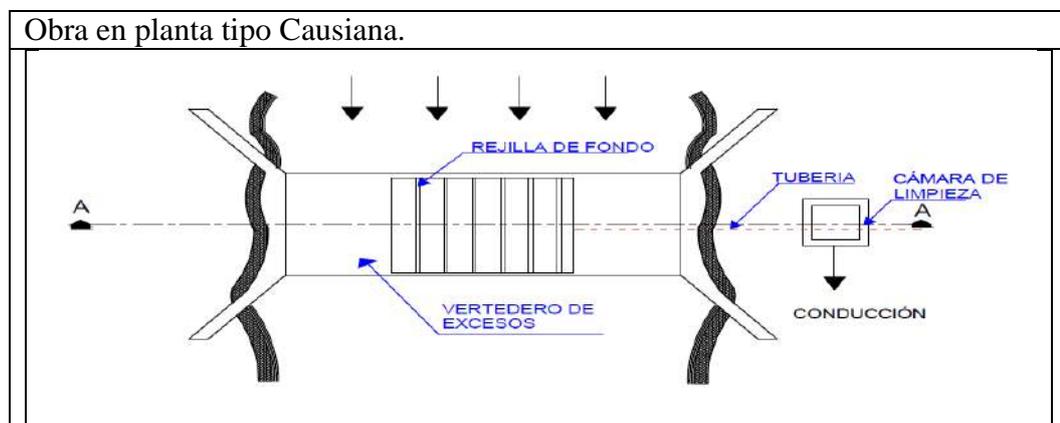


Figura 44. Esquema en planta de la obra en planta tipo Causiana.

Fuente: Ing. Iván Calero. Diseño Hidráulico II.

Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

Corte A – A (figura 30).

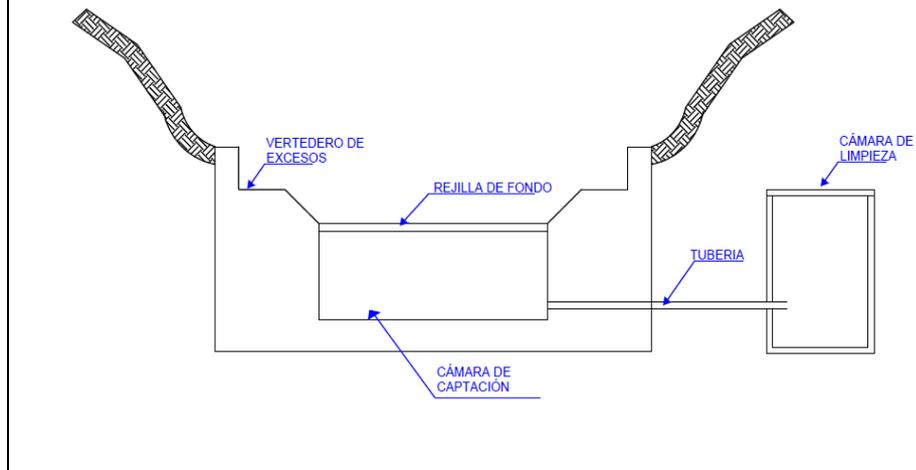


Figura 45. Corte A – A (figura 30).

Fuente: Ing. Iván Calero. Diseño Hidráulico II.

Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

Diseño de la rejilla de fondo (Sistema Chinchiloma).

La rejilla debe tener una inclinación con respecto a la horizontal mayor a la pendiente del río, que se propone un ángulo ($\alpha=20^\circ$) para garantizar el ingreso del flujo a la galería y el arrastre del material sólido, la galería tiene un caudal de flujo variado (figura 46).

Perfil de la rejilla.

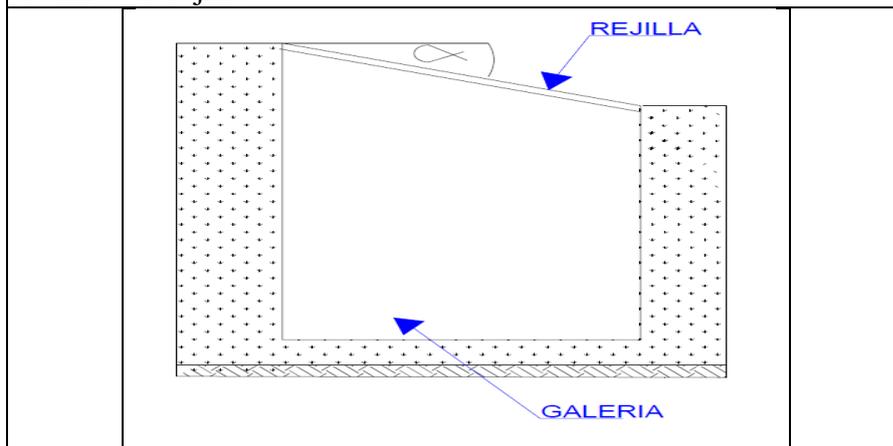


Figura 46. Perfil de la rejilla.

Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

Para el diseño de la rejilla se debe considerar ciertos parámetros obtenidos en el estudio hidrológico y topográfico como:

Ancho de la vertiente (Br)	=	3.12 m
Ancho de captación (bcap)	=	0.48 m
Caudal de captación (Qcap)	=	0.127 m ³ /s.
Cota del terreno	=	3480 m.s.n.m

El caudal de diseño corresponde al caudal de captación más el 20%, según las normas MIDUVI.

$$Qdis = Qcap * 1.20$$

$$Qdis = 0.127 * 1.20$$

$$Qdis = 0.152 \frac{l}{s}$$

Las dimensiones en planta de la rejilla se calculan mediante la siguiente fórmula.

$$Qdis = \rho * m * Krej * brej * Lrej * \sqrt{2 * g * h}$$

Donde:

Qdis = Caudal de diseño (0.00014 m³/s).

ρ = Coeficiente de la luz de la rejilla

brej = Ancho de la rejilla

Lrej = Longitud de la rejilla

h = Altura media de calado sobre la rejilla.

g = Aceleración de la gravedad.

krej = Coeficiente de obstrucción de la rejilla (krej= 0.80).

m = Coeficiente de gasto, depende del ángulo inclinación de la rejilla. (se adopta m = 0.58)

| α= 10°; m= 0.60 – 0.65

 α= 20°; m= 0.56 – 0.60

El coeficiente de luz de la rejilla (ρ), depende del tamaño de las barras (d), la distancia entre los ejes de las barras (s), lo que se puede apreciar en la tabla 50 para diferentes tipos de rejilla.

Tabla 50.
Dimensiones de las barras para rejillas.

Dimensiones de las barras para rejillas		
TIPO	Diámetro (d)	Separación (s)
Rejillas gruesa	1" - 1/2"	4 - 10 cm
Rejillas comunes	3/4" - 1 1/2"	2 - 4 cm
Rejillas finas	3/8" - 3/4"	1 - 2 cm

Nota: Pequeñas Centrales Hidroeléctricas
Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

En el proyecto se propone diseñar rejillas comunes, para garantizar el tiempo de vida útil del proyecto, con un diámetro de $\frac{3}{4}$ " y un espaciamento de 2cm entre ejes de las barras de rejilla. El coeficiente de luz de la rejilla es:

$$\rho = \frac{s}{s + d}$$

$$\rho = \frac{0.02}{0.02 + 0.0191}$$

$$\rho = 0.51$$

La altura media del calado sobre la rejilla es:

$$h = 0.81 \frac{hcr1 + hcr2}{2}$$

$$hcr1 = 0.467 * q1^{2/3}$$

$$hcr2 = 0.467 * q2^{2/3}$$

$$q1 = \frac{Q_{dis}}{l_{rej}}$$

$$q2 = \frac{Q_{dis} - Q_{cap}}{l_{rej}}$$

Mediante un proceso iterativo (hasta que el caudal (Q) sea igual al caudal de diseño) se obtiene las dimensiones de la rejilla, lo que se puede apreciar en la tabla. 51.

Tabla 51.

Cálculo de las dimensiones de las rejillas.

Cálculo de dimensiones de la rejilla			
brej (m)	0,2	0,1	0,15
lrej (m)	0,01	0,05	0,05
q1 (m ³ /s*m)	0,0152	0,00304	0,0304
hcr1(m)	0,028656	0,0098	0,045488
q2 (m ³ /s*m)	0,0025	0,0005	0,005
hcr2 (m)	0,008602	0,002942	0,013655
h (m)	0,015089	0,005161	0,023953
Q (m ³ /s)	0,000258	0,000376	0,000127

Nota: brej= ancho de rejillas; lrej= longitud de rejillas.

Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez.

El cálculo da como resultado un ancho de rejilla de 15cm con una altura de 5cm, la misma que no funcionaría correctamente en épocas de crecida y provocaría un acumulación de sedimentos, hojas, etc.; teniendo en cuenta que el ancho de captación es de 48cm se propone realizar una rejilla de 40cm de ancho con un altura de 30cm, para asegurar su funcionamiento y su periódica limpieza.

$$l_{rej} = 30cm$$

$$b_{rej} = 40cm$$

Diseño de la rejilla de fondo (Sistema Cunupugro).

El cálculo se realiza de manera similar al diseño de la rejilla de fondo del Sistema Chinchiloma teniendo como datos preliminares del estudio topográfico e hidrológico lo siguiente:

Ancho de la vertiente (Br)	=	2.80 m
Caudal de captación (Qcap)	=	0.142 l/s
Cota del terreno	=	3570 m.s.n.m
Angulo de inclinación	=	20°
Ancho de captación (bcap)	=	0.50 m

$$Q_{dis} = Q_{cap} * 1.20$$

$$Q_{dis} = 0.142 * 1.20$$

$$Q_{dis} = 0.171 \frac{l}{s}$$

Se propone diseñar rejillas con un diámetro de $\frac{3}{4}$ " y un espaciamiento de 2cm entre ejes de las barras de rejilla, por lo tanto el coeficiente de luz de la rejilla será ($\rho = 0.51$).

El coeficiente de gasto (m) que depende del ángulo inclinación de la rejilla ($\alpha=20^\circ$) será 0.58.

La tabla 52 muestra los resultados obtenidos, del cálculo que se realizó con el mismo proceso, formulas del Sistema de Chinchiloma.

Tabla 52.

Cálculo de las dimensiones de las rejillas.

Cálculo de dimensiones de la rejilla			
brej (m)	0,15	0,15	0,15
lrej (m)	0,05	0,005	0,078
q1 (m ³ /s*m)	0,00342	0,0342	0,021923
hcr1 (m)	0,010601	0,049204	0,036581
q2 (m ³ /s*m)	0,00058	0,0058	0,003718
hcr2 (m)	0,003248	0,015075	0,011208
h (m)	0,005609	0,026033	0,019354
Q (m ³ /s)	0,000589	0,000127	0,000171

Nota: brej= ancho de rejillas; lrej= longitud de rejillas.

Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

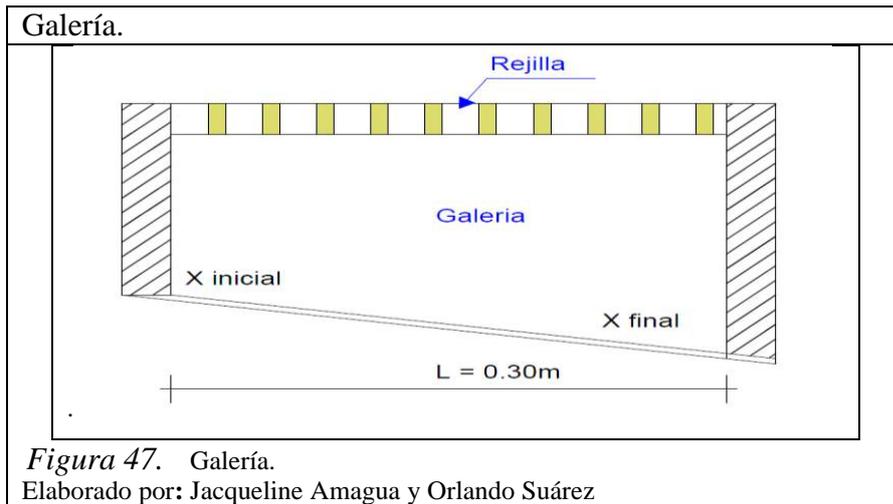
El cálculo da como resultado un ancho de rejilla de 15cm con una altura de 7,8cm, la misma que no funcionaría correctamente en épocas de crecida y provocaría un acumulación de sedimentos, hojas, etc.; teniendo en cuenta que el ancho de captación es de 50cm se propone realizar una rejilla de 40cm de ancho con un altura de 30cm, para asegurar su funcionamiento y su periódica limpieza.

$$lrej = 30cm$$

$$brej = 40cm$$

Diseño de la cámara de captación (Galería). Sistema Chinchiloma.

Es una estructura permeable, que tiene la finalidad de captar el agua que pasa por la rejilla. Según el criterio de Zamárin al tener la galería alturas variables (figura 47) se las puede calcular dividiendo la galería y en cada tramo determinar su comportamiento (velocidad, caudal unitario, pérdidas de carga, etc.).



Procedimiento:

1. Determinar el caudal (q) en cada tramo.

Donde:

Caudal de captación (Q) = 0.152

Longitud de la rejilla (L) = 0.30m

$$q = \frac{Q}{L} * x$$

$$q = \frac{0.152}{0.30} * x$$

$$q = 0.507 * x$$

Siendo x la distancia en cada tramo (0 – 0.30)m.

2. Cálculo de la velocidad (V).

$$V = \frac{Vf - Vo}{L} * x + Vo$$

Donde:

Vo = Velocidad inicial en la galería. La velocidad no puede ser menor a 1, porque existiera sedimentación. Por lo tanto se asume (Vo = 1m/s).

Vf = Velocidad al final de la galería, la cual debe garantizar que el material de arrastre a través de la rejilla sea conducido hasta el desarenador.

$$Vf = 3 * \sqrt{g * s}$$

g = gravedad (m/s^2).

s = Separación entre los barrotes de la rejilla ($s=0.02m$).

$$Vf = 3 * \sqrt{9.81 * 0.002}$$

$$Vf = 1.33 \text{ m/s}$$

$$V = \frac{1.33 - 1}{0.30} * x + 1$$

$$V = 1.1 * x + 1$$

3. Determinación de la altura en cada tramo (hi).

$$hi = \frac{Q}{L * Vf}$$

En la tabla 53 se puede apreciar los resultados de la altura, velocidad y caudal en cada tramo.

Tabla 53.

Cálculo de altura velocidad y caudal (Chinchiloma).

Dimensionamiento de la galería			
x (m)	q ($m^3/s*m$)	V (m/s)	hi (m)
0,00	0,000	1,000	0,000
0,05	0,025	1,055	0,080
0,10	0,051	1,110	0,152
0,15	0,076	1,165	0,218
0,20	0,101	1,220	0,277
0,25	0,127	1,275	0,331
0,30	0,152	1,330	0,381

Nota: x = altura en cada tramo de la galería.

Elaborado por: Jacqueline Amagua - Orlando Suárez

4. La distancia desde la rejilla hasta el fondo de la galería (ho) es:

$$h1 = hi + d + hs$$

$$h2 = hi + d + hs + ho$$

Donde:

h1= Altura al inicio de la galería

h2= Altura al final de la galería

hi= Altura en el último tramo.

d= Espesor de los barrotes (0.0191m)

hs= Altura de seguridad (hs=0.15m)

ho= Altura de inclinación de la rejilla (20%).

$$h_o = 1.00 * 0.2$$

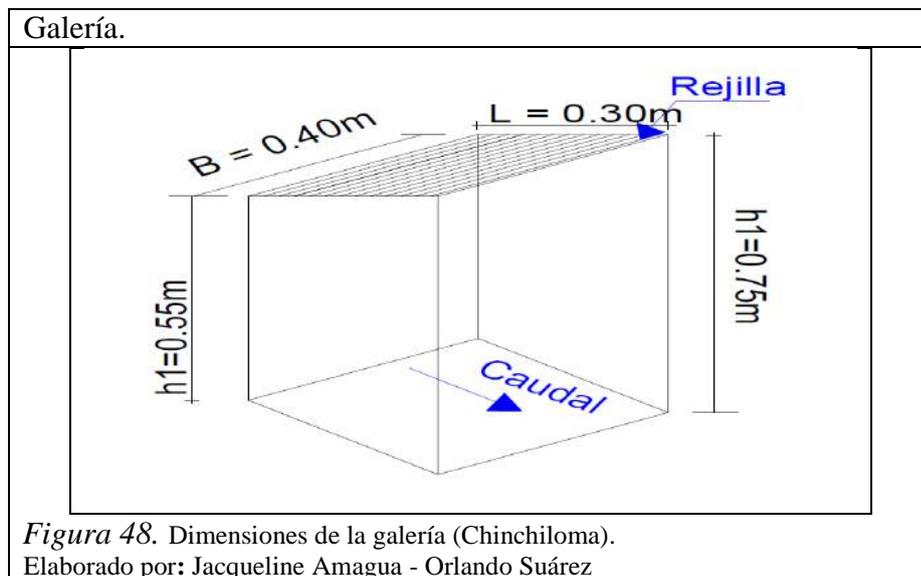
$$h_o = 0.20 \text{ m.}$$

$$h_1 = 0.381 + 0.0191 + 0.15$$

$$h_1 = 0.55 \text{ m.}$$

$$h_2 = 0.381 + 0.0191 + 0.15 + 0.20$$

$$h_2 = 0.75 \text{ m}$$



Diseño de la cámara de captación (Galería). Sistema Cunupugro.

El cálculo para dimensionar la galería del sistema de Cunupugro es igual al cálculo del sistema de Chinchiloma. En la tabla 54 se puede apreciar los resultados obtenidos.

$$q = \frac{0.171}{0.30} * x$$

$$q = 0.57 * x$$

$$V = \frac{1.33 - 1}{0.30} * x + 1$$

$$V = 1.1 * x + 1$$

Donde:

q= Caudal unitario (m³/s*m).

V= Velocidad de la galería (m/s).

hi= Altura en cada tramo (m).

Tabla 54.

Cálculo de altura velocidad y caudal (Cunupugro).

Dimensionamiento de la galería			
x (m)	q (m ³ /s*m)	V (m/s)	hi (m)
0,00	0,000	1,000	0,000
0,05	0,029	1,055	0,090
0,10	0,057	1,110	0,171
0,15	0,086	1,165	0,245
0,20	0,114	1,220	0,311
0,25	0,143	1,275	0,373
0,30	0,171	1,330	0,429

Nota: x= altura en cada tramo de la galería.

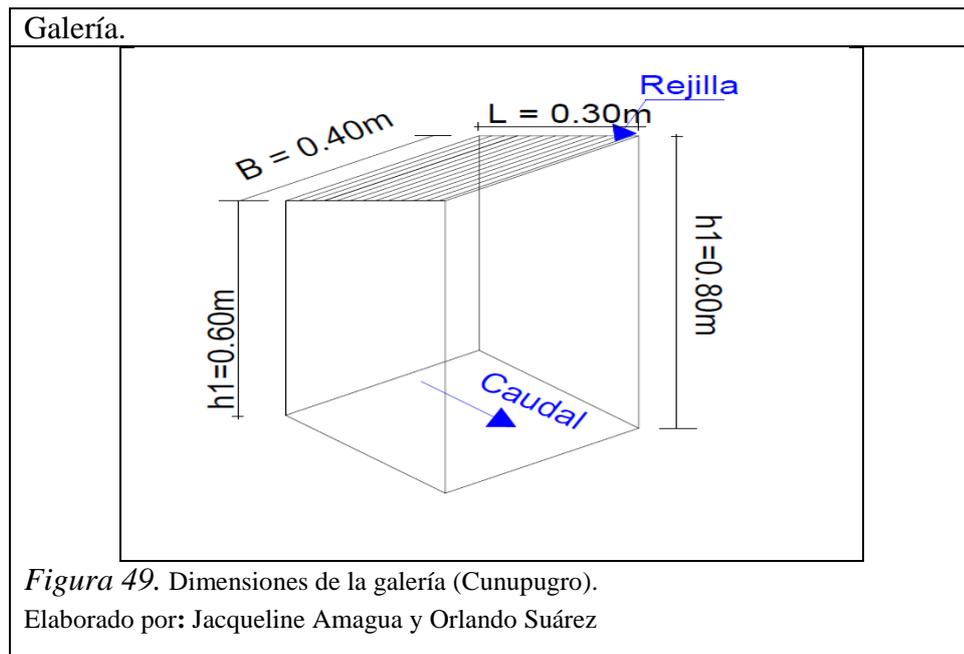
Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

$$h1 = 0.429 + 0.0191 + 0.15$$

$$h2 = 0.381 + 0.0191 + 0.15 + 0.20$$

$$h1 = 0.60 \text{ m.}$$

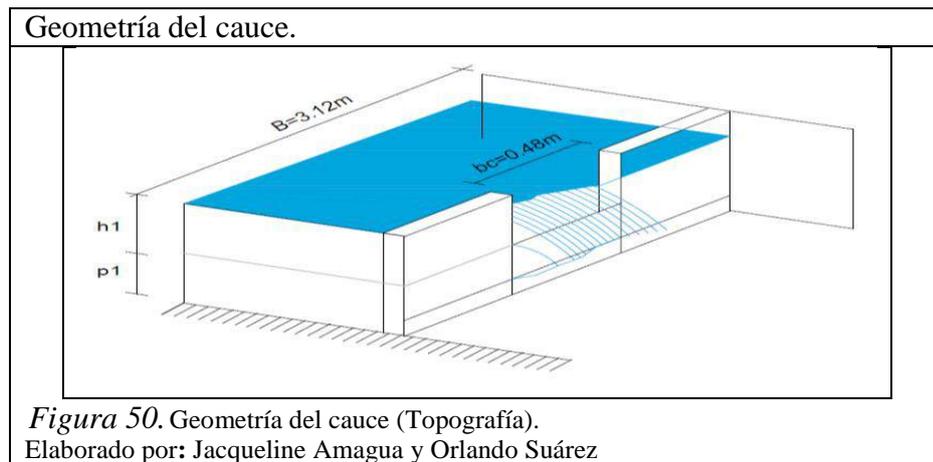
$$h2 = 0.80 \text{ m.}$$



Diseño del vertedero de excesos (Sistema Chinchiloma).

Es una estructura hidráulica que permite la evacuación sobrante de agua y mantener el nivel requerido de caudal para satisfacer la demanda.

La geometría de obra de excesos está en función de la topografía del lugar (figura 50), en base a los caudales de diseño, máximos y las condiciones de cimentación.



En el proyecto se va a realizar un vertedero de pared ancha, el cual debe garantizar que el flujo sea de variación suave y el ancho debe ser lo suficientemente pequeño para despreciar las pérdidas de carga.

Procedimiento:

- Por medio de la ecuación de Francis se calcula el espesor de la lámina para el caudal máximo diseño (H).

$$Q = 1.84 * L1 * H^{3/2}$$

Donde:

Qdis: Caudal de diseño 0.000152l/s.

L1: Según Francis el valor esta entre (1 – 2)m. Se adopta (L1= 1m).

$$0.000152 = 1.84 * 1 * H^{3/2}$$

$$H = 0.0020m = 0.20 \text{ cm}$$

- Cálculo de la velocidad sobre el vertedero (V).

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

$$V = \frac{0.000152}{0.00020}$$

$$V = 0.76 \text{ m/s}$$

La velocidad debe estar entre los valores $V = (0.3 - 3) \text{ m/s}$.

- Comprobación de la capacidad de carga del vertedero.

$$Q1 = m * L * \epsilon * \sqrt{2 * g} H_o^{3/2}$$

Donde:

m: Coeficiente de descarga del vertedero de pared ancha ($m=0.32$).

ϵ : Coeficiente de contracción ($\epsilon=1$).

H_o : Carga dinámica.

$$H_o = H + \frac{V^2}{2 * g}$$

$$H_o = 0.002 + \frac{0.76^2}{2 * 9.81}$$

$$H_o = 0.031m = 31cm$$

$$Q1 = 0.32 * 1 * 1 * \sqrt{2 * 9.1} * 0.031^{3/2}$$

$$Q1 = 0.0077 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Cálculo del valor del caudal del vertedero de crecientes.

$$Q2 = Q_{\text{máx}} - Q1$$

Donde:

$Q_{\text{máx}}$: Caudal máximo 45,15l/s

$$Q2 = 0.452 - 0.0077$$

$$Q2 = 0.44 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Se obtiene la carga sobre la cresta del vertedero de crecientes por Q2.

$$Q2 = 1.84 * L2 * H2^{3/2}$$

Donde:

L2: Se asume de 1.25m

$$0.44 = 1.84 * 1.25 * H2^{3/2}$$

$$H2 = 0.33m = 33cm.$$

- Velocidad media sobre el vertedero.

$$V = \frac{0.44}{1.25 * 0.33}$$

- Cálculo de la subpresión (s). Se calcula para el escenario más crítico, que es cuando se presenta la crecida máxima (figura 51).

$$s = \frac{P1}{2} * B$$

Donde:

p1: Presión hidrostática agua arriba de la obra de captación.

γagua: Peso específico del agua.

hA: Profundidad aguas arriba.

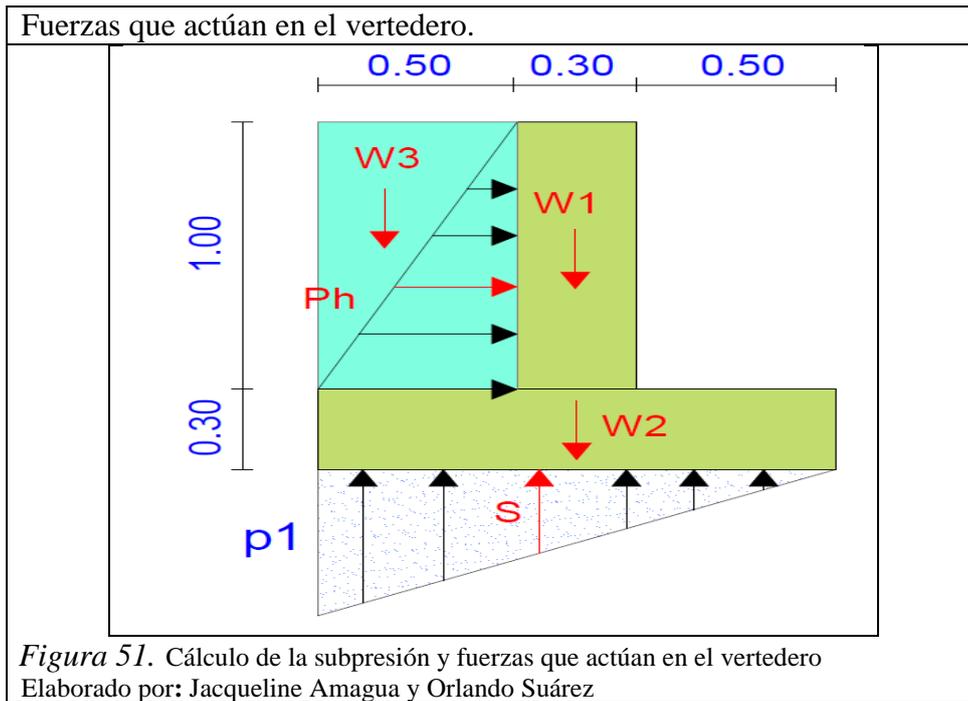
$$p1 = \gamma_{agua} * hA$$

$$p1 = 9.81 * 1$$

$$p1 = 9.81 \frac{KN}{m^2}$$

$$s = \frac{9.81 * 1}{2} * 1$$

$$s = 4.905 \text{ kN}$$



$$s = \frac{9.81 * 0.53}{2} * 1$$

$$s = 2.60 \text{ kN}$$

El vertedero debe garantizar su estabilidad al deslizamiento y volcamiento, los cálculos se encuentran en la tabla 55.

Tabla 55.

Cálculo de momentos de estabilidad y de volcamiento.

Cálculo de momentos estabilizadores y de volcamiento					
	Fuerzas verticales (T)	Fuerzas horizontales (T)	Brazo(m)	M est (T-m)	M volc (T-m)
W1	0.690		0,650	0,449	
W2	0.897		0,650	0,583	
W3	0,491		0,250	0,123	
E1		0,491	0,333	0.164	
s1	-0.637		0,433		0,276
Σ	1.441	0,491		1.318	0,276

Nota: W= fuerzas; E= empuje; s= sub presión.

Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

Seguridad al deslizamiento:

$$FSD = \frac{\Sigma M_{est}}{\Sigma M_{vol}} \geq 1.5$$

$$FSD = \frac{1.318}{0.276} \geq 1.5$$

$$4.78 \geq 1.5$$

Seguridad al volcamiento:

$$FSV = \frac{f * Wt + c * b}{\Sigma FH} \geq 1.5$$

Donde:

f: $\tan \phi = \tan 26.51^\circ = 0.50$

c: Cohesión $0.50 \text{ kg/cm}^2 = 5.0 \text{ T/m}^2$

$$FSV = \frac{f * Wt + c * b}{\Sigma FH} \geq 1.5$$

$$FSV = \frac{0.50 * 1.441 + 5.0 * 1.30}{0.491} \geq 1.5$$

$$FSV = 14.71 \geq 1.5$$

Los factores de seguridad al deslizamiento y volcamiento son altos, lo que indica que la estructura se encuentra sobredimensionada estructuralmente, pero hidráulicamente no se pueden disminuir las dimensiones. Los cálculos estructurales se encuentran en el anexo 19.

Diseño del vertedero de excesos (Sistema Cunupugro).

La estructura de excesos se realiza con el mismo procedimiento del sistema Chinchiloma, con la topografía del cauce (figura 52)

Geometría del cauce.

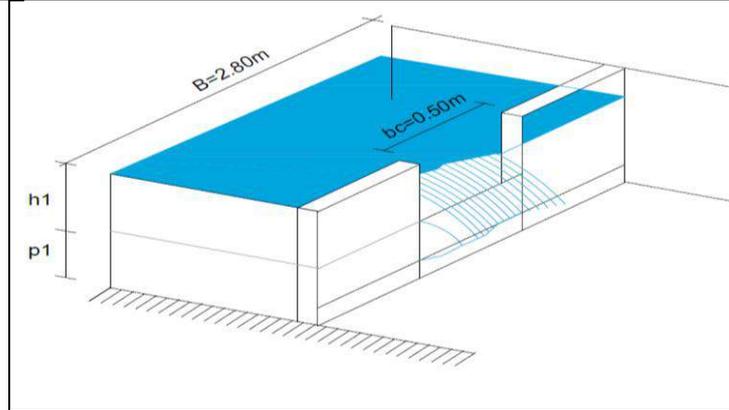


Figura 52. Geometría del cauce (Topografía).

Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

Procedimiento:

$$Q = 1.84 * L1 * H^{3/2}$$

$$0.000142 = 1.84 * 1 * H^{3/2}$$

$$H = 0.0020m = 0.20 \text{ cm}$$

- Cálculo de la velocidad sobre el vertedero (V).

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

$$V = \frac{0.000152}{0.00020}$$

$$V = 0.76 \text{ m/s}$$

- Comprobación de la capacidad de carga del vertedero.

$$Q1 = m * L * \epsilon * \sqrt{2 * g} Ho^{3/2}$$

$$Ho = H + \frac{V^2}{2 * g}$$

$$Ho = 0.002 + \frac{0.76^2}{2 * 9.81}$$

$$Ho = 0.031m = 31cm$$

$$Q1 = 0.32 * 1 * 1 * \sqrt{2 * 9.1 * 0.031}^{3/2}$$

$$Q1 = 0.0077 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Cálculo del valor del caudal del vertedero de crecientes.

$$Q2 = Q_{\text{máx}} - Q1$$

$$Q2 = 0.395 - 0.0077$$

$$Q2 = 0.387 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Se obtiene la carga sobre la cresta del vertedero de crecientes por Q2.

$$0.387 = 1.84 * 1.25 * H2^{3/2}$$

$$H2 = 0.30\text{m} = 30.0\text{cm}.$$

- Cálculo de la subpresión (s). Se calcula para el escenario más crítico, que es cuando se presenta la crecida máxima (figura 53).

$$s = \frac{P1}{2} * B$$

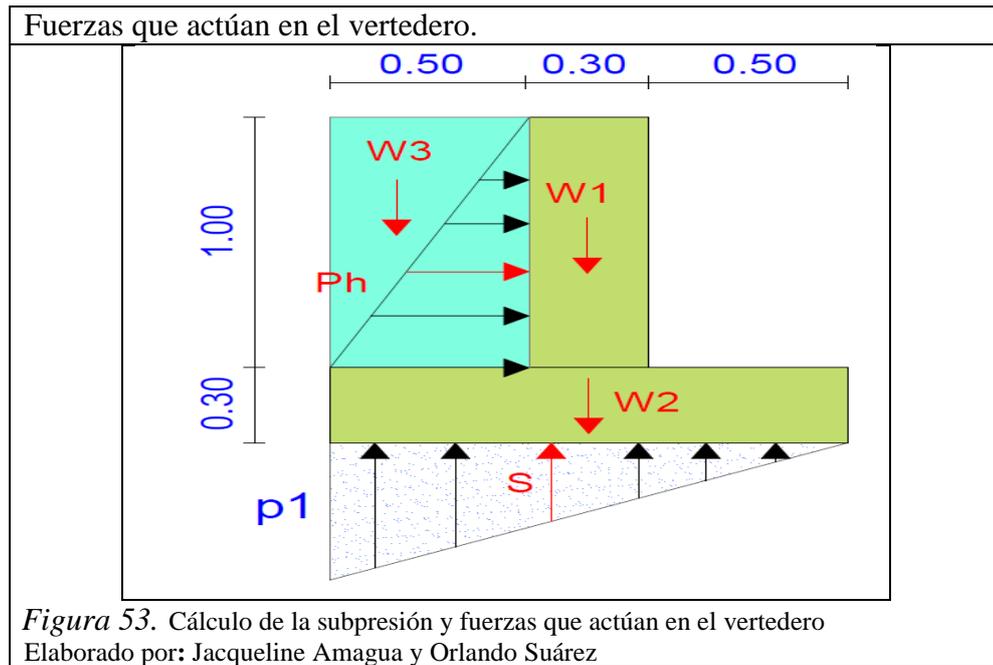
$$p1 = \gamma_{\text{agua}} * hA$$

$$p1 = 9.81 * 1$$

$$p1 = 9.81 \text{ KN/m}^2$$

$$s = \frac{9.81 * 1.30}{2} * 1$$

$$s = 6.378 \text{ kN}$$



El vertedero debe garantizar su estabilidad al deslizamiento y volcamiento, los cálculos se encuentran en la tabla 56.

Tabla 56.

Cálculo de momentos de estabilidad y de volcamiento.

Cálculo de momentos estabilizadores y de volcamiento					
	Fuerzas verticales (T)	Fuerzas horizontales (T)	Brazo(m)	M est (T- m)	M volc (T- m)
W1	0.690		0,650	0,449	
W2	0.897		0,650	0,583	
W3	0,491		0,250	0,123	
E1		0,491	0,333	0.164	
s1	-0.637		0,433		0,276
Σ	1.441	0,491		1.318	0,276

Nota: W= fuerzas; E= empuje; s= sub presión

Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

Seguridad al deslizamiento:

$$FSD = \frac{\Sigma M_{est}}{\Sigma M_{vol}} \geq 1.5$$

$$FSD = \frac{1.318}{0.276} \geq 1.5$$

$$4.78 \geq 1.5$$

Seguridad al volcamiento:

$$FSV = \frac{f * Wt + c * b}{\Sigma FH} \geq 1.5$$

Donde:

f: $\tan\phi = \tan 25.88^\circ = 0.485$

c: Cohesión $0.50\text{kg/cm}^2 = 5.0 \text{ T/m}^2$

$$FSV = \frac{f * Wt + c * b}{\Sigma FH} \geq 1.5$$

$$FSV = \frac{0.485 * 1.441 + 4.5 * 1.30}{0.491} \geq 1.5$$

$$FSV = 13.34 \geq 1.5$$

Los factores de seguridad al deslizamiento y volcamiento son altos, lo que indica que la estructura se encuentra sobredimensionada estructuralmente, pero hidráulicamente no se pueden disminuir las dimensiones. Los cálculos estructurales se encuentran en el anexo 19.

Nota: El cálculo estructural del vertedero de Chinchiloma y Cunupugro es el mismo debido a que tienen las mismas dimensiones y están sometidos al mismo esfuerzo.

Diseño de los muros de ala (Sistema Chinchiloma)

La función principal de los muros es evitar el ingreso de agua a la estructura, el cálculo del muro se diseña con la crecida máxima probable la cual establece la altura de los muros.

La crecida máxima se obtiene de la curva de descarga, para la cual se va utilizar el método de Stevens.

Método de Stevens.

Es un método muy utilizado para ríos anchos y poco profundos, por lo que es aplicable al proyecto. Se basa en la fórmula de Chezy para canales abiertos.

$$Q = A * C * \sqrt{R * i}$$

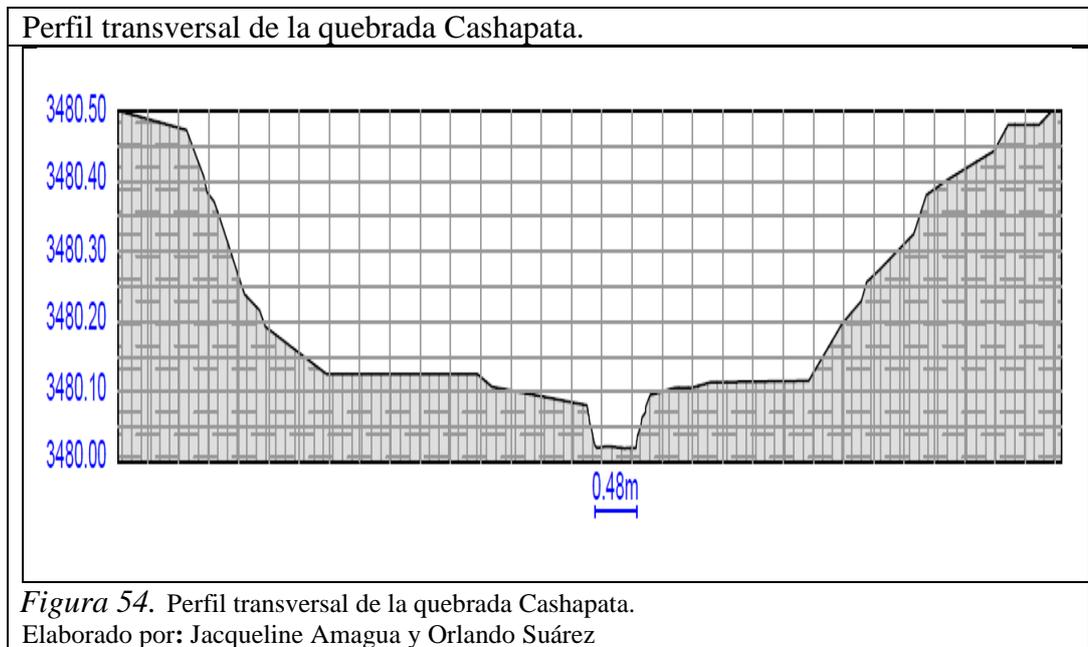
Donde:

- Q** = Caudal (m³/s).
- A** = Área de la sección (m²)
- C** = Coeficiente de Chezy.
- R** = Radio Hidráulico (m).
- i** = Pendiente.

El método considera que la profundidad media (D) del flujo es igual al radio hidráulico(R) de la sección y que la pendiente es constante, reemplazando en la ecuación de Chezy se tiene

$$Q = A * \sqrt{D}$$

Los valores de $(A*\sqrt{D})$ son la alturas (H) que se obtienen de los datos topográficos, en el que realizó el levantamiento transversal de la quebrada Cashapata (Sistema Chinchiloma) lo que se puede apreciar en la figura 54.



La curva de descarga (figura 55) permite tener una relación (H –Q), estableciendo un rango de caudales que no han sido aforados (caudales de crecida), los cálculos se encuentran en la tabla 57

Tabla 57.

Datos para construcción de la curva de descarga

Resultados para construir la curva de duración general								
Pendiente	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
Prof. De flujo	0,05	0,08	0,10	0,20	0,30	0,50	0,70	0,75
Sección de flujo	0,16	0,25	0,31	0,62	0,94	1,56	2,18	2,50
Perímetro mojado	3,22	3,28	3,32	3,52	3,72	4,12	4,52	4,72
Radio Hidráulico	0,05	0,08	0,09	0,18	0,25	0,38	0,48	0,53
Coef. Chezy	43,13	46,50	48,16	53,54	56,75	60,75	63,27	64,23
Caudal	0,57	1,24	1,78	5,45	10,32	22,59	37,20	45,15

Nota: Coef. Coeficiente:

Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

Curva de descarga.

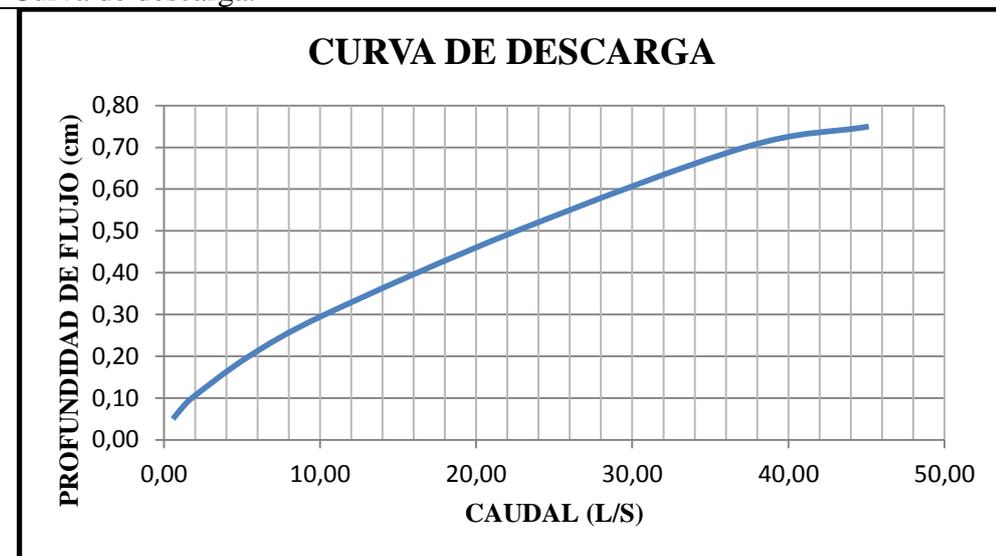


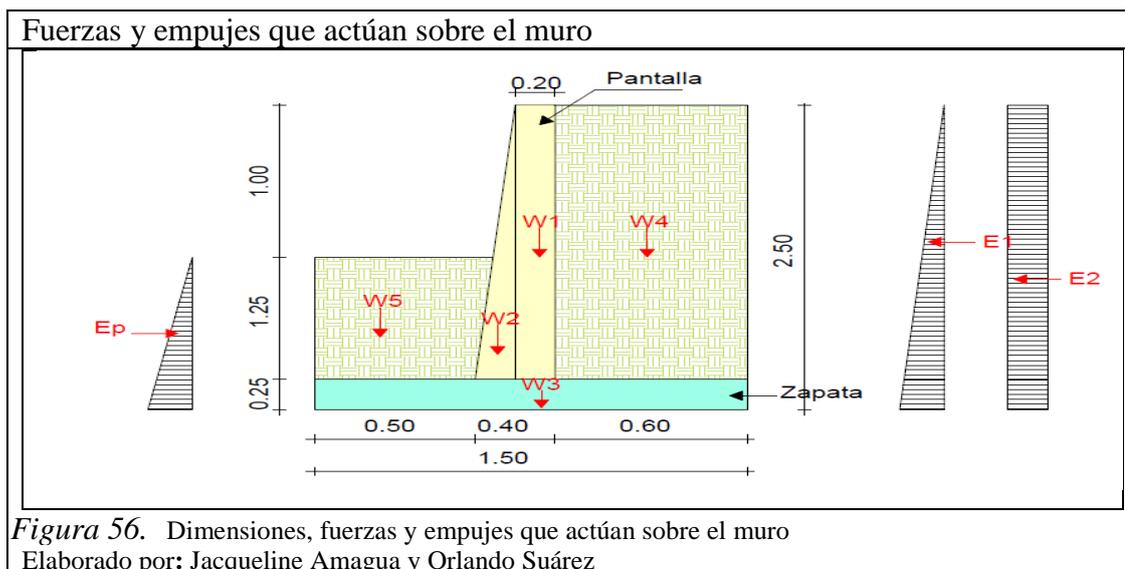
Figura 55. Curva de descarga

Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

De la curva de descarga se puede concluir que, la profundidad correspondiente a una máxima crecida probable es de 0.75m., también se debe considerar que los muros deben proyectarse para contener el empuje ocasionado por el suelo de las laderas del cauce; en base a estas consideraciones se propone que la altura del muro sea de 1.00m.

Para realizar el dimensionamiento del muro se debe tener en cuenta las cargas (W) que actúan sobre él y los empujes (E) a las que va a estar expuesto (figura 56). El muro debe ser diseñado para:

- Seguridad al volcamiento.
- Seguridad al deslizamiento.
- Presiones en el suelo.



El dimensionamiento se realiza teniendo en cuenta los datos obtenidos del estudio geotécnico y se propone realizar un muro de hormigón armado. La tabla 58 muestra el cálculo de las fuerzas y los empujes que actúan sobre el muro, con la finalidad de obtener los momentos de estabilización (Mest) y momentos de volcamiento (Mvol).

Tabla 58.

Cálculo de momentos estabilizadores y de volcamiento

	Cálculo	Fuerzas verticales	Fuerzas horizontales	Brazo (m)	M est (T*m)	M vol (T*m)
W1	0,20 x 2,25 x 2,4	1,08		0,80	0,864	
W2	0,20 x 2,25 x 0,5 x 2,4	0,54		0,63	0,342	
W3	1,50 x 0,25 x 2,4	0,90		0,75	0,675	
W4	0,60 x 2,25 x 1,52	2,05		1,20	2,462	
W5	1,25 x 0,5 x 1,52	0,95		0,25	0,238	
E1	2,50*2,50*1,52*0,38*0,5		1,812	0,83		1,515
E2	0,6*1,52*3*0,38		0,873	1,25		1,091
Ep	2,61*1,52*1,5*1,5*0,5		-4,467	0,50	2,233	
Σ		5,52	1,776		6,815	2,606

Nota: W= fuerzas; E1-2= empuje activo; Ep= empuje pasivo.

Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

Coeficientes de empuje pasivo (k_{ha}) y activo (k_{hp}).

$$K_{ha} = \frac{1 - \operatorname{sen} \varphi}{1 + \operatorname{sen} \varphi}$$

$$K_{hp} = \frac{1}{k_{pa}}$$

$$K_{ha} = \frac{1 - \operatorname{sen} 26.51}{1 + \operatorname{sen} 26.51}$$

$$K_{hp} = \frac{1}{0.38}$$

$$K_{ha} = 0.38$$

$$K_{hp} = 2.61$$

Seguridad al volcamiento:

$$FSV = \frac{M_{est}}{M_{vol}} \geq 1.5$$

$$FSV = \frac{6.81}{2.60} \geq 1.5$$

$$2.62 \geq 1.5$$

Seguridad al deslizamiento:

$$FSD = \frac{F_{.verticales} * \operatorname{tan} \varphi}{F_{.horizontales}} \geq 1.5$$

$$FSD = \frac{5.52 * 0.499}{1.78} \geq 1.5$$

$$1.55 \geq 1.5$$

Presiones en el suelo.

La carga total (W) debe generar una presión menor o igual a la máxima permisible, es decir los esfuerzos en el suelo (figura 57) generados por la carga del muro deben ser menores o iguales al esfuerzo admisible del suelo.

Presiones que actúan en la zapata

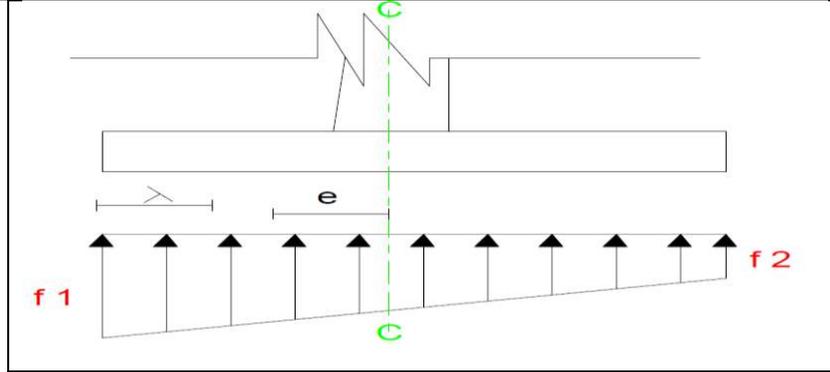


Figura 57. Presiones que actúan en la zapata
Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

Cálculo de la excentricidad.

$$\lambda = \frac{M_{est} - M_{vol}}{WT} \qquad e = \frac{B}{2} - \lambda$$

$$\lambda = \frac{6.813 - 2.598}{5.52} \qquad e = \frac{1.50}{2} - 0.76$$

$$\lambda = 0.76 \qquad e = -0.01m$$

Fuente: La excentricidad negativa significa que no se encuentra en el lado que indica la figura 43, sino al otro lado.

$$e < \frac{B}{6}$$

$$e < \frac{1.50}{6}$$

$$0.01m < 0.25m$$

Esfuerzos del suelo

$$f_{1-2} = \frac{F_{verticales}}{B} \pm \frac{6 * F_{verticales} * e}{B^2}$$

$$f_{1-2} = \frac{5.52}{1.5} \pm \frac{6 * 5.52 * 0.01}{1.50^2}$$

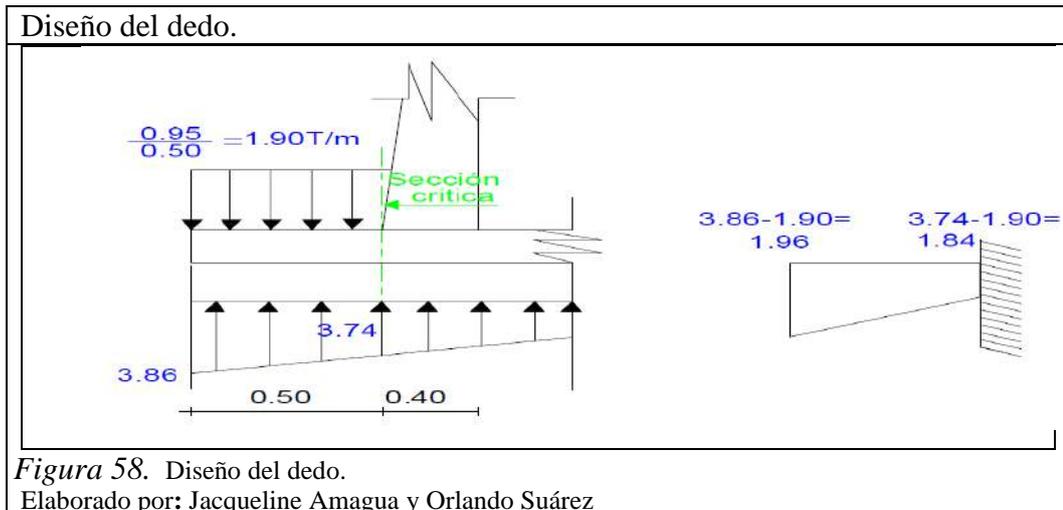
$$f_1 = 3.86 \frac{T}{m^2} \leq 76.73 \frac{T}{m^2}$$

$$f_2 = 3.50 \frac{T}{m^2} \leq 76.73 \frac{T}{m^2}$$

Diseño de los elementos del muro

1. Diseño de la zapata: La zapata consta de dedo y talón; se debe diseñar a flexión y a corte.

Diseño del dedo: El diseño se debe realizar con las presiones netas, para lo cual se calcula la carga que actúa sobre él, y el esfuerzo en el punto más crítico como se ve en la figura 58.



Diseño a flexión.

- Momento flector último.
-

$$M_u = \frac{L_{dedo}^2}{6} * (2 * f_1 + f_3) * 1.70$$

$$M_u = \frac{0.50^2}{6} * (2 * 1.96 + 1.84) * 1.70$$

$$M_u = 0.408 \text{ T.m}$$

$$W = 0.847 - \sqrt{0.719 - \frac{M_u}{\phi * 0.59 * (b * d^2) * f'_c}}$$

$$W = 0.847 - \sqrt{0.719 - \frac{0.408 * 10^5}{0.90 * 0.59 * (100 * 20^2) * 210}}$$

$$W = 0.004$$

$$\rho = \frac{W * f'c}{fy}$$

$$\rho = \frac{0.004 * 210}{4200}$$

$$\rho = 0.0002$$

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

$$As = 0.0002 * 100 * 20$$

$$As = 0.40 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ min} = \frac{14}{fy} * b * d$$

$$As \text{ min} = \frac{14}{4200} * 100 * 20$$

$$As \text{ min} = 6.67 \text{ cm}^2$$

Diseño a corte.

$$Vu = \frac{f1 + f3}{2} * Ldedo * 1.70$$

$$Vu = \frac{1.96 + 1.84}{2} * 0.50 * 1.70$$

$$Vu = 1.62 \text{ T}$$

$$\mathcal{V}U = \frac{Vu}{\emptyset * b * d}$$

$$\mathcal{V}U = \frac{1.62 * 10^3}{0.85 * 100 * 20}$$

$$\mathcal{V}U = 0.950 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\mathcal{V}c = 0.53 * \sqrt{f'c}$$

$$\mathcal{V}c = 0.53 * \sqrt{210}$$

$$\mathcal{V}c = 7.680 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\mathcal{V}c \geq \mathcal{V}U \text{ (No necesita estribos)}$$

Diseño del talón: El diseño se debe realizar con las presiones netas, para lo cual se calcula la carga que actúa sobre él, y el esfuerzo en el punto más crítico como se ve en la figura 59. El procedimiento es similar al diseño del dedo.

Diseño del talón.

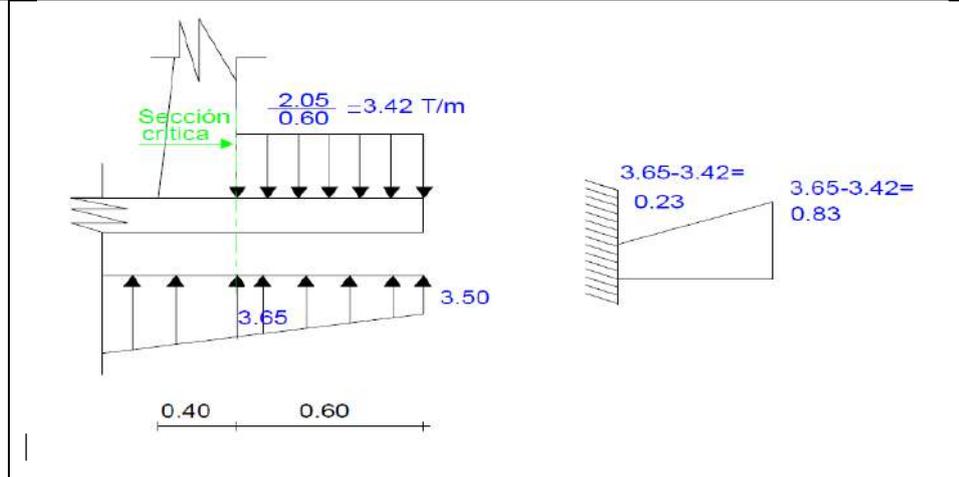


Figura 59. Diseño del talón.

Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

Diseño a flexión.

- Momento flector último.

$$Mu = \frac{L \text{talón}^2}{6} * (2 * f2 + f4) * 1.70$$

$$Mu = \frac{0.60^2}{6} * (2 * 0.83 + 0.23) * 1.70$$

$$Mu = 0.040 \text{ T/m}$$

$$W = 0.847 - \sqrt{0.719 - \frac{Mu}{\phi * 0.59 * (b * d^2) * f'c}}$$

$$W = 0.847 - \sqrt{0.719 - \frac{0.041 * 10^5}{0.90 * 0.59 * (100 * 20^2) * 210}}$$

$$W = 0.001$$

$$\rho = \frac{W * f'c}{fy}$$

$$\rho = \frac{0.001 * 210}{4200}$$

$$\rho = 0.00005$$

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

$$A_s = 0.00005 * 100 * 20$$

$$A_s = 0.1 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{14}{f_y} * b * d$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{14}{4200} * 100 * 20$$

$$A_{s \text{ min}} = 6.67 \text{ cm}^2$$

$$A_s(\text{temperatura}) = \frac{14}{f_y} * b * h(\text{zapata})$$

$$A_s(\text{secundario}) = \frac{14}{4200} * 100 * 250$$

$$A_s(\text{secundario}) = 8.33 \text{ cm}^2$$

Diseño a corte.

$$V_u = \frac{f_2 + f_4}{2} * L_{\text{talón}} * 1.70$$

$$V_u = \frac{0.83 + 0.23}{2} * 0.60 * 1.70$$

$$V_u = 0.157 \text{ T}$$

$$\nu_U = \frac{V_u}{\emptyset * b * d}$$

$$\nu_U = \frac{0.157 * 10^3}{0.85 * 100 * 20}$$

$$\nu_U = 0.093 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

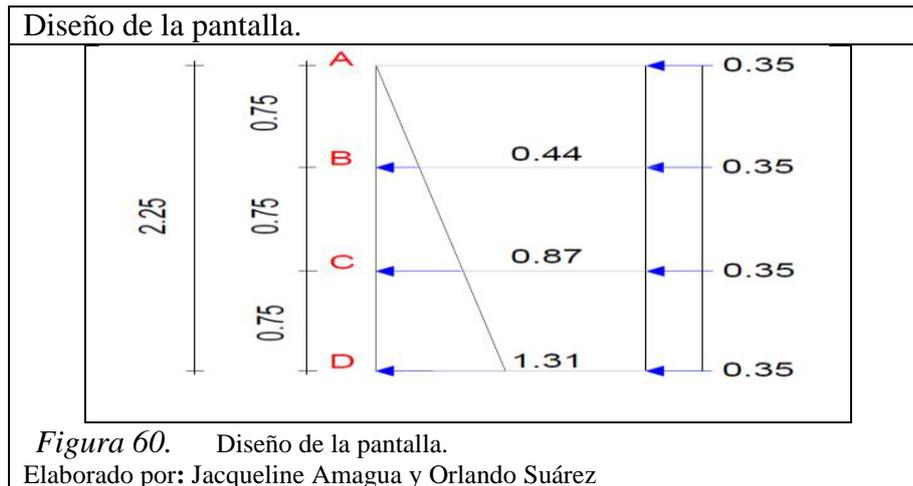
$$\nu_c = 0.53 * \sqrt{f'_c}$$

$$\nu_c = 0.53 * \sqrt{210}$$

$$\nu_c = 7.680 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\nu_c \geq \nu_U \text{ (No necesita estribos)}$$

2. Diseño de la pantalla. El cálculo consiste en dividir a la pantalla en los puntos críticos donde puede fallar y en cada punto obtener las presiones como se puede observar en la figura 60. El diseño se realiza de manera similar al del diseño de la zapata.



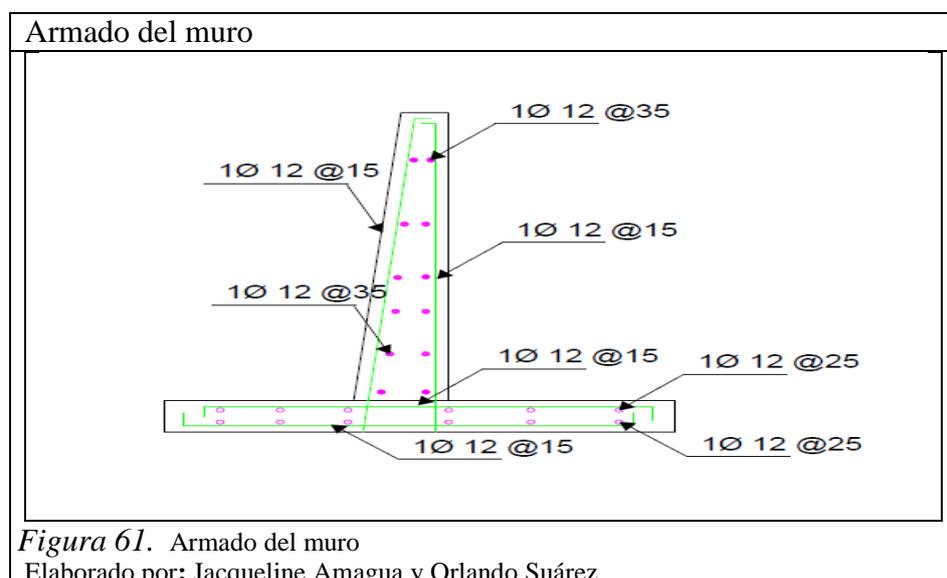
- En la tabla 59 se pueden apreciar los resultados obtenidos para la pantalla en cada uno de los tramos.

Tabla 59.
Cálculos del diseño de la pantalla

Diseño a flexión y corte de la pantalla										
Tramo	Mu (T-m)	Vu (T)	Vu kg/cm ²	Vuc kg/cm	W	ρ	As cal cm ²	As min	As	As tem
A - B	0,236	0,723	0,393	7,680	0,002	0,000086	0,187	7,222	0,249	6,00
B - C	1,224	2,003	0,832	7,680	0,007	0,000358	1,015	9,444	1,350	
C - D	3,380	3,839	1,290	7,680	0,014	0,000689	2,411	11,66	3,207	

Nota: ρ= cuantía de acero.
Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez.

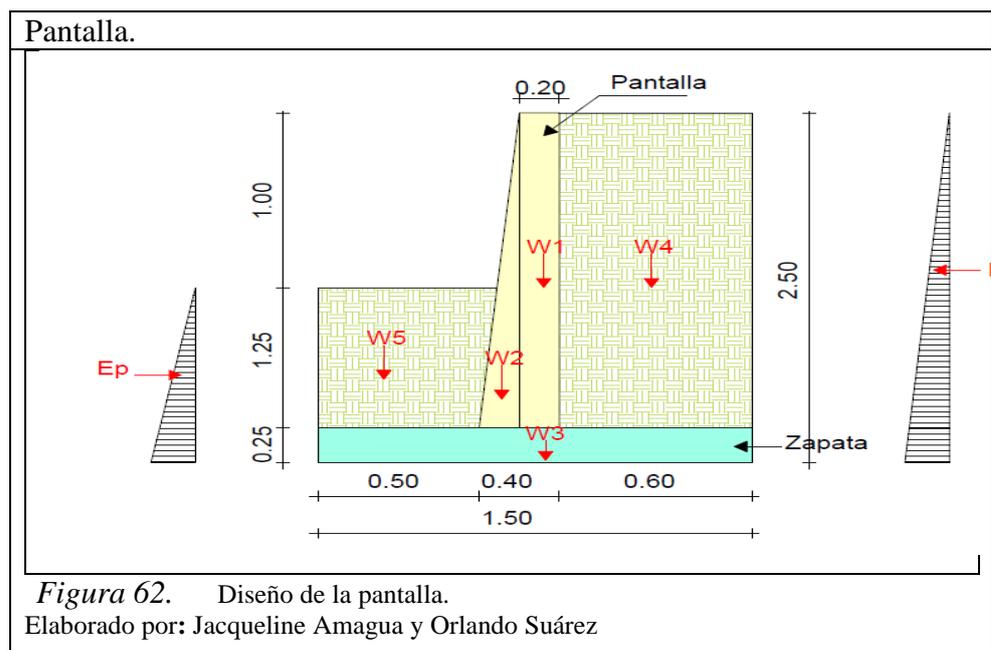
El armado del muro se puede ver en la figura 47.



Diseño de los muros de ala (Sistema Cunupugro).

El diseño del muro de ala se realiza de manera similar a la del sistema Chinchiloma.

1. Cálculo de la altura del muro a través de la crecida máxima que se obtiene de la curva de descarga que está en función del perfil de la quebrada Avijo (Sistema Cunupugro). La altura del muro es de 1.00m; los cálculos y el perfil se encuentran en el anexo 20.
2. Se analiza las cargas y empujes a las que va a estar sometido el muro, con la finalidad de dimensionar el muro para que seguridad al volcamiento, deslizamiento y las presiones en el suelo (figura 62), los cálculos se encuentran en el anexo 21.



Seguridad al volcamiento:

$$FSV = 2.49 \geq 1.5$$

Seguridad al deslizamiento:

$$FSD = 1.63 \geq 1.5$$

Presiones en el suelo:

$$f_1 = 3.96 \frac{T}{m^2} \leq 66.15 \frac{T}{m^2}$$

$$f_2 = 3.67 \frac{T}{m^2} \leq 66.15 \frac{T}{m^2}$$

3. Una vez definido que el muro no falle por volcamiento, deslizamiento y que el esfuerzo admisible del suelo no sea mayor a las presiones que se va a ejercer el muro, se procede a diseñar las partes del muro que son zapata y la pantalla.

Diseño de la zapata

La tabla 60 se puede apreciar los resultados obtenidos al diseñar el dedo y el talón, los cálculos se encuentran en el anexo 22.

Tabla 60.

Diseño de dedo y talón.

Diseño de la zapata									
Elementos	Diseño a flexión						Diseño a corte		
	Mu (T.m)	W	ρ	As (cm ²)	Asmin (cm ²)	As.secun (cm ²)	Vu (T)	VU (T)	Vc (T)
Dedo	0,404	0,004	0,0002	0,4	6,67		1,602	0,95	7,68
Talón	0,019	0,001	0,00005	0,1	6,67	8,33	0,082	0,048	7,68

Nota: Nota: ρ = cuantía de acero.

Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

Diseño de la pantalla.

La tabla 61 se puede apreciar los resultados obtenidos al diseñar la pantalla; los cálculos se encuentran en el anexo 22.

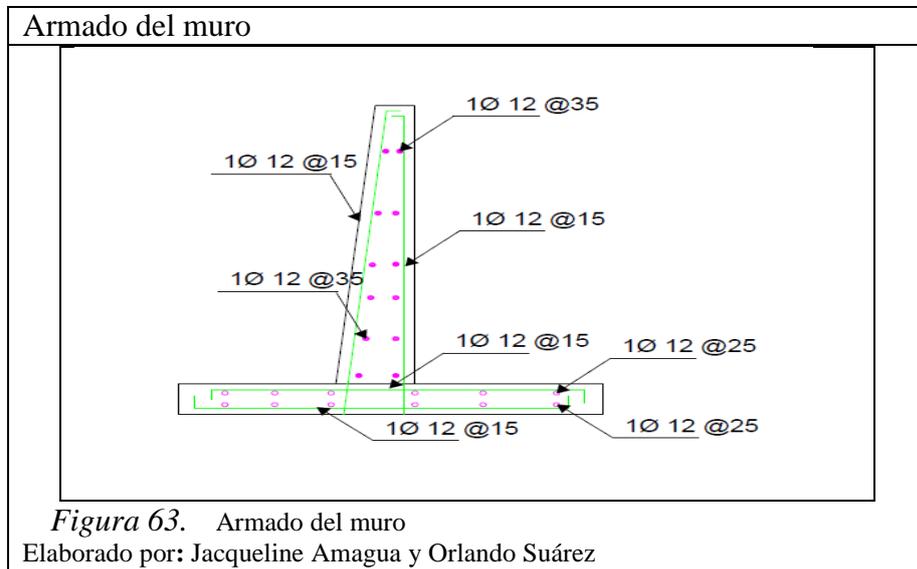
Tabla 61.
Diseño de pantalla.

Diseño a flexión y corte de la pantalla										
Tramo	Mu (T-m)	Vu (T)	Vu kg/cm ²	Vuc kg/cm	W	ρ	As cal cm ²	As min	As	As temp
A - B	0,26	0,79	0,43	7,680	0,002	0,0001	0,21	7,22	0,28	6,00
B - C	1,34	2,19	0,91	7,680	0,008	0,0004	1,12	9,44	1,49	
C - D	3,69	4,19	1,290	7,680	0,015	0,0008	2,65	11,67	3,53	

Nota: ρ= cuantía de acero.

Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

4. Armado del muro.



Diseño del canal colector (Sistema Chinchiloma).

Entre la fuente de captación y el desarenador se propone diseñar un canal colector, con el objetivo que la velocidad del flujo no ocasione erosión ni sedimentación. El canal debe tener una pendiente, para evitar estancamiento de agua, sedimentos, etc.

Datos:

Caudal de diseño (Qdis) = 0.14 l/s

Pendiente del canal (s) = 3% (adoptada)

Coefficiente de Manning (n)= 0.014 (Coeficiente de rugosidad del concreto).

El procedimiento de cálculo es:

- 1.- Determinar el módulo de caudal, que es el caudal cuando la pendiente es uno.

$$K = W * C * \sqrt{R}$$

Donde:

- k** = Módulo de caudal.
- W** = Sección de flujo rectangular ($w=b*h$)
- R** = Radio hidráulico ($R=W/N$)
- N** = Perímetro mojado, sección rectangular ($N=b+2h$)
- C** = Coeficiente de Chezy $C = (1/n) * R^{\frac{1}{6}}$

- 2.- Determinar el módulo de caudal, hasta que el caudal obtenido sea igual al módulo de caudal necesario (knec).

$$K = \frac{Q}{\sqrt{i}}$$

$$K = 0.00081 \text{ m}^3/\text{s}$$

La tabla 62 muestra los resultados obtenidos:

Tabla 62.
Dimensiones del canal colector.

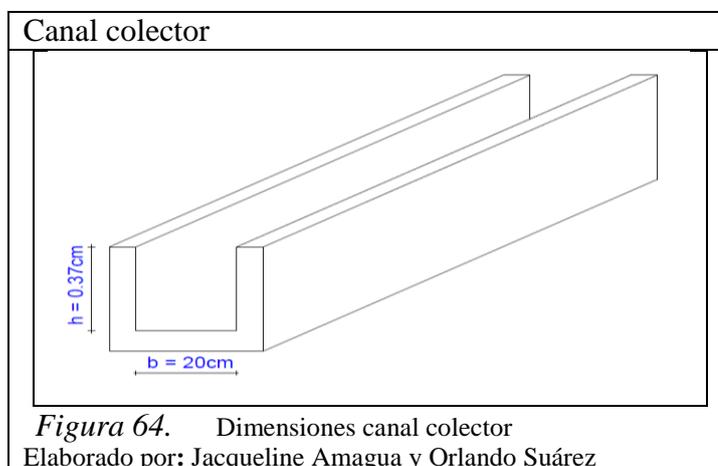
Diseño del canal colector						
Parámetros	b=0,1m		b=0,2m		b=0,3m	
h (m)	1,000	1,270	0,500	0,302	0,200	0,177
W (m²)	0,100	0,127	0,100	0,060	0,060	0,053
N (m)	2,100	2,640	1,200	0,804	0,700	0,654
R (m)	0,04762	0,04811	0,08333	0,07512	0,08571	0,08119
C	0,60205	0,60307	0,66090	0,64958	0,66401	0,65804
k (m³/s)	0,00063	0,00081	0,00159	0,00081	0,00100	0,00081

Nota: C= coeficiente de Chezy adimensional.

Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

El canal debe tener dimensiones, las cuales permitan realizar mantenimientos periódicos y de acuerdo a la tabla de resultados, la mejor opción es un canal de 20cm

de ancho y 30cm de altura. La altura debe tener un borde libre en caso de crecidas, se adopta de 7cm, el cual es sumado a la altura, dando una altura total de 37cm (figura 64).



Diseño del canal colector (Sistema Cunupugro).

Datos:

- Caudal de diseño (Qdis)** = 0.156 l/s
- Pendiente del canal (s)** = 3% (adoptada)
- Coefficiente de Manning (n)**= 0.014 (Coeficiente de rugosidad del concreto).

El procedimiento de cálculo el mismo que el del Sistema de Chinchiloma, el módulo de caudal obtenido debe ser igual al módulo de caudal necesario ($k_{nec} = 0.00090 \text{ m}^3/\text{s}$) La tabla 63 muestra los resultados obtenidos:

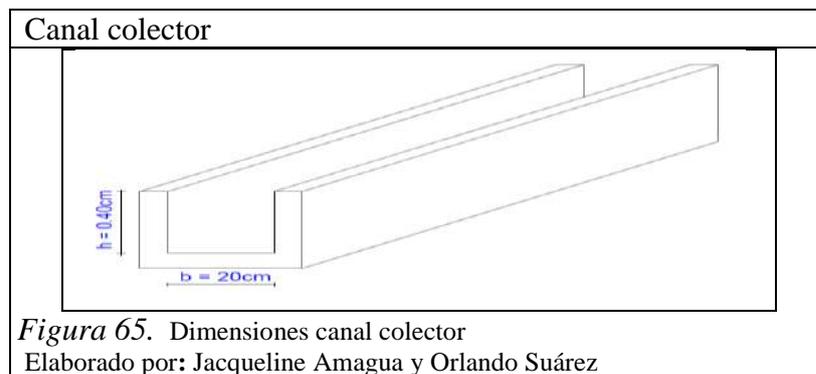
Tabla 63.
Dimensiones del canal colector.

Diseño del canal colector						
Parámetros	b=0,1m		b=0,2m		b=0,3m	
h (m)	1,000	1,410	0,500	0,327	0,200	0,189
W (m)	0,100	0,141	0,100	0,065	0,060	0,056
N (m)	2,100	2,920	1,200	0,854	0,700	0,678
R (m)	0,04762	0,04829	0,08333	0,07658	0,08571	0,08363
C	0,60205	0,60345	0,66090	0,65169	0,66401	0,66129
k (m/s)	0,00063	0,00090	0,00159	0,00090	0,00100	0,00090

Nota: b= ancho del canal colector.

Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

El canal debe tener dimensiones, las cuales permitan realizar mantenimientos periódicos y de acuerdo a la tabla de resultados, la mejor opción es un canal de 20cm de ancho y 33cm de altura. La altura debe tener un borde libre en caso de crecidas, se adopta de 7cm, el cual es sumado a la altura, dando una altura total de 40cm (figura 65).



4.1.9.2. Diseño del desarenador.

El objetivo del desarenador es retener las partículas sólidas suspendidas en el agua para evitar el azolvamiento en la red a velocidades de flujo bajas y el daño por erosión a velocidades de flujo altas. Para evitar éste problema, el desarenador será ubicado cerca de la captación.

Elementos del desarenador:

- **Esclusa de entrada:** Su función es permitir el ingreso del agua desde el canal de conducción. Si la velocidad de ingreso es alta debe diseñarse un tramo de acercamiento para uniformizar el flujo. Para el presente caso, no es necesario el tramo de acercamiento debido a que se tiene un caudal pequeño con velocidad baja.
- **Cámara de sedimentación:** Tiene como finalidad reducir la velocidad del flujo de agua, produciendo acumulación de las partículas sólidas en el fondo para posteriormente ser evacuadas. La evacuación de los sedimentos se la realiza por la esclusa de lavado o purga, por ello es recomendable que el fondo del tanque sea construido con una pendiente del 2%.

- **Esclusa de lavado o purga:** Facilita la evacuación de los sólidos acumulados en la cámara de sedimentación. Éste elemento debe estar ubicado en el fondo de la cámara de sedimentación y debe tener una pendiente mínima del 4%.

Cálculo de la velocidad horizontal (V) y velocidad de sedimentación (W).

El desarenador será diseñado para retener partículas sólidas en el orden de 0.2 mm de diámetro.

- **Según la fórmula de Camp**

$$V = a * \sqrt{d}$$

Donde: V: Velocidad horizontal (cm/s) **V=19.68cm/s**
 a: Constante en función del diámetro a=44 (Tabla 64)
 d: Diámetro de partículas (mm) d=0.2(mm)

Tabla 64.
Constantes "a" para formula de Camp.

d (mm)	W(cm/s)
51	<0.1
44	0.1-1
36	>1

Nota: W= velocidad de sedimentación.
 Elaborado por: Agencia de Cooperación Técnica Alemana.

- **Según la fórmula de Scotti-Foglieni:**

$$W = 3.8 * \sqrt{d} + 8.3 * d$$

Donde: W: Velocidad de sedimentación (m/s) **W=0.055m/s**
 d: Diámetro de partículas (m) d=0.0002m

- **Según la tabla de Arkhangelski (Tabla 65):**

Tabla 65.
Velocidad de sedimentación según el diámetro de partículas.

d (mm)	W(cm/s)	d (mm)	W(cm/s)
0,05	0,178	0,50	5,4
0,10	0,692	0,55	5,94
0,15	1,56	0,60	6,48
0,20	2,16	0,70	7,32
0,25	2,7	0,80	8,07
0,30	3,24	1,00	9,44
0,35	3,78	2,00	15,29
0,40	4,32	3,00	19,25
0,45	4,86	5,00	24,9

Nota: d= diámetro.

Elaborado por: Agencia de Cooperación Técnica Alemana.

En la tabla 66 se observan los resultados de velocidades de sedimentación, y el promedio de dicha velocidad que será tomado para cálculos posteriores.

Tabla 66.
Velocidad promedio de sedimentación.

Método	d (mm)	W(m/s)
Formula de Scotti-Foglieni	0,2	0,055
Tabla de Arkhangelski	0,2	0,022
Promedio:		0,038

Nota: Comparación de métodos de fórmulas.

Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

Cálculo de dimensiones del tanque de sedimentación.

Datos:

Caudal: Q=0.143 l/s Q=0.00014 m³/s

Velocidad horizontal: V=0.2 m/s

Velocidad vertical: W=0.0383 m/s

Incógnitas:

b: Ancho

h: Altura

L: Longitud

Cálculo:

Ancho:

Se asume un ancho igual al canal de conducción: **b=0.2m**

Altura:

$$Q = b * h * V \rightarrow h = \frac{Q}{b * V}$$

$$\mathbf{h=0.0036 \text{ m}}$$

Longitud:

$$L = \frac{h * V}{W}$$

$$\mathbf{L=0.0187 \text{ m}}$$

Tiempo de sedimentación:

$$t = \frac{h}{W}$$

$$\mathbf{t=0.09 \text{ s}}$$

Volumen de agua según tiempo de concentración:

$$\text{Volumen} = Q * t$$

$$\mathbf{\text{Volumen} = 1.33 * 10^{-5} \text{ m}}$$

Verificación del volumen del tanque de sedimentación:

$$\text{Volumen} = b * h * L$$

$$\mathbf{\text{Volumen} = 1.33 * 10^{-5} \text{ m}}$$

Según el cálculo anterior, se tienen dimensiones demasiado pequeñas, por lo que se utilizarán como dimensiones mínimas las siguientes:

Dimensiones:	Ancho (b)	=	0.2 m
	Altura (h)	=	0.1 m
	Longitud (L)	=	0.4 m

Cálculo de compuerta de lavado

La compuerta de lavado funcionará como un orificio, por lo tanto se usará la siguiente ecuación para calcular el área del orificio:

Área de orificio

$$Q = C_d * A_o * \sqrt{2g * h} \quad \rightarrow \quad A_o = \frac{Q}{C_d * \sqrt{2g * h}}$$

Donde:

Caudal de descarga: $Q=0.00014 \text{ (m}^3/\text{s)}$

Coef. de descarga: $C_d=0.6$

Gravedad: $g=9.81 \text{ (m/s}^2\text{)}$

Carga hidráulica: $h=0.1 \text{ (m)}$

Área del orificio: **$A_o=0.0002 \text{ (m}^2\text{)}$**

Con el valor del área del orificio se calcula el diámetro requerido de tubería:

Diámetro calculado de tubería: $D_t=14.71\text{mm}$

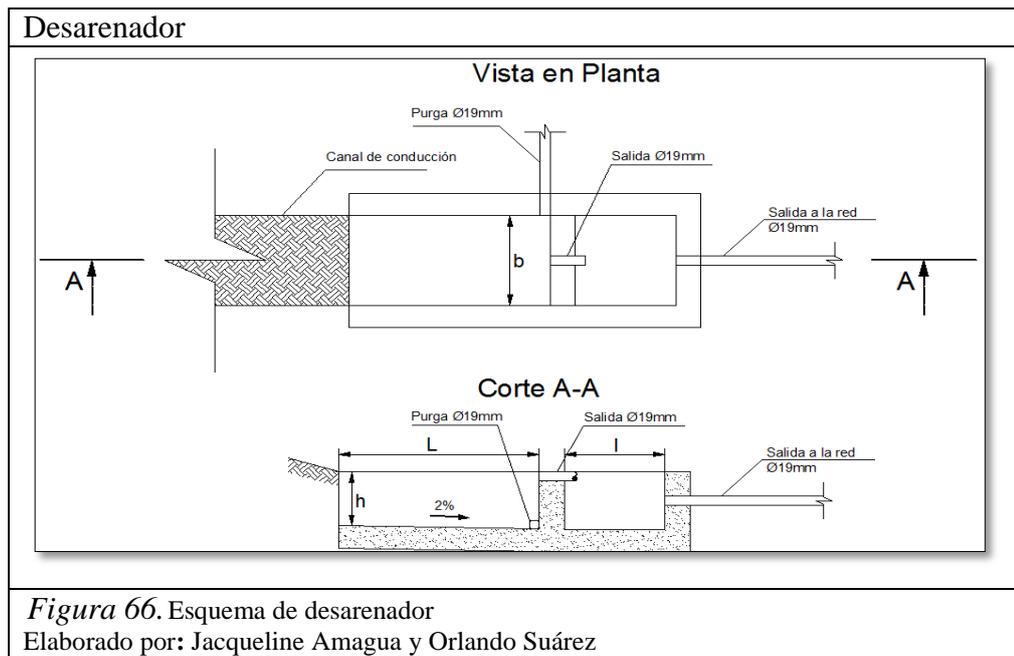
El diámetro mínimo de tubería que existe en el mercado es de 19mm, con un área (A_o) aproximada de 0.0003 m^2 .

Cálculo de velocidad de flujo dentro del orificio

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

$V=0.504 \text{ m/s}$

En la figura 66 se observa un esquema del desarenador.



Debido a que fue necesario utilizar un desarenador de mínimas dimensiones para el caudal de Chinchiloma y siendo el caudal de Cunupugro menor, se utilizará un desarenador similar en Cunupugro. En la tabla 67 se aprecia un cuadro de resumen de las dimensiones de los desarenadores.

Tabla 67.
Resumen dimensiones de desarenadores.

Desarenador	Tanque de sedimentación			Cajón de paso	Tubería de salida a la red	Tubería de purga
	b (m)	h (m)	L (m)	l (m)	D (mm)	D (mm)
Chinchiloma	0,20	0,10	0,40	0,20	19,00	19,00
Cunupugro	0,20	0,10	0,40	0,20	19,00	19,00

Nota: b= ancho; h= altura; D= diámetro.

Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

4.1.9.3. Diseño de tanques rompe presión.

Los tanques rompe presión son utilizados cuando existe una gran diferencia entre las cotas de captación y las cotas de los puntos de consumo, como es el caso del proyecto. La mayor cota de captación es la de Cunupugro de 3590 m.s.n.m, la menor cota de consumo del sistema es de 3202 m.s.n.m.

Al tener una gran diferencia entre cotas, las presiones del sistema pueden superar las presiones admisibles de tuberías, lo que provoca graves daños en éstas.

Dimensionamiento del tanque rompe presión.

Datos:

Caudal máximo disponible:	Q	=	0.27 l/s
Diámetro tubería de entrada:	De	=	¾ in
Altura de sedimentación:	H _{sed}	=	0.05 m
Borde libre:	Bl	=	0.10 m
Aceleración de gravedad:	g	=	9.81 m/s ²

Cálculo de velocidad.

Ecuación Hazen-Williams de velocidad para C=140 (Agüero, 2009)

$$V = 1.9735 \frac{Q}{De^2}$$

$$\mathbf{V=0.94 \text{ m/s}}$$

Cálculo de la carga

$$H = \frac{1.56 * V^2}{2g}$$

$$H=0.071 \text{ m}$$

Como altura mínima se utilizará:

$$H= 0.2\text{m}$$

Altura total de tanque (Ht)

$$Ht=A+H+Bl$$

$$\mathbf{Ht=0.35\text{m}}$$

Tubería de rebose y limpieza

Ecuación Hazen-Williams de diámetro para C=140 (Agüero, 2009)

$$D = \frac{0.71 * Q^{0.38}}{hf^{0.21}}$$

Es recomendable usar un valor de pérdida de carga hf=0.062 m/m

$$Dr=0.77\text{in}$$

Tubería de salida

$$Q = V * A * Cd$$
$$D = \sqrt{\frac{4 * Q}{V * \pi * Cd}}$$

El coeficiente de descarga (Cd) varía entre 0.6 y 0.8.

Se asume Cd=0.8

$$D=0.021\text{m}$$

Se utilizará la tubería comercial de diámetro más cercano:

$$\mathbf{Ds=0.019\text{ m}}$$

Cálculo de carga en tubería de salida

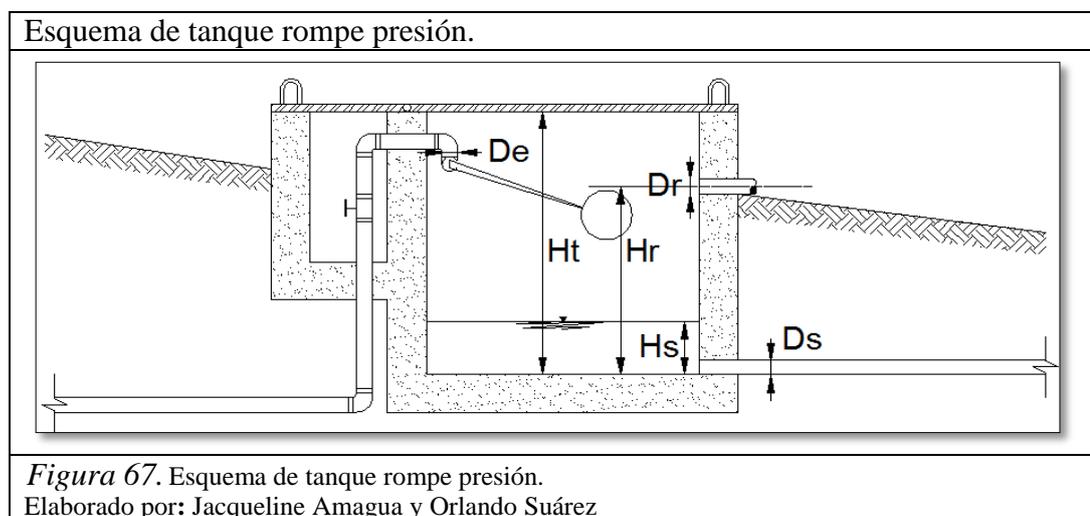
$$Q = Cd * Ao * \sqrt{2g * Hs}$$
$$Hs = \frac{Q^2}{Cd^2 * Ao^2 * 2g}$$

El área (Ao) utilizada es el área de la tubería de salida (Ds=19mm)

$$Ao=0.00028\text{m}^2$$

$$\mathbf{Hs=0.069\text{m}}$$

En la figura 67 se observa un esquema del tanque rompe presión.



Debido a que fue necesario utilizar las medidas mínimas del tanque rompe presión para el caudal máximo, se utilizará este diseño para todos los tanques rompe presión. En la tabla 68 constan las medidas para el tanque rompe presión tipo.

Tabla 68.
Medidas de tanque rompe presión

Ht	Hr	Hs	De	Dr	Ds
m	m	m	mm	mm	mm
0,35	0,25	0,07	19	19	19

Nota: m= metros; mm= milímetros.

Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

4.1.9.4. Diseño de red de conducción

La línea de conducción comprende tuberías y dispositivos de control para transportar el agua desde la fuente hacia el sitio de distribución. La conducción debe garantizar condiciones adecuadas de calidad y cantidad de agua.

El parámetro más importante a tomar en cuenta en el diseño de tuberías es la pérdida de presión. Las pérdidas de presión se clasifican en pérdidas por fricción (pérdida de carga a través de la tubería) y pérdidas locales (pérdidas por válvulas, codos, etc).

En el diseño de tuberías de flujo forzado a gravedad se debe considerar que:

- Si el terreno tiene pendientes bajas que apenas lleguen a dar la carga mínima necesaria para dar servicio, es necesario colocar tubos de diámetro mayor con el objetivo de reducir pérdidas por fricción.
- Si el terreno tiene pendientes altas que generen carga excesiva en los nudos, es recomendable utilizar tuberías de diámetros pequeños para aumentar las pérdidas por fricción y reducir la presión en los nudos.

En el diseño se tomaron en cuenta las siguientes consideraciones:

- Las tuberías serán de PVC, como ya se ha determinado anteriormente.
- Según la norma aplicada (Norma CO 10.7-602), la conducción será diseñada para 1.1 veces el caudal máximo diario.

- Velocidad mínima de de flujo 0,5 l/s.
- Velocidad máxima de flujo 6 m/s.

Diseño hidráulico

Las líneas de conducción son diseñadas determinando el diámetro en función de las pérdidas. Para calcular dichas pérdidas se pueden utilizar varias ecuaciones como la de Darcy-Weisbach, Manning, Hazen-Williams, Scimeni. Se utilizará la ecuación de Darcy-Weisbach debido a que es aplicable para cualquier material, cualquier tipo de flujo y además es considerada una de las más precisas.

Ecuación de Darcy-Weisbach:

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

Donde: hf: Pérdida de energía por fricción (m)

f: Coeficiente de perdidas

L: Longitud del tramo (m)

D: Diámetro interior del tubo (m)

V=Velocidad media del flujo (m/s)

Para determinar el coeficiente de pérdidas (f) es necesario determinar el régimen de flujo en la tubería. Generalmente se presenta régimen de flujo turbulento, éste régimen se divide en tres zonas de flujo. Para establecer en que zona se encuentra el flujo, se determina el número de Reynolds (Re) y se compara con los números de Reynolds limites (Re' y Re''). Si $Re < Re'$ el flujo corresponde a tubo liso, si $Re' < Re < Re''$ el flujo corresponde a la zona precuadrática, si $Re > Re''$ el flujo corresponde a la zona cuadrática.

$$Re' = \frac{10}{\Delta R}$$

$$Re = \frac{U * D}{V}$$

$$Re'' = \frac{500}{\Delta R}$$

Donde:

Re: Número de Reynolds.

Re': Límite de zona de flujo de tubo liso.

Re'': Límite de zona de flujo precuadrático.

U: Viscosidad cinemática del agua.

D: Diámetro de tubería.

V: Velocidad de flujo.

ΔR: Rugosidad relativa de la tubería.

Según la zona en la cual esté el flujo se aplica la ecuación pertinente. En la tabla 69 se observa las ecuaciones a usar según el tipo de zona de flujo.

Tabla 69.

Ecuaciones para el cálculo del coeficiente de pérdidas.

Condición	Zona	Ecuación	
Re < Re'	Tubo liso	Prandtl	$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \log(Re * \sqrt{f}) - 0,8$
Re' < Re < Re''	Precuadrática	Colebrook	$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log\left(\frac{2,51}{Re * \sqrt{f}} + \frac{\Delta R}{3,7 * D}\right)$
Re > Re''	Cuadrática	Prandtl	$f = \frac{0,25}{\left(\log \frac{\Delta R}{3,7}\right)^2}$

Nota: Re= Número de Reynolds.

Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

Datos de Diseño

Tramo: T-1 (Cap 3 - Tratamiento)

L= 37m

Q= 0,00131 m³/s

U=1,003 x10⁻⁶ m²/s (Viscosidad cinemática)

Δ=0,0015 mm (Rugosidad Absoluta)

D= 25mm (Diámetro asumido)

Cálculo del área de tubo.

$$A = \pi * \left(\frac{D}{2}\right)^2$$

$$A = \pi * \left(\frac{0,025}{2}\right)^2$$

$$A=0,00049\text{m}^2$$

Calculo de velocidad de flujo

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

$$V = \frac{0,00131}{0,00049}$$

$$V=2,674$$

Cálculo del número de Reynolds

$$Re = \frac{V * D}{U}$$

$$Re = \frac{2,674 * 0,025}{1,003 * 10^{-6}}$$

$$Re=66659$$

Definición de zona de flujo

$$\Delta R = \frac{\Delta}{D}$$

$$\Delta R = \frac{0,0015}{25}$$

$$\Delta R = 0,00006$$

$$Re = \frac{2,674 * 0,025}{1 * 10^{-6}}$$

$$Re = 66659$$

$$Re' = \frac{10}{0,00006}$$

$$Re' = 166667$$

$$Re'' = \frac{500}{0,00006}$$

$$Re'' = 8333333$$

$$Re < Re'$$

El flujo corresponde a la zona de tubo lizo.

Cálculo del coeficiente de pérdidas (f)

Debido a la complejidad de la ecuación es necesario realizar un proceso iterativo para definir el valor de f.

$$f=0,019$$

Cálculos de pérdidas por fricción (hf)

$$hf = 0,019 * \frac{37}{0,025} * \frac{2,674^2}{2 * 9,81}$$

hf=10,25m

Se utiliza el mismo procedimiento para el resto de tuberías. Los cálculos se encuentran en el anexo 23 y los resultados en la tabla 70.

Tabla 70.

Resultados de las pérdidas de fricción en la tubería.

Tubo	hf (m)								
T - 1	10,25	T - 15	0,09	T - 29	0,47	T - 43	0,89	T - 57	0,89
T - 2	0	T - 16	0,23	T - 30	1,75	T - 44	0,3	T - 58	0,43
T - 3	1,06	T - 17	0	T - 31	0,08	T - 45	0,96	T - 59	0
T - 4	0,39	T - 18	0,48	T - 32	0,91	T - 46	1,31	T - 60	0
T - 5	1,69	T - 19	0	T - 33	0,24	T - 47	0,45	T - 61	0
T - 6	0,34	T - 20	1,91	T - 34	1,97	T - 48	0,83	T - 62	0
T - 7	1,48	T - 21	0,17	T - 35	6,59	T - 49	1,92	T - 63	0
T - 8	0,43	T - 22	0,29	T - 36	6,8	T - 50	0	T - 64	0
T - 9	1,41	T - 23	0,9	T - 37	1,2	T - 51	0	T - 65	0
T - 10	1,28	T - 24	0,43	T - 38	1,87	T - 52	1,76	T - 66	0
T - 11	0,55	T - 25	0,49	T - 39	1,21	T - 53	0,96	T - 67	0
T - 12	0,49	T - 26	0,4	T - 40	0,36	T - 54	1,22		
T - 13	4,79	T - 27	0,34	T - 41	2,47	T - 55	0,86		
T - 14	4,32	T - 28	0,38	T - 42	1,26	T - 56	1,01		

Nota: m= metros.

Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

Tanques de almacenamiento

Como se ha visto anteriormente en el capítulo 4.1.1.2, existen dos tanques de almacenamiento con una capacidad de 6 m³ cada uno.

Los tanques actualmente se encuentran en funcionamiento, no se han detectado perdidas de volumen por filtración, por ésta razón únicamente será necesario adecuar dichos tanques para recibir el agua tratada. La adecuación consiste en una limpieza, desinfección y pintura. Adicionalmente se debe colocar seguridades y facilidades para el mantenimiento, es decir, colocar estribos y tapas selladas herméticamente.

En las figuras 68 y 69 se observan los tanques de almacenamiento.

Tanque de almacenamiento



Figura 68. Tanque # 1
Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

Tanque de almacenamiento



Figura 69. Tanque # 2
Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

Reservorio

El caudal total captado es de 0.279l/s, el cual no satisface la demanda como se muestra en la tabla 71.

Tabla 71.
Relación oferta-demanda (Caudales)

Relación oferta-demanda (Caudales)							
N°	Año	Población	Cabezas de ganado	Demanda l/s	QMD l/s	Oferta l/s	Déficit l/s
0	2015	390	156	0,423	0,528	0,279	0,249
1	2016	398	159	0,431	0,539	0,279	0,260
2	2017	406	163	0,440	0,550	0,279	0,271
3	2018	415	166	0,450	0,562	0,279	0,283
4	2019	423	169	0,458	0,573	0,279	0,294
5	2020	432	173	0,468	0,585	0,279	0,306
6	2021	441	177	0,478	0,597	0,279	0,318
7	2022	450	180	0,488	0,610	0,279	0,331
8	2023	460	184	0,498	0,623	0,279	0,344
9	2024	469	188	0,508	0,635	0,279	0,356
10	2025	479	192	0,519	0,649	0,279	0,370
11	2026	489	196	0,530	0,662	0,279	0,383
12	2027	499	200	0,541	0,676	0,279	0,397
13	2028	510	204	0,552	0,691	0,279	0,412
14	2029	520	208	0,563	0,704	0,279	0,425
15	2030	531	212	0,575	0,719	0,279	0,440
16	2031	542	217	0,587	0,734	0,279	0,455
17	2032	553	221	0,599	0,749	0,279	0,470
18	2033	565	226	0,612	0,765	0,279	0,486
19	2034	577	231	0,625	0,781	0,279	0,502
20	2035	589	235	0,638	0,798	0,279	0,519
21	2036	601	240	0,651	0,814	0,279	0,535
22	2037	613	245	0,664	0,830	0,279	0,551
23	2038	626	250	0,678	0,848	0,279	0,569
24	2039	639	256	0,692	0,865	0,279	0,586
25	2040	653	261	0,707	0,884	0,279	0,605

Nota: QMD= Caudal medio diario.

Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

En la tabla 72 se observan los volúmenes diarios según los caudales de la tabla 71.

Tabla 72.
Relación oferta-demanda (Volúmenes)

Relación oferta-demanda (Volúmenes)							
N°	Año	Población	Cabezas de ganado	Demanda m ³	VMD m ³	Oferta m ³	Déficit m ³
0	2015	390	156	36,504	45,630	24,106	21,524
1	2016	398	159	37,255	46,569	24,106	22,463
2	2017	406	163	38,010	47,513	24,106	23,407
3	2018	415	166	38,841	48,551	24,106	24,445
4	2019	423	169	39,603	49,504	24,106	25,398
5	2020	432	173	40,441	50,552	24,106	26,446

N°	Año	Población	Cabezas de ganado	Demanda	VMD	Oferta	Déficit
				m ³	m ³	m ³	m ³
6	2021	441	177	41,284	51,604	24,106	27,499
7	2022	450	180	42,130	52,662	24,106	28,557
8	2023	460	184	43,052	53,815	24,106	29,710
9	2024	469	188	43,907	54,883	24,106	30,778
10	2025	479	192	44,838	56,047	24,106	31,941
11	2026	489	196	45,773	57,216	24,106	33,111
12	2027	499	200	46,713	58,391	24,106	34,285
13	2028	510	204	47,729	59,661	24,106	35,556
14	2029	520	208	48,678	60,847	24,106	36,742
15	2030	531	212	49,704	62,130	24,106	38,024
16	2031	542	217	50,734	63,418	24,106	39,312
17	2032	553	221	51,770	64,712	24,106	40,607
18	2033	565	226	52,883	66,103	24,106	41,998
19	2034	577	231	54,000	67,500	24,106	43,395
20	2035	589	235	55,123	68,904	24,106	44,799
21	2036	601	240	56,252	70,315	24,106	46,209
22	2037	613	245	57,386	71,732	24,106	47,627
23	2038	626	250	58,598	73,247	24,106	49,141
24	2039	639	256	59,815	74,769	24,106	50,663
25	2040	653	261	61,110	76,388	24,106	52,282

Nota: VMD= Volumen medio diario.

Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

Según los datos de las tablas 71 y 72 se puede concluir que existe un déficit de agua en la actualidad demostrando la problemática en la comunidad de Chinchiloma, motivo por el cual se propone diseñar un tanque de almacenamiento (reservorio), el cual debe satisfacer la demanda durante la vida útil del proyecto (25 años).

El volumen necesario de almacenamiento para satisfacer la demanda de consumo humano y abrevadero al final del periodo de diseño es de 52.282 m³, de los cuales se descuenta los 12 m³ que almacenan los tanques de distribución, siendo necesario diseñar un reservorio para 40.282 m³.

Los meses de menor precipitación son los meses de julio y agosto, como se puede observar en la tabla 73.

Tabla 73.

Precipitaciones diarias promedio por mes

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1993	35,3	106,1	108,6	82,2	59,8	6,9	8,7	0,2	29,8	14,2	95,7	96,1
1994	98,6	77,3	112,4	204,3	43,8	2,4	9,5	9,8	17,7	55,6	129,0	55,1
1995	18,8	27,3	85,4	62,2	49,4	24,8	30,0	41,8	14,6	76,7	156,0	57,3

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1996	90,2	93,8	101,0	89,3	123,5	72,0	4,3	19,4	20,9	89,7	28,3	58,3
1997	116,5	57,7	106,4	78,7	35,1	27,8	0,0	0,3	52,6	36,5	88,6	46,6
1998	20,9	75,1	79,6	79,9	85,1	20,5	26,8	4,9	24,1	55,7	63,8	35,4
1999	76,4	119,0	68,1	84,0	56,5	34,3	8,9	9,6	82,6	55,3	33,5	102,1
2000	78,5	106,5	72,0	95,5	167,1	63,3	6,2	4,2	108,4	35,5	41,4	34,8
2001	50,1	39,1	59,0	43,7	33,6	13,0	25,1	0,0	36,0	28,8	45,5	37,4
2002	23,9	34,9	26,7	110,1	32,9	42,2	1,4	6,3	19,4	114,3	88,9	98,4
2003	38,8	62,7	32,5	76,0	14,4	35,3	24,6	0,0	20,5	83,7	63,4	38,7
2004	38,6	20,5	16,3	84,3	63,6	1,5	4,5	0,6	50,6	48,0	54,7	106,5
2005	38,3	69,3	68,2	54,8	30,2	21,8	7,6	6,6	40,3	45,1	33,8	169,1
2006	41,2	84,7	108,6	88,2	38,5	62,3	3,5	4,9	4,8	72,7	134,2	101,5
2007	18,8	22,6	84,8	143,9	41,6	35,6	5,0	12,3	10,6	102,7	83,5	72,0
2008	73,8	101,0	145,9	114,1	91,7	38,1	9,5	22,8	46,5	123,0	64,7	53,9
2009	75,2	45,4	105,0	37,7	26,5	48,5	1,7	1,3	17,7	42,6	34,5	67,4
2010	22,6	41,3	23,3	119,4	60,2	58,5	63,1	10,2	48,6	57,7	116,4	105,1
2011	56,0	109,0	88,4	170,8	39,7	26,2	58,8	31,4	14,9	77,1	59,0	86,0
2012	86,0	69,3	52,7	112,7	6,7	7,7	3,2	5,6	9,5	59,8	113,9	19,4
2013	31,7	99,6	69,2	75,0	124,5	2,5	3,8	22,9	4,7	82,3	23,8	42,6
Promedio	53,8	69,6	76,9	95,5	58,3	30,7	14,6	10,2	32,1	64,6	73,9	70,7

Nota: Precipitaciones mensuales en milímetros.

Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

Para compensar el volumen necesario durante los meses de julio y agosto se diseñará el reservorio con una capacidad de 100 m^3 . Se utilizará un tanque cuadrado tipo de 100m^3 que recomienda en estos casos la Empresa Pública Metropolitana de Agua Potable y Saneamiento (EPMAPS). En la tabla 74 se observa las dimensiones del tanque tipo.

Tabla 74.

Dimensiones del tanque tipo de 100m^3 .

Largo (m)	Ancho (m)	Profundidad (m)
6.50	6.50	3.50

Nota: m= metros.

Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

Diseño estructural tanque tipo de 100m^3

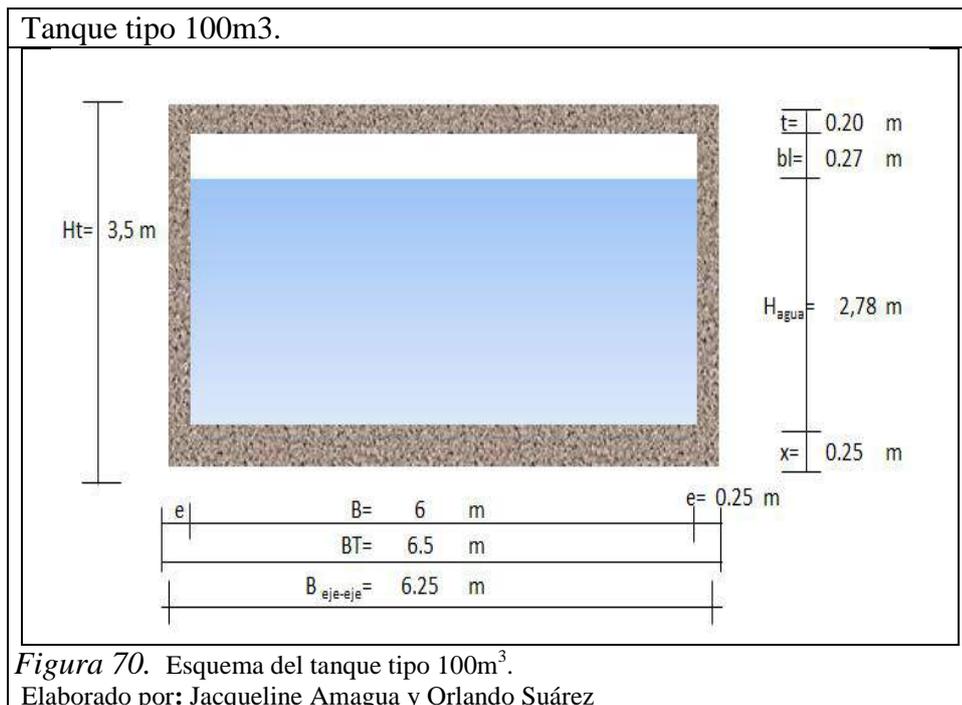
El análisis estructural será realizado para 2 estados de carga:

El tanque vacío, para comprobar la resistencia ante el empuje del suelo. El tanque lleno sin apoyo de suelo para simular el escenario de prueba de estanqueidad.

Adicionalmente es necesario realizar un análisis sísmico utilizando el peso del tanque y de su contenido, según lo especificado en el NEC-2013.

Dimensiones del tanque

V=	100.00	m ³	Volumen
b=	6.00	m	Ancho de la base
h=	2.78	m	Altura de agua
bl=	0.27	m	Borde libre
H=	3.05	m	Altura interna
γ_{H_2O} =	9,81	kN/m ³	Peso específico
Ht=	3.50	m	Altura total
t=	0.20	m	Espesor de losa tapa
x=	0.25	m	Espesor losa fondo
e=	0.25	m	Espesor muro
Bt=	6.50	m	Ancho total
Ancho eje=	6.25	m	



Especificaciones de los materiales

Acero:

Fy=	4200	kg/cm ²	Acero de refuerzo en flexión
Es=	2.10E+06	kg/cm ²	Módulo de elasticidad del acero

Hormigón:

$F'c=$	210	kg/cm ²	Resistencia del hormigón
$E_c=$	217370.65	kg/cm ²	Módulo de elasticidad del hormigón
$\gamma_{\text{hormigón}}=$	2400	kg/cm ³	Peso específico del hormigón

A) Tanque vacío.

Calculo del empuje activo.

Datos del suelo

Los datos del suelo corresponden a los datos obtenidos en el capítulo del estudio geológico y geotécnico.

$q=$	6.62	kg/cm ²	Capacidad portante
$\gamma_s=$	1.62	T/m ³	Peso volumétrico
$\phi=$	25.88	°	Angulo de fricción del suelo

$$k_a = \left(\frac{1 - \text{sen}\phi}{1 + \text{sen}\phi} \right)$$

$K_a= 0.39$ Coeficiente de empuje activo

El tanque será colocado a una profundidad igual a la profundidad del agua.

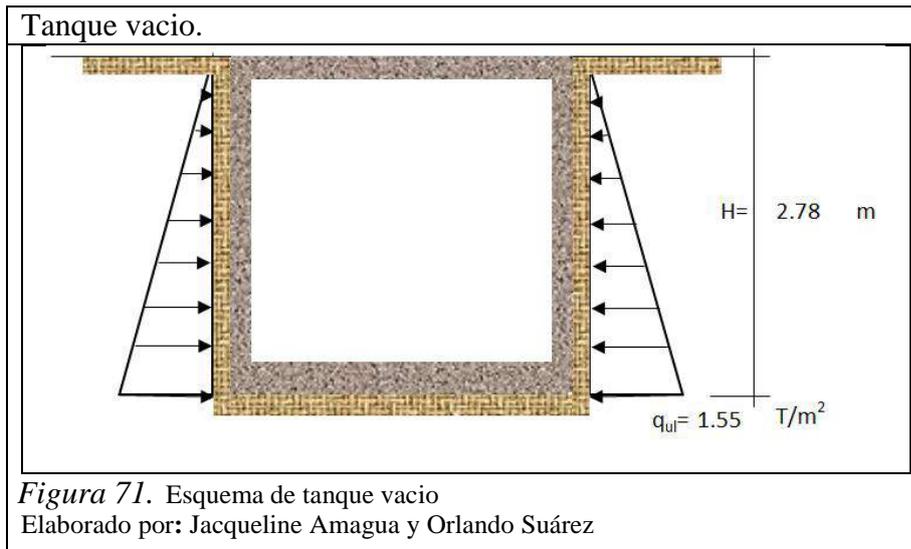
$$q_t = \gamma_s * H_{\text{agua}} * k_a$$

Donde:

$\gamma_s=$	1.62	T/m ³	Peso volumétrico
$H_{\text{agua}}=$	2,78	m	Profundidad de agua
$q_t=$	1.00	T/m ²	Presión de tierra
$K_a=$	0,39		Coef. empuje activo

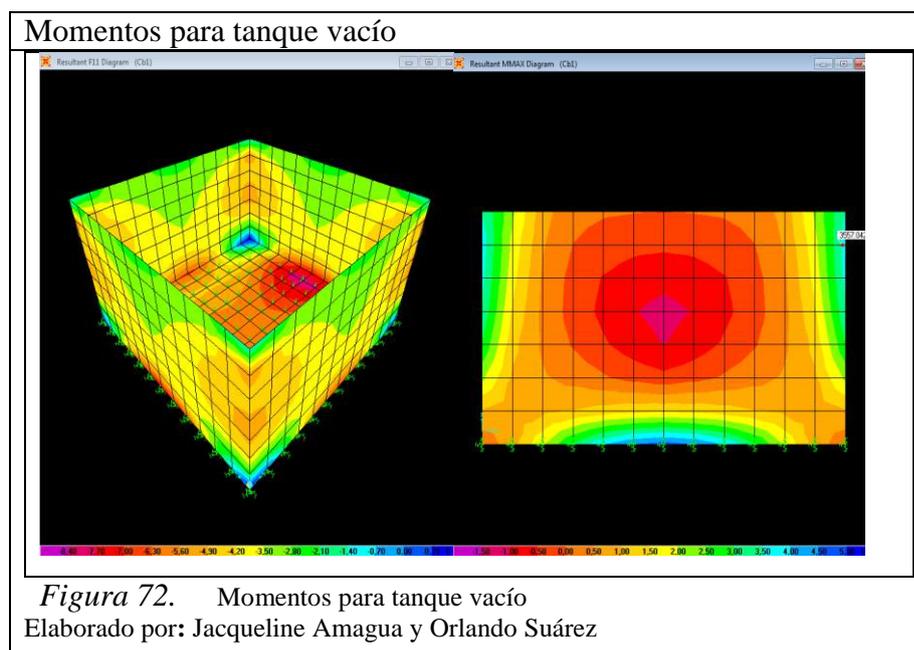
$$q_{ul} = q_t * \phi$$

$\phi=$	1.55		Coeficiente de mayoración
$q_{ul}=$	1.55	T/m ³	Presión última de suelo



Los momentos fueron obtenidos con el programa estructural SAP 2000, como se observa en la figura 72

Cálculo de refuerzo para momento positivo.



$M_u(+)=$	355704.2	kg-cm	Momento positivo
$F_y=$	4200	Kg/cm^2	Esfuerzo de fluencia acero
$f'_c=$	210	Kg/cm^2	Resistencia compresión hormigón.
$\phi =$	0.9		Factor de reducción de capacidad de carga
$b=$	100	cm	Base
$d=$	23	cm	Peralte efectivo

$$A_s = \frac{0.85 * f'c * b * d}{Fy} * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{0.85 * \phi * f'c * b * d^2}} \right]$$

$$A_s = 4.18 \text{ cm}^2$$

Ro real (ρ)

$$\rho = \frac{A_s}{b * d}$$

$$\rho = 0.0018$$

Ro Balanceado (ρ_b)

$$\rho_b = 0.85 * \beta_1 * \frac{f'c}{Fy} * \frac{0.003}{\frac{Fy}{Es} + 0.003}$$

Donde:

$\beta_1 = 0,85$		Factor de control de calidad del concreto.
$f'c = 210$	kg/cm^2	Resistencia a la compresión del hormigón.
$Fy = 4200$	kg/cm^2	Esfuerzo de fluencia del acero.
$Es = 2.1 * 10^6$	kg/cm^2	Modulo de elasticidad del acero.
$\rho_b = 0.0217$		Ro Balanceado

Ro Máximo (ρ_{max})

$$\rho_{max} = 0.75 * \rho_b$$

$$\rho_{max} = 0.0163$$

Ro Mínimo (ρ_{min})

$$\rho_{min} = \frac{14}{Fy}$$

$$\rho_{min} = 0.003$$

En la tabla 75, se observa la referencia entre los valores de ρ .

Tabla 75.
Valores de ρ

Parámetro	Valor
ρ_b	0,0217
ρ_{max}	0,0163
ρ_{min}	0,0033
ρ	0,0018

Nota: ρ = cuantía de acero.

Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

Debido a que el porcentaje de acero (ρ) es inferior al porcentaje mínimo (ρ_{min}), se calcula la armadura con el porcentaje mínimo (ρ_{min}).

Armadura

$$A_{s\ min} = \rho_{min} * b * d$$

Donde:

ρ_{min}	=	0.0033		Ro mínimo.
b	=	100	cm	Base.
d	=	23	cm	Peralte efectivo.
$A_{s\ min}$	=	7.67	cm ²	Refuerzo mínimo

El proceso para calcular la cuantía de acero para el momento negativo es similar, se puede observar en el anexo 25. En la tabla 76 se observa la cuantía de acero con la que se armará, tanto para el momento positivo, como para el momento negativo.

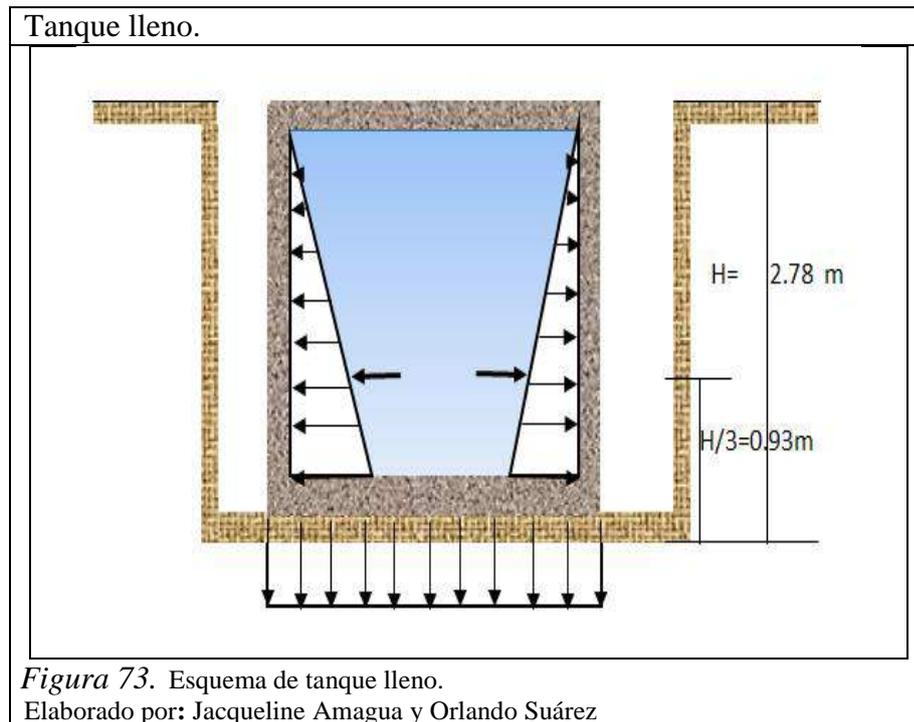
Tabla 76.
Cuantía de acero para tanque vacío.

Acero Horizontal		
Momento kg/cm	Positivo	Negativo
	355704	111138
As horizontal cm ²	7,67	7,67
Acero Vertical		
Momento kg/cm	Positivo	Negativo
	461105	115160
As vertical cm ²	7,67 cm ²	7,67 cm ²

Nota: kg/cm= kilogramo por centímetro.

Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

B) Tanque lleno



Se calcula la presión hidrostática con la siguiente fórmula:

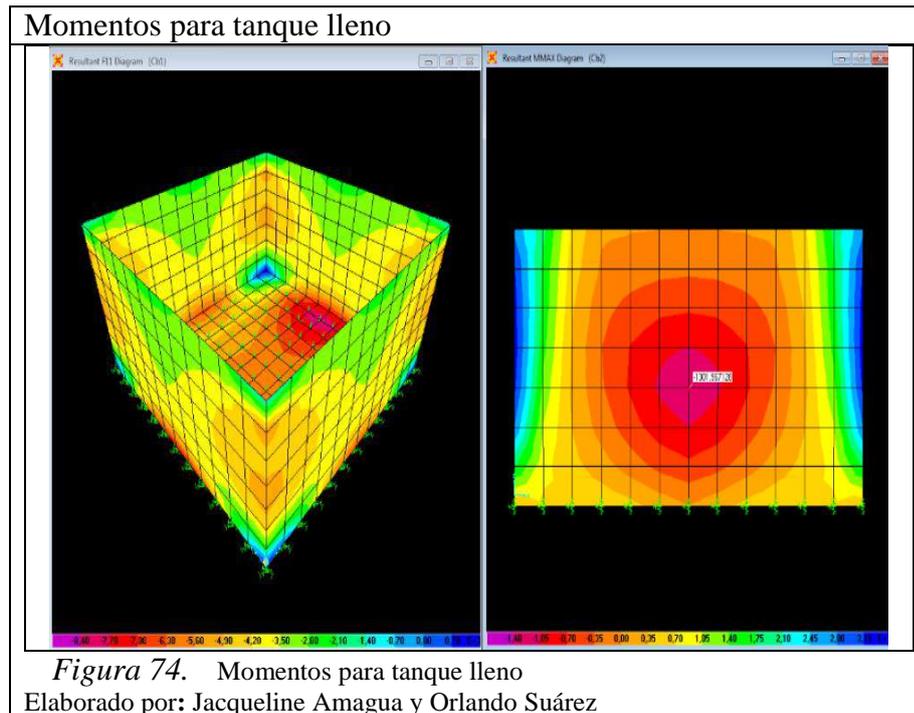
$$W_a = \gamma_o * H_{\text{agua}}$$

Donde:

Hagua=	2,78	m	Profundidad de agua
γ_o =	1.00	T/m ³	Peso volumétrico agua.
Wa=	2,78	t/m ²	Angulo de fricción del suelo

De igual manera se utilizó el programa SAP2000 para obtener los momentos y para obtener la cuantía de acero se siguió el mismo procedimiento que en el escenario del tanque vacío.

En la figura 74 se observa la resultante del programa SAP.



En la tabla 77, se observa la cuantía para los momentos obtenidos.

Tabla 77.
Cuantía de acero para tanque vacío.

Momento	Positivo	Negativo
kg/cm	311367	130196
As	7,67	7,67
cm²		

Nota: kg/cm= kilogramo por centímetro
Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

C) Análisis Sísmico.

Calculo de cortante basal

$$V = \frac{I * Z * C}{R * \phi_p * \phi_c} * W$$

I = Factor de importancia

W = Carga reactiva (II estado de carga)

C = Coeficiente de magnificación dinámica

Z = Factor de zona sísmica (Tabacundo)

R = Factor de reducción de respuesta estructural

ϕ_p y ϕ_c = Factor de configuración estructural en planta y elevación

Según lo que se establece en el NEC:

- Los tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendios corresponden a edificaciones esenciales o peligrosas, por tanto su factor de importancia es 1.5
- Los pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales se hormigón armado o con diagonales rigidizadoras, corresponde un coeficiente de reducción de respuesta estructural (R) de 6.
- $\phi_e=1$ para configuraciones en elevación cuya altura de entrepiso y la configuración vertical de sistemas aporticados, es constante entre todos los niveles.
- $\phi_p=1$ para la configuración en planta ideal en un sistema estructural que el Centro de Rigidez es semejante al Centro de Masa.

Periodo de vibración (T)

$$T = C_t * h_n^\alpha$$

Donde:

C _t =	0.05		
α=	0.75		
h _n =	2.78	m	Altura máxima
T=	0.105	s	

Aceleración espectral

Datos:

W=	100	Ton
Z=	0,40	Factor de Zona sísmica
Suelo=	C	Tipo de suelo

Coefficientes de amplificación dinámica de perfiles del suelo

$$F_a=1.20$$

$$F_d=1.30$$

$$F_s=1.30$$

$$S_a = \eta Z F_a \text{ para } 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r \text{ para } 0 \leq T \leq T_c$$

n= 2,48 Coeficiente de acuerdo a la provincia de la Sierra

r= 1,50 Coeficiente de acuerdo al tipo de suelo

T_c = 0,77 s

S_a = 1,19

T_o = 0,14 s

S_a = 1,01

Valor del cortante basal

I =	1.50	
W =	100.00	T
Z =	0.40	
C =	2.19	
R =	6.00	
ϕ _p =	1.00	
ϕ _c =	1.00	
V =	25.30	T

Distribución de fuerzas sísmicas

Distribución de fuerzas sísmicas laterales

$$V = \sum_{i=1}^n F_i \quad ; \quad V_x = \sum_{i=x}^n F_i \quad ; \quad F_x = \frac{W_x * h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i * h_i^k} * V$$

Donde:

V = Cortante total en la base de la estructura

V_x = Cortante total en el piso x de la estructura

F_i = Fuerza lateral aplicada en el piso i de la estructura

F_x = Fuerza lateral aplicada en el piso x de la estructura

n = Número de pisos de la estructura

W_x = Peso asignado al piso o nivel x de la estructura, siendo una fracción de la carga W (incluye la fracción de la carga viva correspondiente)

- W_i = Peso asignado al piso o nivel i de la estructura, siendo una fracción de la carga W (incluye la fracción de la carga viva correspondiente)
 h_x = Altura del piso x de la estructura
 h_i = Altura del piso i de la estructura
 k = Coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura
 T

Determinación de k :

Valores de T (s)	k
≤ 0.5	1
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.50T$
> 2.5	2

$$T = 0.11 \quad s$$

$$k = 1.00$$

Datos para la distribución:

- B = 6.00 m
 L = 6.00 m
 H_{agua} = 2.78 m
 γ_{agua} = 1.00 T/m³
 Distancia de distribución= 0.40 m
 n = 6.95
 V = 25.30 T
 W = 100.00 T

En la tabla 78 se observan los valores de la fuerza horizontal.

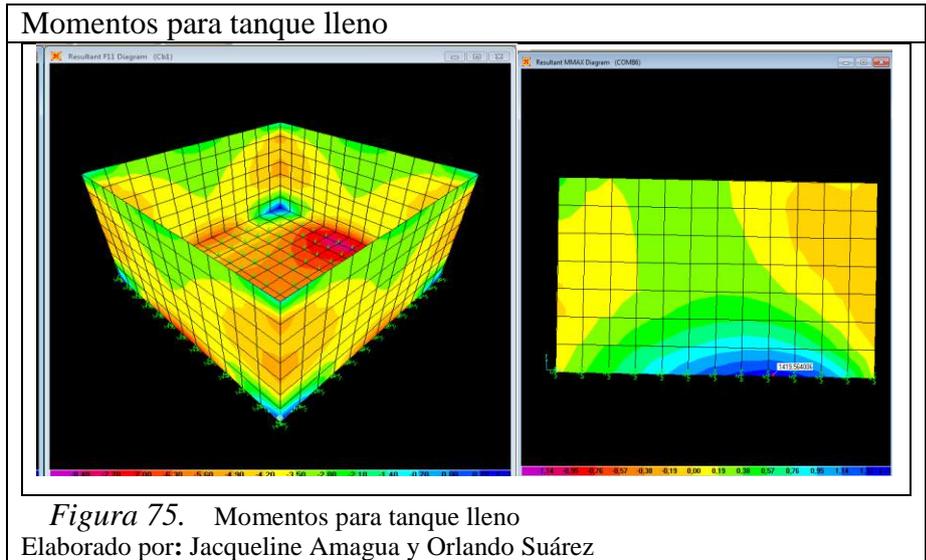
Tabla 78.
Fuerza horizontal por nivel.

h_x	Volumen	W_x	$h_x k$	F_x
(m)	(m ³)	(t)	(m)	(t)
0,4	14,4	14,4	0,4	0,52
0,8	28,8	28,8	0,8	2,1
1,2	43,2	43,2	1,2	4,72
1,6	57,6	57,6	1,6	8,39
2	72	72	2	13,11
2,4	86,4	86,4	2,4	18,87
2,78	100,08	100,08	2,78	25,32

Nota: h_x = altura en cada tramo.

Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

Los momentos se obtuvieron utilizando el programa estructural SAP2000 como se observa en la figura 75.



En la tabla 79 se observa el resultado.

Tabla 79.

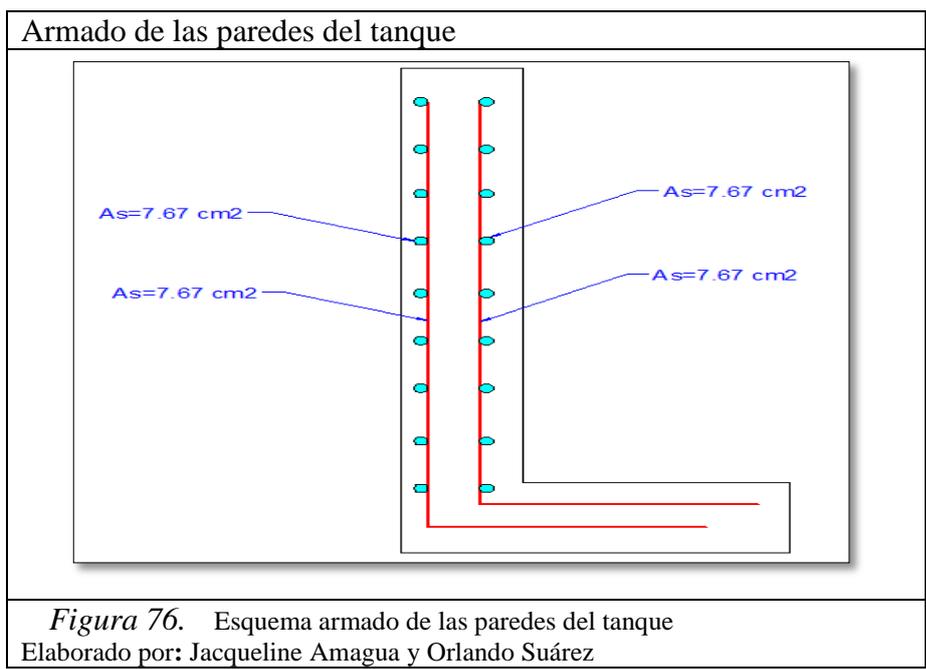
Cuantía de acero para análisis sísmico.

Momento kg/cm	Positivo	Negativo
	141956	10344
As m ²	7,67	7,67

Nota: As*m²= Acero por cada metro cuadrado.

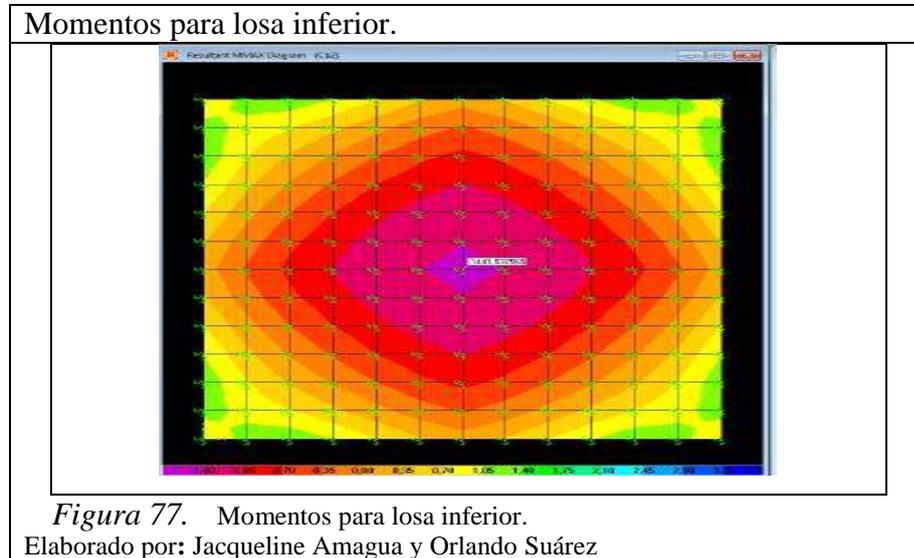
Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

En la figura 76 se observa un esquema del armado de las paredes del tanque.



Losa inferior del tanque

Se obtuvieron los momentos con el programa estructural SAP 2000 como se observa en la figura 77.



En la tabla 80 se observa la cuantía de acero para la losa inferior.

Tabla 80.

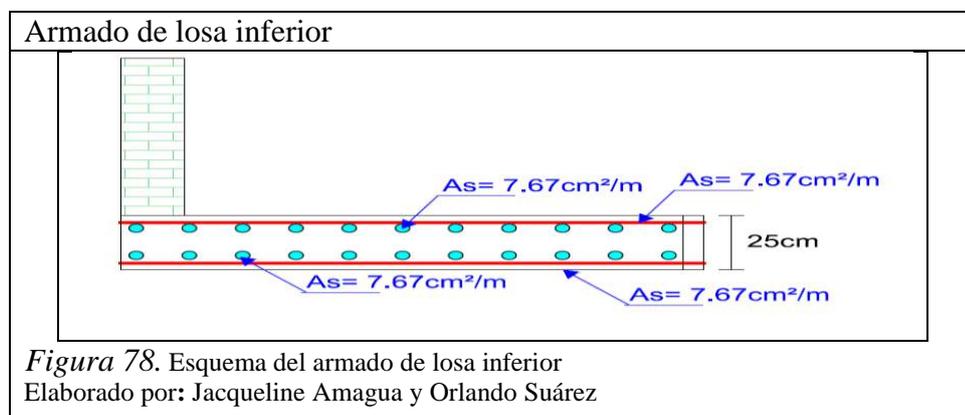
Cuantía de acero para análisis sísmico.

Momento kg/cm	Positivo	Negativo
	15836	144154
As cm ²	7,67	7,67

Nota: As*m²= Acero por cada metro cuadrado.

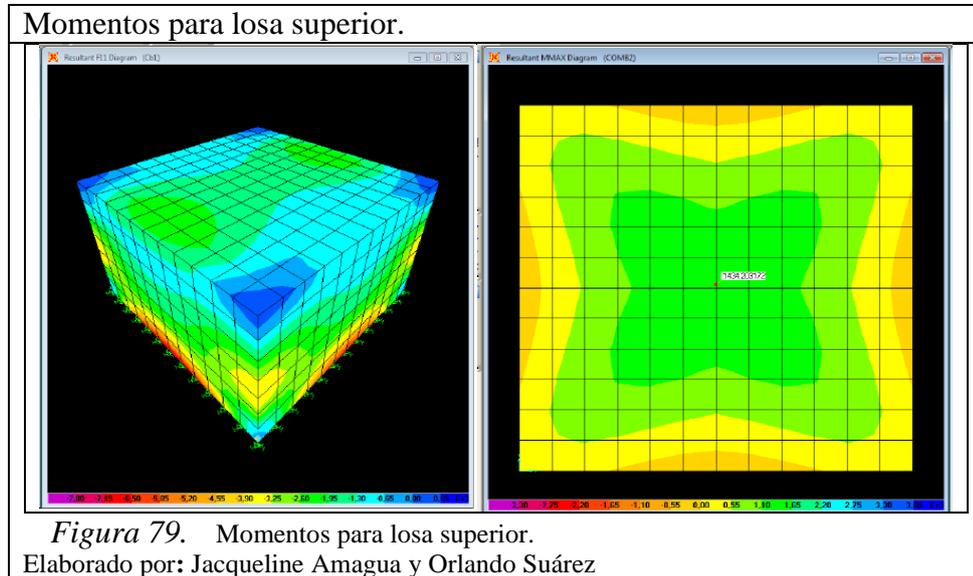
Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

En la figura 78 se observa un esquema del armado de la losa inferior del tanque.



Losa superior del tanque.

Para obtener la cantidad de acero de refuerzo longitudinal, se obtuvo los momentos con ayuda del programa estructural SAP 2000 (figura 79).



En la tabla 81, se observa un resumen de las cargas, los momentos y del acero de refuerzo de la losa superior, y en la figura 80 se observa un esquema del armado de la losa superior; los cálculos se encuentran en el anexo 26.

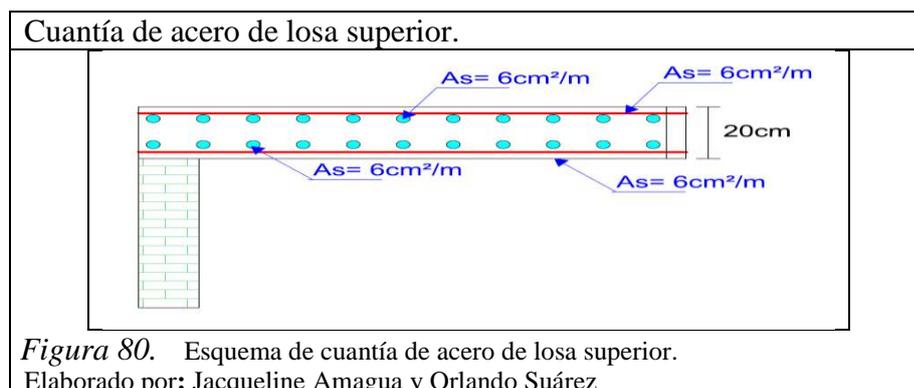
Tabla 81.

Cuantía de acero para análisis sísmico

Elemento	Peso propio kg/cm ²	Carga viva kg/cm ²	Carga distribuida kg/cm ²	Momento positivo kg-m	Momento negativo kg-m	Acero de refuerzo positivo cm ²	Acero de refuerzo negativo cm ²
Losa superior del tanque	480,00	250,00	730,00	1434,20	309,63	6,00	6,00

Nota: kg/cm²= kilogramo por cada centímetro cuadrado.

Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez



Columna central

En el anexo 27, se observa los cálculos de la columna. En la tabla 82 se observa un resumen de cargas y de la cuantía de refuerzo.

Tabla 82.

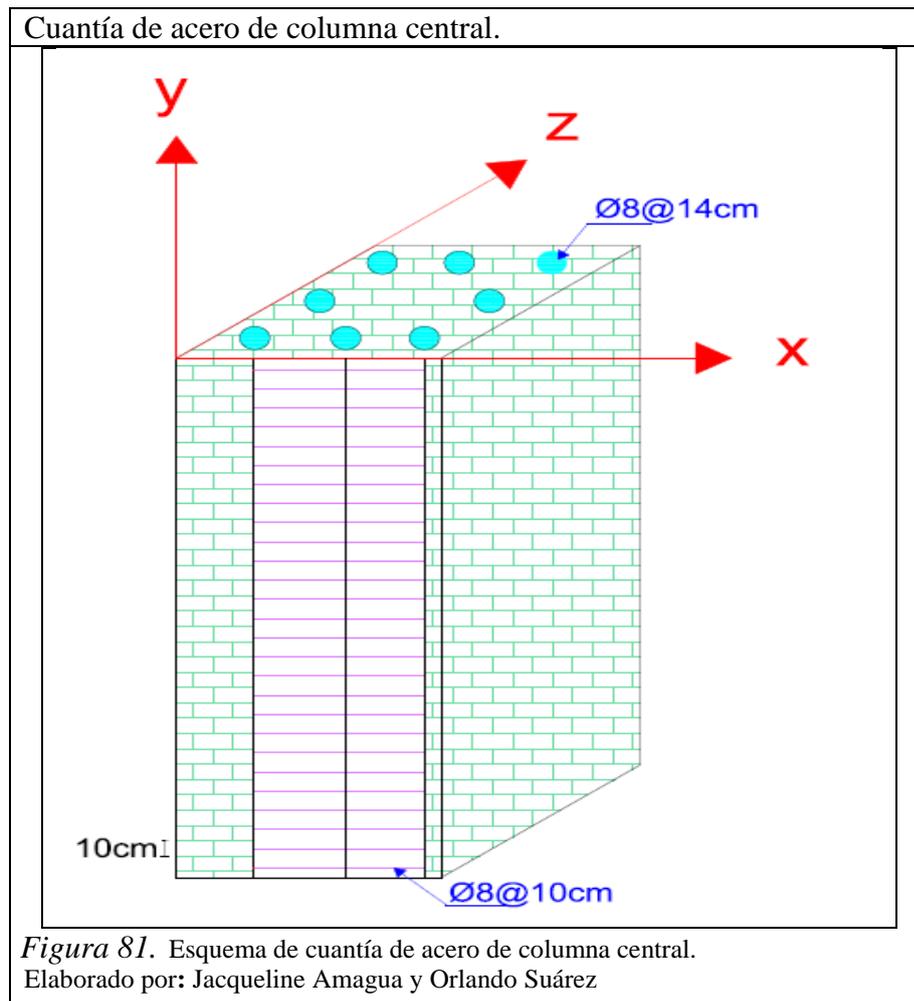
Cuantía de acero para análisis sísmico.

Columna Central					
Carga Viva (T)	Carga Muerta (T)	Carga mayorada ultima (T)	Momento X-X /kg-cm)	Momento Y-Y (kg.cm)	Acero de refuerzo (cm ²)
9.00	17.28	39.49	10.00	10.00	12.25

Nota: T= tonelada.

Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

En la figura 81 se observa un esquema del armado de la columna central.



Planta de tratamiento.

El tipo de planta de tratamiento se realiza en base a los parámetros de calidad del agua obtenidos para cada sistema. En el capítulo 4.1.6 (Química del agua) se concluyó que el agua cumple con los parámetros establecidos según las normas, a excepción de los parámetros microbiológicos que corresponden a los coliformes fecales y totales.

El tratamiento a efectuarse es un tratamiento convencional por cloración según la norma “Texto Unificado de Legislación Ambiental Secundaria del Ministerio de Ambiente” (TULAS), libro VI, anexo 1.

Además se utilizara en un sistema de aireación el cual sirve para mezclar, circular y disolver aire dentro del agua.

- Aireador

La aireación es un método para purificar el agua, el funcionamiento consiste en generar aire (oxígeno) para liberar los gases del agua como el dióxido de carbono y el sulfuro de hidrogeno; siendo el sulfuro de hidrogeno el gas que genera el mal olor y sabor del agua.

Existen diferentes tipos de sistemas de aireación:

- Aireadores mecánicos.
- Aireadores Difusores-Hélices.
- Aireadores de paleta.
- Aireadores de turbina.
- Aireadores por gravedad.

En el proyecto se utilizara los aireadores por gravedad debido a que son lo más económicos, de fácil diseño, por su conformación y forma donde el agua liberada pierde altitud al aumentar el área superficial incrementando el oxígeno en el agua.

Este tipo de aireadores son denominados de cascada ya que se diseña en forma de una escalera, la aireación ocurre en las áreas de salpicamiento de agua.

Los parámetros de diseño se encuentran en la norma del EX IEOS (Ex Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias) donde se adopta los siguientes criterios (tabla 83).

Tabla 83.
Parámetros de diseño del aireador.

Parámetro	Valor	Unidad
Carga Hidráulica	500-1800	m ³ /m ² *día
Número de bandejas	4--6	
Altura total del aireador	1,2-3	m
Separación entre bandejas	0,30-0,75	m
Profundidad de agua en la bandeja	0,15	m
Lecho de contacto		
Espesor	0,15-0,30	cm
Diámetro	0,04-0,15	cm

Nota: EX IEOS (Ex Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias)
Elaborado por: Norma Técnica Ecuatoriana

En el proyecto se tiene caudales bajos y la densidad poblacional no es alta, por ello se va a realizar el aireador de 4 bandejas, con una separación de bandejas de 0.30m y una profundidad de agua en la bandeja de 0.15m.

- Clorador

La cloración consiste en desinfectar el agua mediante la aplicación de hipoclorito de calcio; para lo cual se construirá una caseta de cloración sobre el tanque de reserva en la que se instalará un hipoclorador tipo MIDUVI.

Los coliformes fecales y totales se eliminan con una dosis de 0.1 a 2 mg/l de hipoclorito de calcio que contiene el 70% de cloro activo.

En el proyecto se utilizara una dosificación de hipoclorito de calcio (Ca(ClO)²) de 1.5 mg/l, para que en la parte más alejada de la red se tenga por lo menos 0.2 p.p.m (partes por millón) de cloro residual.

Metodología de cálculo.

1. El volumen a tratarse está en función del caudal con el que se satisface la demanda en un día en el 2040 más el 10%.

$$Q(2040) = 0,707 \text{ l/s}.$$

$$Q_{dis} = 0,707 * 1.10$$

$$Q_{dis} = 0.78 \text{ l/s}$$

$$V = Q_{dis} * t$$

$$Q_{dis} = 0.78 * 86400$$

$$V = 67392 \frac{\text{l}}{\text{día}} = 67,39 \text{ m}^3 / \text{día}$$

2. Dosificación.

Se necesita 1.5 mg/l de cloro:

$$\text{Cantidad} = 67392 * 1.5$$

$$\text{Cantidad} = 101088 \text{ mg cloro /día}$$

Cada gramo de hipoclorito de calcio contiene 0,7 gramos de cloro.

$$\text{Cantidad cloro} = \frac{101,088}{0,7}$$

$$\text{Cantidad cloro} = 144,41 \text{ gr de hipoclorito de calcio } \text{Ca}(\text{ClO})_2 \text{ cada día}$$

3. El tambor de hipoclorito tiene 42500 gr y la restitución del tambor será:

$$\text{Restitución} = \frac{42500}{144,41}$$

- días= 294.3

- mes= 9,8

El tanque debe restituirse cada 294 días antes del vaciado total.

4. Velocidad de inyección en el hipoclorador. El hipoclorador de 200lt, se llenara hasta un nivel 160lt que es el volumen útil dejando espacio para el flotador.

$$Q = \frac{V}{t}$$
$$Q = \frac{0,16}{86400}$$
$$Q = 1,85 E - 06 m^3/s$$

Diámetro de la tubería de inyección se asume de ½”.

$$Q = \frac{4 * Q}{\pi * D^2}$$
$$v = \frac{4 * 0,00000185}{\pi * 0,0127^2}$$
$$v = 0,015 m/s$$

El resumen de los resultados obtenidos en la metodología se indica en la tabla 84.

Tabla 84.
Resultados del clorador.

Químico	Tiempo de restitución	Volumen tanque hipoclorador	Velocidad de inyección
Hipoclorito de calcio	Cada 294 días	200 lt	0,015 m/s

Nota: lt= litros.

Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

4.1.9.5. Diseño de la red de distribución

La red de distribución es la encargada de proveer agua para uso doméstico y para protección contra incendios con la cantidad y presión necesaria. Según lo que se establece en las normas MIDUVI, no es necesario considerar la protección contra incendios para sistemas rurales y con menos de 5000 habitantes, como es el caso del proyecto.

La red de distribución consta de nudos, que son los puntos donde se comprobará las presiones, generalmente son los puntos de consumo. Se recomienda que la separación entre nudos no exceda los 600m.

Trazado de la red

El trazado se realizó para que la red funcione a gravedad, considerando la distribución de los usuarios y según las características topográficas. En el gráfico 4.1.19 se observa el trazado de la red.

Accesorios

Entre los accesorios es necesario considerar las piezas especiales, usadas en intersecciones, cambios de dimensión de tuberías, cambios bruscos de dirección, etc. Son fabricadas de varios materiales como hierro fundido, acero, PVC, se las selecciona de acuerdo al material de las tuberías del sistema, a su disponibilidad y al costo.

En los sitios en los que se colocan piezas especiales de cambios de dirección, intersecciones y otras que puedan soportar empujes producidos por la presión o que haya riesgo de que se afecte la unión de las tuberías se deben construir apoyos de hormigón, los cuales permiten soportar dichos empujes. En la tabla 85 se observa las dimensiones recomendadas para los atraques.

Tabla 85.
Dimensiones de apoyos

Diámetro de tubería (mm)	Dimensiones de apoyos							
	Codos de 22,5°		Codos de 45°		Codos de 90°		Tees y tapones de terminales	
	h (cm)	l (cm)	h (cm)	l (cm)	h (cm)	l (cm)	h (cm)	l (cm)
19	10	10	10	15	10	20	10	20
25	10	10	10	15	10	20	10	20

Nota: Normas para Diseño Sistemas de agua potable y alcantarillado, IEOS.

Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

Cálculo de la red

El proyecto se ha diseñado como una red abierta debido a que fue necesario colocar tanques rompe presión que dividen la red en tramos, adicionalmente la morfología imposibilita interconectar dichos tramos. Por esta razón se diseñó la red distribución calculando las pérdidas de igual manera que en el punto 4.1.6.5 del proyecto. Los datos de cálculo tabulados se observan en el anexo 23

Para la red de distribución es necesario conocer la presión en los nudos, ésta se calcula obteniendo la diferencia entre la línea piezométrica y la cota del nudo. Para determinar la línea piezométrica en un nudo, se resta la pérdida de carga del tubo al valor de la línea piezométrica del nudo inmediatamente aguas arriba.

Para determinar la presión que se ejerce en las válvulas de los tanque rompe presión se utilizan los nudos mostrados en la tabla 86.

Tabla 86.
Nudos según tanques rompe presión.

Nudo	Tanque rompe presión
N2	Tanque Alm1
N3	Tanque Alm2
N38	TRP1
N52	TRP2
N54	TRP3
N55	TRP4
N53	TRP5
N56	TRP6

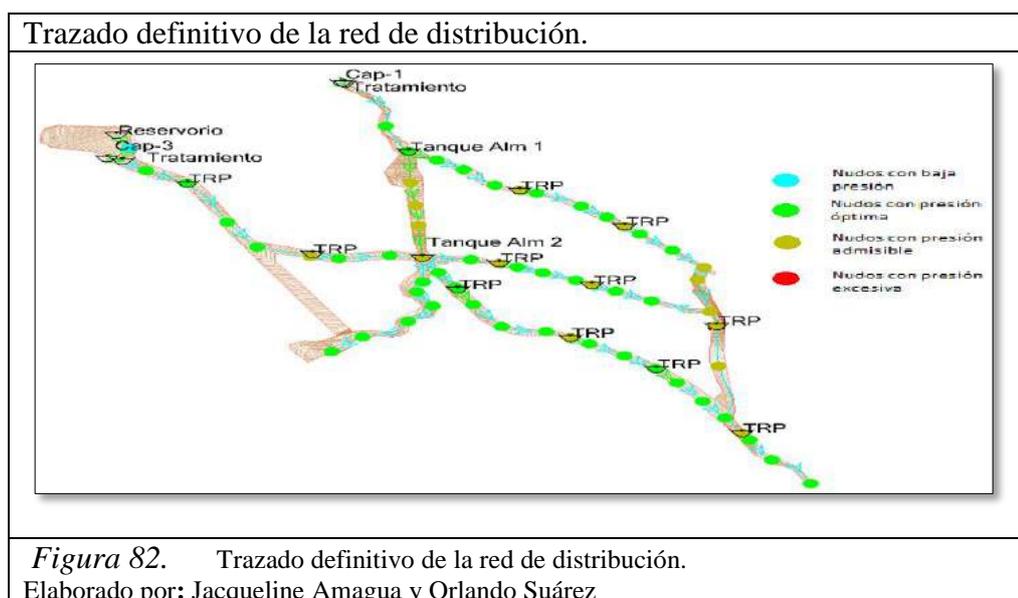
Nudo	Tanque rompe presión
N59	TRP7
N60	TRP8
N27	TRP9
N57	TRP10
N58	TRP11

Nota: TRP= Tanque rompe presión.

Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

Para verificar los resultados, se modelo el sistema en el programa WaterCAD y se comprobó que los resultados entre el procedimiento manual son similares a los calculados por el programa. En el anexo 23 se observan los resultados del cálculo manual, y en el anexo 24 los resultados obtenidos en el modelo.

En la figura 82 se observan los resultados clasificados por colores.



Todos los nudos de consumo se encuentran dentro del rango de presión óptimo (7 mca a 40 mca). Los nudos con presión admisible no dotan de agua a la población, fueron colocados para verificar que la presión no exceda la presión admisible para tuberías de PVC (aproximadamente 100 mca)

Adicionalmente, en el anexo 24 se observa que la velocidad de flujo en algunas tuberías no cumple con la velocidad mínima (0,5 m/s), para evitar problemas como azolvamiento, se han diseñado los tanques rompe presión con una válvula de desagüe como se observa en el anexo 28, plano 4.

4.1.9.6. Diseño de captación de aguas lluvias en techos.

El caudal a captar en un área de techo aproximadamente es de 16m². El área es el promedio de 78 casas que existen en la actualidad en la comunidad de Chinchiloma. Para el cálculo del caudal se utilizara los datos de precipitaciones rellenadas y homogenizadas que se encuentran en el capítulo 4.1.2.2; el cálculo de caudales mensuales se encuentran en la tabla 88.

El cálculo del caudal se realizara mediante la fórmula:

$$Q = \frac{C * P * A}{t}$$

Donde:

Q: Caudal a captar en los techos.

A: Área de los techos (A=16m²).

t: Tiempo.

C: Coeficiente de escorrentía (tabla 87). Depende de los tipos de superficies y coberturas. Asumir (C=0.90)

Tabla 87.

Coefficientes de escorrentía para diferentes tipos de superficie

Tipos de superficie o cobertura del área de captación	C
Lámina plástica de polietileno	0,9
Mortero (mezcla de cemento y arena)	0,88
Asfalto	0,88
Tejas de arcilla recocida	0,75
Manta plástica + grava	0,7
Suelo de textura fina (arcilloso), emparejado con lámina	0,55
Suelo de textura fina (arcilloso), en barbecho	0,24
Suelo de textura gruesa (arenoso)	0,2
Pasto buxel (<i>Cenchrus ciliaris</i>)	0,15
Área cultivadas	0,08-0,41
Pastos	0,12-0,62
Techos	0,75-0,95
Hormigón	0,70-0,95

Nota: Adaptado de Chow et al, 1988; Silva al, 1984 citado por Brito et al 2007.
Elaborado por: Oficina Regional de la FAO para América Latina y el Caribe.

Tabla 88.

Caudales a captar en los techos.

CAUDAL (l/s)												
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1993	0,0002	0,0006	0,0006	0,0005	0,0003	0,0000	0,0000	0,0000	0,0002	0,0001	0,0005	0,0005
1994	0,0005	0,0004	0,0006	0,0011	0,0002	0,0000	0,0001	0,0001	0,0001	0,0003	0,0007	0,0003
1995	0,0001	0,0002	0,0005	0,0003	0,0003	0,0001	0,0002	0,0002	0,0001	0,0004	0,0009	0,0003
1996	0,0005	0,0005	0,0006	0,0005	0,0007	0,0004	0,0000	0,0001	0,0001	0,0005	0,0002	0,0003
1997	0,0006	0,0003	0,0006	0,0004	0,0002	0,0002	0,0000	0,0000	0,0003	0,0002	0,0005	0,0003
1998	0,0001	0,0004	0,0004	0,0004	0,0005	0,0001	0,0001	0,0000	0,0001	0,0003	0,0004	0,0002
1999	0,0004	0,0007	0,0004	0,0005	0,0003	0,0002	0,0000	0,0001	0,0005	0,0003	0,0002	0,0006
2000	0,0004	0,0006	0,0004	0,0005	0,0009	0,0004	0,0000	0,0000	0,0006	0,0002	0,0002	0,0002
2001	0,0003	0,0002	0,0003	0,0002	0,0002	0,0001	0,0001	0,0000	0,0002	0,0002	0,0003	0,0002
2002	0,0001	0,0002	0,0001	0,0006	0,0002	0,0002	0,0000	0,0000	0,0001	0,0006	0,0005	0,0005
2003	0,0002	0,0003	0,0002	0,0004	0,0001	0,0002	0,0001	0,0000	0,0001	0,0005	0,0004	0,0002
2004	0,0002	0,0001	0,0001	0,0005	0,0004	0,0000	0,0000	0,0000	0,0003	0,0003	0,0003	0,0006
2005	0,0002	0,0004	0,0004	0,0003	0,0002	0,0001	0,0000	0,0000	0,0002	0,0003	0,0002	0,0009
2006	0,0002	0,0005	0,0006	0,0005	0,0002	0,0003	0,0000	0,0000	0,0000	0,0004	0,0007	0,0006
2007	0,0001	0,0001	0,0005	0,0008	0,0002	0,0002	0,0000	0,0001	0,0001	0,0006	0,0005	0,0004
2008	0,0004	0,0006	0,0008	0,0006	0,0005	0,0002	0,0001	0,0001	0,0003	0,0007	0,0004	0,0003
2009	0,0004	0,0003	0,0006	0,0002	0,0001	0,0003	0,0000	0,0000	0,0001	0,0002	0,0002	0,0004
2010	0,0001	0,0002	0,0001	0,0007	0,0003	0,0003	0,0004	0,0001	0,0003	0,0003	0,0006	0,0006
2011	0,0003	0,0006	0,0005	0,0009	0,0002	0,0001	0,0003	0,0002	0,0001	0,0004	0,0003	0,0005
2012	0,0005	0,0004	0,0003	0,0006	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0001	0,0003	0,0006	0,0001
2013	0,0002	0,0006	0,0004	0,0004	0,0007	0,0000	0,0000	0,0001	0,0000	0,0005	0,0001	0,0002
Q prom (l/s)	0,0003	0,0004	0,0004	0,0005	0,0003	0,0002	0,0001	0,0001	0,0002	0,0004	0,0004	0,0004

Nota: Qprom= Caudal promedio.

Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

El volumen a captar mensualmente se muestra en la tabla 89.

Tabla 89.

Volumen captado

Mes	Volumen captado lt
ENE	774,99
FEB	1002,38
MAR	1062,81
ABR	1375,82
MAY	839,59
JUN	442,18
JUL	209,97
AGO	147,50
SEP	462,45
OCT	930,51
NOV	1064,37
DIC	1017,36

Nota: lt= litros.

Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

Según la tabla 89 los meses de mayor precipitación es febrero, marzo y abril; en los cuales se puede almacenar la mayor cantidad de agua lluvia (tabla 90).

Tabla 90.
Volumen a almacenar

Mes	Volumen captado lt	Volumen de demanda lt	Volumen a almacenar lt
FEB	1002,38	750,00	252,38
MAR	1062,81	750,00	312,81
ABR	1375,82	750,00	495,82

Nota: lt= litros.

Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

Según la tabla 90 el volumen que se va a almacenar es 495,82 lt, lo que concuerda con la alternativa señalada en el capítulo 4.1.3.4. Por lo tanto se propone colocar una cisterna de 500lt en cada casa.

El agua almacenada en la cisterna no requiere tratamiento ya que exclusivamente se ocupara para uso doméstico. Debido a que el agua para consumo humano es la que se tendrá de las captaciones (Chinchiloma y Cunupugro) y la que se almacenara en el reservorio. El agua es tratada y se aseguró su dotación hasta el 2040

Los componentes del sistema de captación en techos son:

- 1. Canaleta:** Hay diferentes formas de canaletas en V y rectangulares siendo las canaletas en V menos resistentes. El material de canaleta puede ser de PVC y galvanizadas; donde las galvanizadas tienen alto grado de corrosión. Por lo tanto en el proyecto se utilizara canaletas rectangulares de PVC de 100mm de diámetro como se muestra en la tabla 91.

Tabla 91.
Diámetros de canaletas

Canaletas	
Área m ²	Diámetro (mm)
≤ 8	80
9--75	100
76-170	125
171-335	150
336-500	200
501-1000	250

Nota: Catálogo técnico de sistemas de canaletas y rejillas pluviales (Nicoll).

Elaborado por: Aliaxis Company (2014)

Los soportes de la canaleta pueden ser con varillas de construcción a una distancia de 60 a 90 cm , como se aprecia en la figura 83.



- 2. Acople canaleta-tubo de conducción y sistema de limpieza.:** Para los tubos de conducción y desagüe, normalmente se utilizan tubos de 100mm ó 4 pulgadas. El tubo de conducción es conectado lateralmente a la canaleta y se ubica una malla fina para que actúe como filtro (figura 84).



El tubo de conducción debe unirse con la cisterna de almacenamiento, el sistema requerirá adicionalmente una T, una tapa y tres codos de 4”

4.2. Viabilidad financiera y/o económica.

El proyecto será analizado únicamente en el ámbito económico, debido a que es un proyecto de tipo social y no genera utilidades ni ganancia alguna.

4.2.1. Análisis de viabilidad económica.

El objetivo del análisis económico es determinar la factibilidad del proyecto, examinando los beneficios que producirá contra el costo de inversión y el gasto de operación y mantenimiento a lo largo de su vida útil.

La inversión inicial corresponde al presupuesto de construcción del proyecto detallado en la tabla 92. Para estimar el costo de construcción de la obra se realizó el análisis de precios unitarios por rubro como se observa en el anexo 29.

Tabla 92.
Presupuesto del proyecto

PRESUPUESTO					
N°	Rubro	Unidad	Precio unitario	Cantidad	Total
1	CAPTACIONES				
1,1	Replanteo y nivelación	m ²	1,49	179,64	267,66
1,2	Desbroce y limpieza	m ²	1,33	179,64	238,92
1,3	Excavación a mano en fango	m ³	23,00	24,29	558,67
1,4	Acarreo manual material 50m - pendiente mayor a 45%	m ³	4,26	4,86	20,70
1,5	Encofrado/densofrado paredes 2 lados	m ²	33,29	31,95	1063,62
1,6	Hormigón simple paredes/muros f'c=210 kg/cm ²	m ³	138,82	15,02	2085,08
1,7	Acero refuerzo fy=4200 kg/cm ² (suministro, corte y colocado)	kg	1,93	1970,74	3803,53
1,8	Relleno compactado (material de excavación)	m ³	4,34	19,43	84,33
2	TANQUE 100m ³ (RESERVORIO)				
2,1	Replanteo y nivelación	m ²	1,49	83,00	123,67
2,2	Desbroce y limpieza	m ²	1,33	182,00	242,06
2,3	Excavación zanja a mano h=0.00-2.75m (en tierra)	m ³	7,18	38,00	272,84
2,4	Excavación a mano cielo abierto (en tierra)	m ³	5,14	85,00	436,90
2,5	Relleno compactado (material de excavación)	m ³	4,34	98,00	425,32
2,6	Acero refuerzo fy=4200 kg/cm ² (suministro, corte y colocado)	kg	1,93	5998,00	11576,14
2,7	Malla electrosoldada 4.15	m ²	2,21	62,00	137,02
2,8	Encofrado/densofrado guías de pared	m	4,94	42,00	207,48

N°	Rubro	Unidad	Precio unitario	Cantidad	Total
2,9	Encofrado/desencofrado paredes 2 lados (tanque)	m ²	33,29	113,00	3761,77
2,10	Encofrado/desencofrado losa de fondo (bordes)	m	3,78	39,00	147,42
2,11	Encofrado/desencofrado losa superior (tanque)	m ²	12,89	61,00	786,29
2,12	Encofrado/desencofrado madera monte cepillada	m ²	9,71	14,00	135,94
2,13	Encofrado/desencofrado columnas	m ²	10,28	13,00	133,64
2,14	Hormigón simple f'c=180 kg/cm2	m ³	130,91	3,88	507,76
2,15	Hormigón simple losa fondo tanque f'c=210 kg/cm2	m ³	122,68	17,00	2085,56
2,16	Hormigón simple paredes tanque f'c=210 kg/cm2	m ³	139,92	26,00	3637,93
2,17	Hormigón simple losa superior tanque f'c=210 kg/cm 2	m ³	133,80	10,00	1338,00
2,18	Hormigón simple columnas f'c=210 kg/cm2	m ³	151,12	1,00	151,12
2,19	Hormigón simple replantillo f'c=180kg/cm 2	m ³	124,52	4,00	498,08
2,20	Juntas impermeables pvc 18 cm	m	11,17	48,00	536,15
2,21	Rejilla de pozo desagüe cámara (provisión y montaje)	m ²	65,28	1,00	65,28
2,22	Puerta tool doblado con marco (incluye instalación y pintura)	m ²	70,99	3,00	212,97
2,23	Ventana de hierro con protección (incluye instalación y pintura)	m ²	32,93	2,00	65,86
2,24	Regleta limnimétrica hf/acero inox. (provisión y montaje)	u	220,56	1,00	220,56
2,25	Tapa sanitaria y cerco-acero triple galvanizado e=3m m (provisión y montaje)	m ²	171,11	1,00	171,11
2,26	Estribo de varilla 18m m galvanizado en caliente (tanque) (provisión y montaje)	u	9,43	19,00	179,17
2,27	Enlucido vertical paletado	m ²	8,29	46,00	381,34
2,28	Pulido paredes interiores	m ²	1,74	74,00	128,76
2,29	Enlucido horizontal liso	m ²	11,47	12,00	137,64
2,30	Pintura caucho exterior	m ²	3,68	154,00	566,72
2,31	Pintura caucho interior	m ²	3,58	46,00	164,68
2,32	Ventosa acero d=2" (mat/rec/trans/inst)	u	92,30	1,00	92,30
3	PLANTAS DE TRATAMIENTO				
3,1	Desbroce y limpieza	m ²	1,33	45,00	59,85
3,2	Excavación a mano cielo abierto (en tierra)	m ³	5,14	1,61	8,28
3,3	Encofrado/desencofrado losa de fondo (bordes)	m	3,78	10,30	38,93
3,4	Hormigón simple f'c=210kg/cm2	m ³	130,91	3,12	408,44
3,5	Hormigón ciclópeo 40% piedra (f'c=210 kg/cm 2)	m ³	96,16	6,45	620,23
3,6	Acero refuerzo fy=4200 kg/cm2 (suministro, corte y colocado)	kg	1,93	51,29	98,99
3,7	Relleno compactado (material de excavación)	m ³	4,34	3,23	14,02
3,8	Caseta metálica para cloración (provisión y montaje)	u	720,00	1,00	720,00

N°	Rubro	Unidad	Precio unitario	Cantidad	Total
3,9	Tanque 200 lts polietileno apilable (provisión e instalación)	u	78,57	1,00	78,57
3,10	Hipoclorito de calcio al 70% - granulado (caneca 45kg) provisión	u	150,66	1,00	150,66
4	TANQUES DE ALMACENAMIENTO				
4,1	Pulido paredes interiores	m ²	1,74	32,00	55,68
4,2	Estribo de varilla 18m m galvanizado en caliente (tanque) (provisión y montaje)	u	9,43	12,00	113,16
4,3	Tapa sanitaria y cerco-acero triple galvanizado e=3m m (provisión y montaje)	m ²	171,11	0,72	123,20
4,4	Candado niquelado	u	18,00	2,00	36,00
5	TANQUES ROMPE PRESION				
5,1	Excavación a mano cielo abierto (en tierra)	m ³	5,14	1,65	8,48
5,2	Encofrado/desencofrado madera monte cepillada	m ²	9,71	19,31	187,45
5,3	Hormigón simple f'c=180 kg/cm ²	m ³	130,91	2,65	347,04
5,4	Tapa sanitaria y cerco-acero triple galvanizado e=3m m (provisión y montaje)	m ²	171,11	3,74	639,95
6	DISTRIBUCIÓN				
6,1	Replanteo y nivelación	m	1,49	5880,00	8761,20
6,2	Excavación zanja a mano h=0.00-2.75m (en tierra)	m ³	7,18	4233,60	30397,25
6,3	Tubería pvc u/e 1.1mpa 19mm (mat/trans)	m	4,32	5542,00	23941,44
6,4	Tubería pvc u/e 1.1mpa 25mm (mat/trans)	m	4,94	346,00	1709,24
6,5	Codo pvc u/e 1.25mpa 019mm (provisión e instalación)	u	5,12	5,00	25,60
6,6	Relleno compactado (material de excavación)	m ³	4,34	4233,60	18373,82
6,7	Acarreo mecánico hasta 1 km (carga, transporte, volteo)	m ³	1,09	423,36	461,46
6,8	Conexión domiciliaria servicio pe 1/2" collar acero inox/bronce 3/4" (mat/trans/inst/exc/rell.comp)	u	200,09	78,00	15607,02
7	SEGURIDAD INDUSTRIAL				
7,1	Charla educativa/publicitaria	u	24,00	2,00	48,00
7,2	Cono de señalización vial	u	18,00	5,00	90,00
7,3	Cinta reflectiva - rollo 3" x 200 pies (con leyenda)	u	20,40	1,00	20,40
7,4	Elaboración de plano as built lamina, tamaño a0 o a1	u	56,04	6,00	336,24
7,5	Construcción temporales en madera	m ²	26,71	16,00	427,36
7,6	Basurero plástico con tapa	u	6,00	2,00	12,00
7,7	Equipos de protección personal	u	34,32	12,00	411,84
				TOTAL	141981,79

Nota: Presupuesto total en dólares americanos.

Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

4.2.2. Flujos financieros y/o económicos

4.2.2.1. Flujos económicos.

Para el cálculo del flujo económico del proyecto se debe cuantificar los ingresos y egresos que tendrá el proyecto por año, durante su vida útil.

Egreso por operación y mantenimiento.

Para el cálculo se tomó en cuenta el costo administrativo, de los materiales, equipos y herramientas necesarias y cada 5 años se consideró un aumento en el costo de un 5%. En la tabla 93 se observa los costos por operación y mantenimiento por cada año. El detalle del cálculo se observa en el anexo 30.

Tabla 93.

Costo por operación y mantenimiento.

N°	Año	Personal	Herramientas	Equipos	Materiales	Total
0	2015	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1	2016	13296,00	58,00	137,28	347,27	13838,55
2	2017	13296,00	58,00	137,28	347,27	13838,55
3	2018	13296,00	58,00	137,28	347,27	13838,55
4	2019	13296,00	58,00	137,28	347,27	13838,55
5	2020	13960,80	13960,80	13960,80	13960,80	55843,20
6	2021	13960,80	13960,80	13960,80	13960,80	55843,20
7	2022	13960,80	13960,80	13960,80	13960,80	55843,20
8	2023	13960,80	13960,80	13960,80	13960,80	55843,20
9	2024	13960,80	13960,80	13960,80	13960,80	55843,20
10	2025	13960,80	13960,80	13960,80	13960,80	55843,20
11	2026	14658,84	14658,84	14658,84	14658,84	58635,36
12	2027	14658,84	14658,84	14658,84	14658,84	58635,36
13	2028	14658,84	14658,84	14658,84	14658,84	58635,36
14	2029	14658,84	14658,84	14658,84	14658,84	58635,36
15	2030	14658,84	14658,84	14658,84	14658,84	58635,36
16	2031	15391,78	15391,78	15391,78	15391,78	61567,13
17	2032	15391,78	15391,78	15391,78	15391,78	61567,13
18	2033	15391,78	15391,78	15391,78	15391,78	61567,13
19	2034	15391,78	15391,78	15391,78	15391,78	61567,13
20	2035	15391,78	15391,78	15391,78	15391,78	61567,13
21	2036	16161,37	16161,37	16161,37	16161,37	64645,48
22	2037	16161,37	16161,37	16161,37	16161,37	64645,48
23	2038	16161,37	16161,37	16161,37	16161,37	64645,48
24	2039	16161,37	16161,37	16161,37	16161,37	64645,48
25	2040	16969,44	16969,44	16969,44	16969,44	67877,76

Nota: Costo en dólares americanos.

Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

Ingresos por venta de servicio.

En la tabla 94 se observa los ingresos obtenidos por venta de m³ de agua por año. Se estima el cobro de 25 centavos por metro cúbico. El detalle del cálculo se observa en el anexo 31.

Tabla 94.
Ingresos por venta del servicio

N°	Año	Ingresos por venta de servicio
0	2015	0,00
1	2016	4721,28
2	2017	4816,18
3	2018	4922,94
4	2019	5017,84
5	2020	5124,60
6	2021	5231,36
7	2022	5338,13
8	2023	5456,75
9	2024	5563,51
10	2025	5682,14
11	2026	5800,76
12	2027	5919,39
13	2028	6049,88
14	2029	6168,50
15	2030	6298,99
16	2031	6429,48
17	2032	6559,96
18	2033	6702,31
19	2034	6844,66
20	2035	6987,01
21	2036	7129,36
22	2037	7271,71
23	2038	7425,93
24	2039	7580,14
25	2040	7746,21

Nota: Valor de ingresos en dólares americanos.

Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

Beneficios valorados.

Los beneficios valorados son estimados utilizando los indicadores de la línea base del proyecto. En la tabla 95 se observan los beneficios valorados por año.

Tabla 95.
Beneficios valorados.

BENEFICIOS							
N°	Año	Población	Cabezas de ganado	Ahorro en compra de agua embotellada	Ahorro en transporte agua para ganado	Ahorro en perdida por reducción de producción lechera	TOTAL
0	2015	390	156	0,00	0,00	0,00	0,00
1	2016	398	159	5731,20	8586,00	34344,00	48661,20
2	2017	406	163	5846,40	8802,00	35208,00	49856,40
3	2018	415	166	5976,00	8964,00	35856,00	50796,00
4	2019	423	169	6091,20	9126,00	36504,00	51721,20
5	2020	432	173	6220,80	9342,00	37368,00	52930,80
6	2021	441	177	6350,40	9558,00	38232,00	54140,40
7	2022	450	180	6480,00	9720,00	38880,00	55080,00
8	2023	460	184	6624,00	9936,00	39744,00	56304,00
9	2024	469	188	6753,60	10152,00	40608,00	57513,60
10	2025	479	192	6897,60	10368,00	41472,00	58737,60
11	2026	489	196	7041,60	10584,00	42336,00	59961,60
12	2027	499	200	7185,60	10800,00	43200,00	61185,60
13	2028	510	204	7344,00	11016,00	44064,00	62424,00
14	2029	520	208	7488,00	11232,00	44928,00	63648,00
15	2030	531	212	7646,40	11448,00	45792,00	64886,40
16	2031	542	217	7804,80	11718,00	46872,00	66394,80
17	2032	553	221	7963,20	11934,00	47736,00	67633,20
18	2033	565	226	8136,00	12204,00	48816,00	69156,00
19	2034	577	231	8308,80	12474,00	49896,00	70678,80
20	2035	589	235	8481,60	12690,00	50760,00	71931,60
21	2036	601	240	8654,40	12960,00	51840,00	73454,40
22	2037	613	245	8827,20	13230,00	52920,00	74977,20
23	2038	626	250	9014,40	13500,00	54000,00	76514,40
24	2039	639	256	9201,60	13824,00	55296,00	78321,60
25	2040	653	261	9403,20	14094,00	56376,00	79873,20

Nota: Beneficio en dólares americanos.

Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

4.2.2.2. Flujo económico

El flujo de caja se observa en la tabla 96, se analizan los valores de ingresos y egresos para obtener los indicadores económicos.

Tabla 96.
Flujo de caja.

RUB ROS	BENEFICIOS			EGRESOS O COSTOS			FNC (B-C)	VA = VF/(1+i)^n
	Años	Ingreso x venta	Benef Valo	Total	Inversión	Costos de O&M		
0	0,00	0,00	0,00	141981,79	0,00	141981,79	-141981,79	-141981,79
1	4721,28	48661,20	53382,48	0,00	13838,55	13838,55	39543,93	35307,08
2	4816,18	49856,40	54672,58	0,00	13838,55	13838,55	40834,03	32552,64

Año	Ingreso x venta	Benef Valo	Total	Inversión	Costos de O&M	Total	FNC (B-C)	VA = $VF/(1+i)^n$
3	4922,94	50796,00	55718,94	0,00	13838,55	13838,55	41880,39	29809,64
4	5017,84	51721,20	56739,04	0,00	13838,55	13838,55	42900,49	27264,04
5	5124,60	52930,80	58055,40	0,00	55843,20	55843,20	2212,20	1255,26
6	5231,36	54140,40	59371,76	0,00	55843,20	55843,20	3528,56	1787,68
7	5338,13	55080,00	60418,13	0,00	55843,20	55843,20	4574,93	2069,46
8	5456,75	56304,00	61760,75	0,00	55843,20	55843,20	5917,55	2390,00
9	5563,51	57513,60	63077,11	0,00	55843,20	55843,20	7233,91	2608,62
10	5682,14	58737,60	64419,74	0,00	55843,20	55843,20	8576,54	2761,42
11	5800,76	59961,60	65762,36	0,00	58635,36	58635,36	7127,00	2048,84
12	5919,39	61185,60	67104,99	0,00	58635,36	58635,36	8469,63	2173,94
13	6049,88	62424,00	68473,88	0,00	58635,36	58635,36	9838,51	2254,73
14	6168,50	63648,00	69816,50	0,00	58635,36	58635,36	11181,14	2287,88
15	6298,99	64886,40	71185,39	0,00	58635,36	58635,36	12550,03	2292,84
16	6429,48	66394,80	72824,28	0,00	61567,13	61567,13	11257,15	1836,28
17	6559,96	67633,20	74193,16	0,00	61567,13	61567,13	12626,03	1838,91
18	6702,31	69156,00	75858,31	0,00	61567,13	61567,13	14291,18	1858,42
19	6844,66	70678,80	77523,46	0,00	61567,13	61567,13	15956,33	1852,64
20	6987,01	71931,60	78918,61	0,00	61567,13	61567,13	17351,48	1798,77
21	7129,36	73454,40	80583,76	0,00	64645,48	64645,48	15938,28	1475,24
22	7271,71	74977,20	82248,91	0,00	64645,48	64645,48	17603,43	1454,79
23	7425,93	76514,40	83940,33	0,00	64645,48	64645,48	19294,84	1423,73
24	7580,14	78321,60	85901,74	0,00	64645,48	64645,48	21256,25	1400,41
25	7746,21	79873,20	87619,41	0,00	67877,76	67877,76	19741,65	1161,27

Nota: B-C= beneficio-costo.

Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

4.2.3. Indicadores económicos (VAN, TIR, B/C).

De los valores obtenidos en el flujo de caja, se procede a calcular los indicadores económicos que se observan en la tabla 97.

Tabla 97.
Indicadores económicos.

INDICADORES ECONÓMICOS	
VAN BENEF (usd)	485857,58
VAN COST (usd)	462874,83
VAN (usd)	22982,74
TIR	16%
B/C	1,05

Nota: usd= dólares americanos.

Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

En la tabla 97, se aprecia que el valor de beneficio/costo (B/C) es mayor a 1, por lo que el proyecto es económicamente viable.

4.3. Análisis de sensibilidad

Es necesario analizar la sensibilidad económica para determinar los porcentajes de disminución de beneficios y porcentaje de aumento en los egresos en los cuales el beneficio costo es igual a 1. Éste análisis se observa en la tabla 98.

Tabla 98.
Análisis de sensibilidad económica

ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD					
RUBRO	AUMENTO %	DISMINUCIÓN %	VAN (usd)	TIR	B/C
Ingresos		30	10111,11	0,14	1,02
Ingresos		40	5820,57	0,13	1,01
Ingresos		50	1530,03	0,12	1,00
Beneficios		3	9694,18	0,14	1,02
Beneficios		4	5264,66	0,13	1,01
Beneficios		5	835,14	0,12	1,00
Costo O&M	5		6938,09	0,13	1,01
Costo O&M	6		3729,16	0,13	1,01
Costo O&M	7		520,23	0,12	1,00

Nota: B/C= relación beneficio costo.

Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

De la tabla 98, se concluye que es necesario una disminución del 50% en los ingresos por venta del servicio, o una reducción de 5% en los beneficios, o un aumento de 7% en los gastos de operación y mantenimiento para que el proyecto llegue al equilibrio según el valor del beneficio/costo.

4.3.1. Análisis de impacto ambiental y/o riesgos.

El análisis de impacto ambiental asegura que antes del ciclo de ejecución del proyecto se puede determinar si es medioambientalmente aceptable y asumible por la sociedad.

El proyecto contempla la rehabilitación y mejoramiento de las captaciones de Chinchiloma y Cunupugro; construcción de los tanques rompe presión; ampliación de un tramo de la red de potable 979m aproximadamente; rehabilitación de los tanques de almacenamiento y la construcción de un tanque de almacenamiento (reservorio) de 100m³.

Según el Catálogo de Categorización Ambiental Nacional (CCAN) con acuerdo ministerial N° 006, la categoría a la que corresponde el proyecto es la categoría I (tabla 99).

Tabla 99.

Matriz de categorización ambiental

Código CCAN	Descripción de las actividades	Categoría
23,4,2	Construcción de proyectos de Ingeniería Hidráulica y gestión del agua	
23,4,2,1	Proyectos de agua potable	
23,4,2,1,1	Captación	
23,4,2,1,1,1	Construcción civil y/u operación de captaciones menor o igual a 600l/s	II
23,4,2,1,1,2	Construcción civil y/u operación de captaciones mayor a 600l/s	III
23,4,2,1,1,3	Ampliación, rehabilitación y mejoramiento de infraestructura civil de captaciones	I
23,4,2,1,1,4	Construcción civil y/u operación de captaciones subterráneas	II
23,4,2,1,1,5	Captaciones de agua subterránea con fines de consumo humano	I
23,4,2,1,1,4	Distribución	
23,4,2,1,1,5	Instalación de redes de agua potable mayor a 1 km	II
23,4,2,1,4	Instalación de redes de agua potable menor o igual a 1 km	I
23,4,2,1,5	Sistemas integrados de agua potable y proyectos multipropósito	
23,4,2,1,5,1	Construcción y/u operación de sistemas integrados de agua potable mayor a 2000 habitantes (incluye captación, conducción, potabilización y distribución)	IV
23,4,2,1,5,2	Sistemas integrados de agua potable para poblaciones menor o igual a 2000 habitantes (incluye captación, captación, potabilización y distribución)	II
23,4,2,1,5,3	Cambio y reparación de líneas de conducción y distribución de agua potable	I
23,4,2,1,5,4	Construcción y/u operación de proyectos multipropósito	IV
23,4,2,1,5,5	Reservorio con capacidad de almacenamiento mayor a 1000 m ³	II
23,4,2,1,5,6	Reservorio con capacidad de almacenamiento menor a 1000 m³	I

Nota: Ministerio del Ambiente (Acuerdo Ministerial N° 006).

Elaborado por: Catálogo de Categorización Ambiental Nacional (CCAN).

La categoría I en la que se encuentra el proyecto tiene un impacto ó riesgo no significativo y con la finalidad de minimizar el impacto se propone una Guía de Buenas Prácticas Ambientales (GBPA).

A través de la implementación de la Guía de Buenas Prácticas Ambientales (GBPA), se tiene la posibilidad de reducir el impacto ambiental negativo generado por las actividades de cada uno de los trabajadores de manera individual, sin la necesidad de sustituir o

realizar cambios profundos en los procesos; aunque el impacto generado pudiera percibirse como no significativo, la suma de cientos de malas actuaciones individuales puede generar resultados adversos, por lo cual se puede llevar a cabo pequeñas acciones encaminadas a su prevención o su reducción (Ministerio del Ambiente, 29 de abril del 2014, página 97).

Para el proyecto se realizara tres guías.

- Captaciones.
- Red de distribución.
- Tanque de almacenamiento.

4.3.1.1. Recomendaciones para la GBPA

a) Fase de diseño.

- Las condiciones actuales del entorno de la red de distribución y tanques de almacenamiento se puede apreciar en la tabla 100.

Tabla 100.

Descripción del entorno de la red de distribución y reservorio.

Elemento	Descripción del entorno	Fotografía
Red de distribución	Los dos tramos de red se colocarán en medio de los predios por diseño y pedido de la comunidad	  
	La ubicación de la red causara desbroce de la vegetación que se encuentra en cada lote.	
Tanque de almacenamiento (reservorio)	El tanque de almacenamiento se implantara en el terreno del señor Wilson Olmedo, porque es la mejor alternativa para garantizar la cantidad de agua.	 
	La ubicación del área a desapropiar causara desbroce de vegetación, el terreno es utilizado para pastoreo.	

Nota: Figuras del sitio del proyecto.

Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

- Plano topográfico de la red de distribución y sitio de implantación del tanque de almacenamiento (reservorio).
- Equipo de prevención personal y colectiva de cada uno de los trabajadores; así como las señales de prevención se encuentra en la tabla 101

Tabla 101.
Equipo de protección y señalización

Equipos	Red de distribución	Reservorio
Protección		
Mascarilla	✓	✓
Chaleco reflectivo	✓	✓
Guantes	✓	✓
Gafas de seguridad	✓	✓
Tapones para oído	✓	✓
Casco	✓	✓
Botas	✓	✓
Señalización		
Valla de información		✓
Cinta reflectiva	✓	✓
Cono de señalización	✓	
Valla de señalización	✓	

Nota: Equipos de prevención personal.
Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

- En la construcción de la red de distribución y el tanque de reserva, existen terrenos privados o comprometidos como se puede observar en la tabla 102.

Tabla 102.
Terrenos privados y/o comprometidos.

Elemento	Terrenos privados	Terrenos comprometidos	Propietario
Red de distribución	Todos	Todos	Cada miembro de la comunidad
Tanque de reserva	Si	Si	Señor Wilson Olmedo

Nota: Información obtenida en entrevista con la comunidad de Chinchiloma.
Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

- El material pétreo más cercano a la zona del proyecto para la construcción del tanque de almacenamiento (reservorio) es la cantera denominada

SURTIPETREOS, ubicada en el sector Pisangacho parroquia de Quiroga cantón Cotacachi a 25km aproximadamente de la zona del proyecto.

b) Fase de construcción, ampliación y mejoramiento.

b.1. Captaciones.

Las captaciones de Chinchiloma y Cunupugro son iguales (tabla103), por lo que se va a realizar una sola Guía de Buenas Prácticas Ambientales.

Tabla 103.
Condiciones de las captaciones.

Coordenadas		Condiciones
Norte	Este	
Chinchiloma		
17N0809253	0012427	Es una captación directa, en mal estado y deteriorada, su acceso es a pie debido a la vegetación espesa.
		
Cunupugro		
17N0809915	0012659	Es una captación directa, en mal estado y deteriorada, su acceso es a pie debido a la vegetación espesa.
		

Nota: Figuras del sitio del proyecto.
Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

b.1.1. Manipulación de materiales.

- Revise que los materiales a utilizarse no contengan material orgánico.
- El trabajador debe estar cualificado para manipular los materiales.
- Evite transportar demasiado peso a la vez.
- Utilice los equipos de protección personal de acuerdo a la actividad a realizarse.
- Evite el desperdicio de los materiales.
- Proteja de los agentes atmosféricos (sol, lluvia, humedad) los materiales a utilizarse.

- Verifique la fecha de caducidad y calidad de los materiales a utilizar.
- Considere la correcta cantidad de material a utilizarse par a su manipulación dependiendo de la calidad y tiempo.
- Prevea las actividades a ejecutarse en función del clima.

b.1.2. Almacenamiento de los materiales.

- Apile los materiales de acuerdo a las sugerencias del fabricante.
- Apile los materiales obtenidos IN SITU, en una zona limpia y plana, para evitar deslizamientos; colocar de forma ordenada.
- Guarde en saquillos de yute el material a no utilizarse para evitar su deterioro ó desperdicio.

b.1.3. Gestión de residuos.

- Ponga en un lugar visible al alcance de todos y la cantidad suficiente de saquillos de yute.
- Limpie y almacene en los saquillos el material sobrante y/o desperdicios, después de terminada la actividad ó al final de la jornada laboral para su respectivo traslado y posterior evacuación a los contenedores de basura.
- El desalojo de los escombros se realiza en lugares autorizados.
- Elimine adecuadamente las excretas. La letrina a construirse es tipo zanja (caja de gato), debe ser cubierta con plástico ó cualquier material que asegure la intimidad del usuario. Las dimensiones son de 1m de largo, 30centímetros de ancho y 50 centímetros de profundidad. Su funcionamiento consiste en después de cada uso cubrir con tierra.

La construcción de las letrinas se debe hacer en línea paralela y con las mismas características, y el tiempo de vida útil dependerá del número de trabajadores y tiempo de duración de la obra.

b.1.4. Ocupación y uso del suelo.

- No botar resto de material (hormigón, pintura, etc.) en el suelo.
- Instale la señalética preventiva adecuada dependiendo del tipo de actividad a realizarse.
- Realice un correcto acopio del material, con la finalidad de no causar inconvenientes (obstrucción del paso, colocación desordenada) en la construcción.

b.1.5. Disminuir las emisiones a la atmósfera.

- Prever las actividades de demolición en días no muy cálidos ó utilizar procesos húmedos (aspergear agua), con la finalidad de no generar muchas emisiones de polvo.
- Verifique el sellado de carrocerías de los camiones para la correcta transportación de materiales de construcción y/o escombros.
- Sellar los recipientes (pinturas, esmaltes, etc.) para evitar las emisiones de sustancias orgánicas volátiles.
- Utilice procesos húmedos para la mezcla de materiales áridos y cemento para disminuir la emisión de polvo.

b.1.6. Uso racional del agua.

- Realice el lavado de herramientas con baldes.
- Reutilice el agua en diferentes actividades.
- Controle las fugas de agua (instalaciones dañadas, mangueras).

b.1.7. Uso y consumo.

b.1.7.1. Productos químicos.

- Use los productos de acuerdo a las consideraciones del fabricante, sin desperdiciar y con las medidas de prevención necesarias.

b.1.7.2. Relacionamento comunitario.

- Realice charlas informativas el proyecto y los materiales a utilizar.
- Promueva una buena comunicación con los habitantes de la comunidad, para mitigar posibles problemas relacionados al medio ambiente.

b.1.7.3. Fase de operación.

- Realice una limpieza periódica del lugar de las captaciones (retiro de material sedimentado, hojas, etc.).
- Prever los materiales necesarios en caso de emergencia (daño de tuberías, rejillas) para evitar fugas de agua ó colapso del sistema.

b.2. Tanques de almacenamiento.

Los tanques de almacenamiento de Chinchiloma y Cunupugro son iguales (tabla 104) por lo que se va a realizar una sola Guía de Buenas Prácticas Ambientales.

Tabla 104.

Condiciones de las captaciones.

Coordenadas		Condiciones tanque de almacenamiento
Norte	Este	
Chinchiloma		
10012382.77	810049.50	En la actualidad no se realiza mantenimiento, debido a que no se puede ingresar al tanque
		
Cunupugro		
10011946.83	810081.53	En la actualidad no se realiza mantenimiento, debido a que no se puede ingresar al tanque
		

Nota: Figuras del sitio del proyecto.

Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

b.2.1. Manipulación de materiales.

- Verifique la fecha de caducidad y calidad de los materiales a utilizar.
- Revise que los materiales a utilizarse no contengan material orgánico.
- El trabajador debe estar cualificado para manipular los materiales.
- Evite transportar demasiado peso a la vez.
- Utilice los equipos de protección personal de acuerdo a la actividad a realizarse.
- Evite el desperdicio de los materiales.
- Proteja de los agentes atmosféricos (sol, lluvia, humedad) los materiales a utilizarse.
- Considere la correcta cantidad de material a utilizarse par a su manipulación dependiendo de la calidad y tiempo.
- Prevea las actividades a ejecutarse en función del clima.

b.2.2. Almacenamiento de los materiales.

- Realice una caseta provisional, con la finalidad de almacenar los materiales y herramientas para evitar su deterioro y/o pérdidas.
- Apile los materiales de acuerdo a las sugerencias del fabricante.
- Apile los materiales obtenidos IN SITU, en una zona limpia y plana, para evitar deslizamientos; colocar de forma ordenada.
- Guarde en saquillos de yute el material a no utilizarse para evitar su deterioro ó desperdicio.

b.2.3. Gestión de residuos.

- Ponga en un lugar visible al alcance de todos y la cantidad suficiente de saquillos de yute.
- Limpie y almacene en los saquillos el material sobrante y/o desperdicios, después de terminada la actividad ó al final de la jornada laboral para su respectivo traslado y posterior evacuación a los contenedores de basura.
- El desalojo de los escombros se realiza en lugares autorizados.

b.2.4. Ocupación y uso del suelo.

- No botar resto de material (hormigón, pintura, etc.) en el suelo y/o desagües.
- Emplee medidas de conservación de plantas ó árboles que pueden dañarse durante la construcción.
- Instale la señalética preventiva adecuada dependiendo del tipo de actividad a realizarse.
- Realice un correcto acopio del material, con la finalidad de no causar inconvenientes (obstrucción del paso, colocación desordenada) en la construcción.
- Verificar que las condiciones finales del entorno sean iguales o mejores a las iniciales.
- Retire la caseta provisional al finalizar la obra, con las debidas medidas de precaución.

b.2.5. Disminuir las emisiones a la atmósfera.

- Humedezca los sitios de trabajo (aspergear agua), con la finalidad de no generar muchas emisiones de polvo y/o cemento.
- Verifique el sellado de carrocerías de los camiones para la correcta transportación de materiales de construcción y/o escombros.
- Sellar los recipientes (pinturas, esmaltes, etc.) para evitar las emisiones de sustancias orgánicas volátiles.
- Utilice procesos húmedos para la mezcla de materiales áridos y cemento para disminuir la emisión de polvo.

b.2.6. Uso racional del agua.

- Realice el lavado de herramientas con baldes.
- Reutilice el agua en diferentes actividades.
- Controle las fugas de agua (instalaciones dañadas, mangueras).
- Controle la cantidad de agua a utilizarse en cada una de las actividades.
- Evite el vertido de agua que contengan productos de limpieza o cemento en el suelo o desagües.

b.2.7. Ruido.

- Capacite, controle e instruya a los trabajadores que estén expuestos a ruidos fuertes, con la correcta utilización del equipo de protección personal para mitigar la contaminación por ruido.
- Controle el correcto funcionamiento del equipo y maquinaria a utilizarse, con la finalidad de evitar ruidos molestos.
- Coloque la señalización respectiva (ruido), para la debida utilización del equipo de protección.

b.2.8. Consumo de energía.

- Capacite a los trabajadores sobre cómo ahorrar energía (apagar la luz en casos innecesarios, desenchufar las herramientas que no se utilizan, etc.)
- Realice la mayor parte de actividades utilizando la luz solar.

b.2.9. Uso y consumo.

b.2.9.1. Maquinaria.

- Verifique el estado de las maquinarias y herramientas a utilizarse.

- Racionalice el tiempo de funcionamiento de cada máquina.
- LA maquinaria debe tener los permisos correspondientes (certificados, CORPAIRE).

b.2.9.2. Productos químicos.

- Use los productos de acuerdo a las consideraciones del fabricante, sin desperdiciar y con las medidas de prevención necesarias.

b.2.9.3. Relacionamento comunitario.

- Realice charlas informativas del proyecto y los materiales a utilizar.
- Promueva una buena comunicación con los habitantes de la comunidad, para mitigar posibles problemas.
- Informe a la comunidad en caso de alguna anomalía (suspensión de agua), para evitar conflictos.

b.2.9.4. Fase de operación.

- Realice una limpieza periódica de los tanques de almacenamiento.
- Realice una limpieza de los accesorios del tanque de almacenamiento.
- Prever los materiales necesarios en caso de emergencia (daño de tuberías, válvulas) para evitar fugas de agua ó colapso del sistema.

b.3. Ampliación de los tramos de red de distribución.

b.3.1. Manipulación de materiales.

- Verifique la fecha de caducidad y calidad de los materiales a utilizar.
- Revise que los materiales a utilizarse no contengan material orgánico.
- Prever la cantidad correcta de la cantidad, diámetro de tubería y accesorias a utilizarse, con el objetivo de minimizar los desperdicios.
- El trabajador debe estar cualificado para manipular los materiales.
- Evite transportar demasiado peso a la vez.
- Utilice los equipos de protección personal de acuerdo a la actividad a realizarse.
- Evite el desperdicio de los materiales.

- Proteja de los agentes atmosféricos (sol, lluvia, humedad) los materiales a utilizarse.
- Considere la correcta cantidad de material a utilizarse par a su manipulación dependiendo de la calidad y tiempo.
- Prevea las actividades a ejecutarse en función del clima.

b.3.2. Almacenamiento de los materiales.

- Realice una caseta provisional, con la finalidad de almacenar los materiales y herramientas para evitar su deterioro y/o pérdidas.
- Apile los materiales de acuerdo a las sugerencias del fabricante.
- Apile los materiales obtenidos IN SITU, en una zona limpia y plana, para evitar deslizamientos; colocar de forma ordenada.
- Guarde en saquillos de yute el material a no utilizarse para evitar su deterioro ó desperdicio.

b.3.3. Gestión de residuos.

- Ponga en un lugar visible al alcance de todos y la cantidad suficiente de saquillos de yute.
- Limpie y almacene en los saquillos el material sobrante y/o desperdicios, después de terminada la actividad ó al final de la jornada laboral para su respectivo traslado y posterior evacuación a los contenedores de basura.
- El desalojo de los escombros se realiza en lugares autorizados.

b.3.4. Ocupación y uso del suelo.

- No botar resto de material (hormigón, pintura, etc.) en el suelo y/o desagües.
- Emplee medidas de conservación de plantas ó árboles que pueden dañarse durante la construcción.
- Instale la señalética preventiva adecuada dependiendo del tipo de actividad a realizarse.
- Realice un correcto acopio del material, con la finalidad de no causar inconvenientes (obstrucción del paso, colocación desordenada) en la construcción.
- Verificar que las condiciones finales del entorno sean iguales o mejores a las iniciales.

- Retire la caseta provisional al finalizar la obra, con las debidas medidas de precaución.

b.3.5. Disminuir las emisiones a la atmósfera.

- Humedezca los sitios de excavación (aspergear agua), con la finalidad de no generar muchas emisiones de polvo.
- Verifique el sellado de carrocerías de los camiones para la correcta transportación de materiales de construcción y/o escombros.
- Sellar los recipientes (pinturas, esmaltes, etc.) para evitar las emisiones de sustancias orgánicas volátiles.
- Utilice procesos húmedos para la mezcla de materiales áridos y cemento para disminuir la emisión de polvo.

b.3.6. Uso racional del agua.

- Realice el lavado de herramientas con baldes.
- Reutilice el agua en diferentes actividades.
- Controle las fugas de agua (instalaciones dañadas, mangueras).
- Controle la cantidad de agua a utilizarse en cada una de las actividades.
- Evite el vertido de agua que contengan productos de limpieza o cemento en el suelo o desagües.

b.3.7. Ruido.

- Capacite, controle e instruya a los trabajadores que estén expuestos a ruidos fuertes, con la correcta utilización del equipo de protección personal para mitigar la contaminación por ruido.
- Controle el correcto funcionamiento del equipo y maquinaria a utilizarse, con la finalidad de evitar ruidos molestos.
- Coloque la señalización respectiva (ruido), para la debida utilización del equipo de protección.

b.3.8. Consumo de energía.

- Capacite a los trabajadores sobre cómo ahorrar energía (apagar la luz en casos innecesarios, desenchufar las herramientas que no se utilizan, etc.)
- Realice la mayor parte de actividades utilizando la luz solar.

b.3.9. Uso y consumo.

b.3.9.1. Maquinaria.

- Verifique el estado de las maquinarias y herramientas a utilizarse.
- Racionalice el tiempo de funcionamiento de cada máquina.
- LA maquinaria debe tener los permisos correspondientes (certificados, CORPAIRE).

b.3.9.2. Productos químicos.

- Use los productos de acuerdo a las consideraciones del fabricante, sin desperdiciar y con las medidas de prevención necesarias.

b.3.9.3. Relacionamiento comunitario.

- Realice charlas informativas del proyecto y los materiales a utilizar.
- Promueva una buena comunicación con los habitantes de la comunidad, para mitigar posibles problemas.
- Informe a la comunidad en caso de alguna anomalía (suspensión de agua), para evitar conflictos.

b.3.9.4. Fase de operación.

- Realice una limpieza periódica de los tanques de almacenamiento.
- Realice una limpieza de los accesorios del tanque de almacenamiento.
- Prever los materiales necesarios en caso de emergencia (daño de tuberías, válvulas) para evitar fugas de agua ó colapso del sistema.

CAPÍTULO 5 PRESUPUESTO

En la tabla 105 se observa el presupuesto detallado y la fuente de financiamiento para la ejecución del proyecto.

Tabla 105.
Fuentes de financiamiento

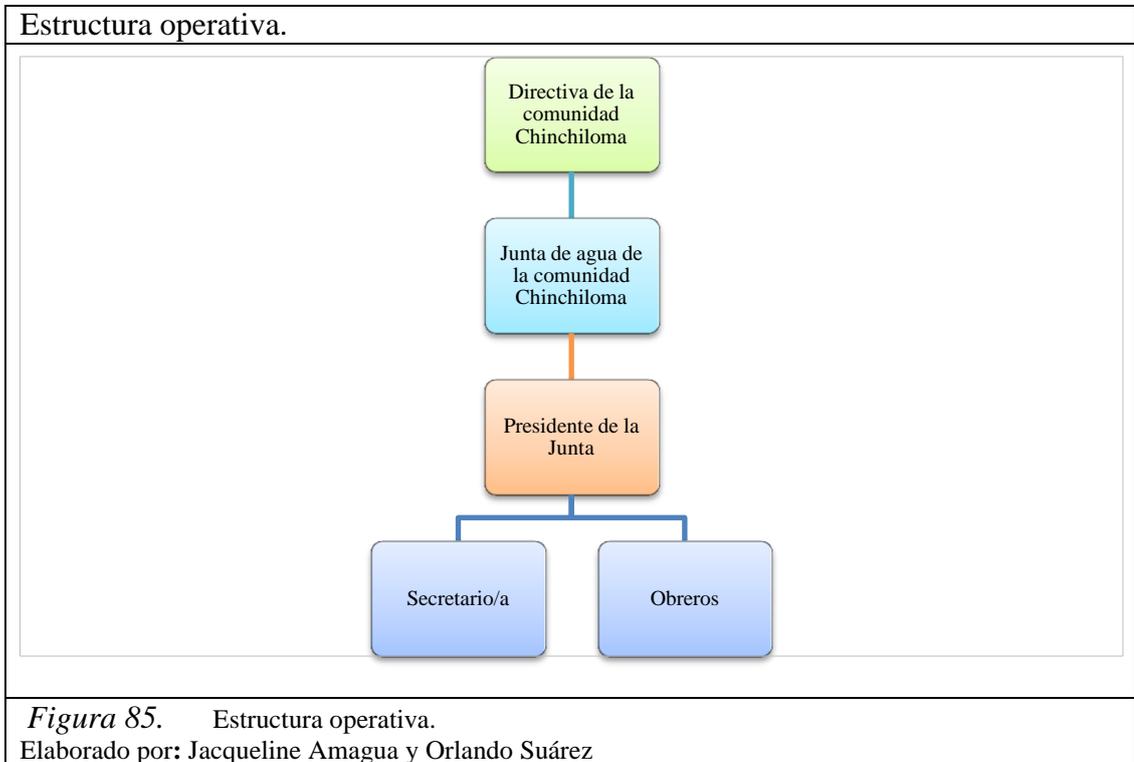
Rubros		Fuentes de financiamiento					Total
		Externas		Internas			
		Crédit	Cooperación	Fisc	R. Propios	A. Comunidad	
1	CAPTACIONES						
1,1	Replanteo y nivelacion		267,66				267,66
1,2	Desbroce y lim pieza		238,92				238,92
1,3	Excavacion a mano en fango		558,67				558,67
1,4	Acarreo manual material 50m - pendiente mayor a 45%		20,70				20,70
1,5	Encofrado/desencofrado paredes 2 lados		1063,62				1063,62
1,6	Hormigón simple paredes/muros f'c=210 kg/cm2		2085,08				2085,08
1,7	Acero refuerzo fy=4200 kg/cm2 (sum inistro, corte y colocado)		3803,53				3803,53
1,8	Relleno compactado (material de excavacion)		84,33				84,33
2	TANQUE 100m3 (RESERVORIO)						
2,1	Replanteo y nivelación		123,67				123,67
2,2	Desbroce y limpieza		242,06				242,06
2,3	Excavación zanja a mano h=0.00-2.75m (en tierra)		272,84				272,84
2,4	Excavación a mano cielo abierto (en tierra)		436,90				436,90
2,5	Relleno compactado (material de excavacion)		425,32				425,32
2,6	Acero refuerzo fy=4200 kg/cm2 (suministro, corte y colocado)		11576,14				11576,14
2,7	Malla electrosoldada 4.15		137,02				137,02
2,8	Encofrado/desencofrado guías de pared		207,48				207,48
2,9	Encofrado/desencofrado paredes 2 lados (tanque)		3761,77				3761,77
2,10	Encofrado/desencofrado losa de fondo (bordes)		147,42				147,42
2,11	Encofrado/desencofrado losa superior (tanque)		786,29				786,29
2,12	Encofrado/desencofrado madera monte cepillada		135,94				135,94
2,13	Encofrado/desencofrado columnas		133,64				133,64
2,14	Hormigón simple f'c=180 kg/cm2		507,76				507,76
2,15	Hormigón simple losa fondo tanque f'c=210 kg/cm2		2085,56				2085,56
2,16	Hormigón simple paredes tanque f'c=210 kg/cm2		3637,93				3637,93
2,17	Hormigón simple losa superior tanque f'c=210 kg/cm 2		1338,00				1338,00
2,18	Hormigón simple columnas f'c=210 kg/cm2		151,12				151,12
2,19	Hormigón simple replantillo f'c=180kg/cm 2		498,08				498,08
2,20	Juntas impermeables pvc 18 cm		536,15				536,15
2,21	Rejilla de pozo desagüe cámara (provisión y montaje)		65,28				65,28
2,22	Puerta tool doblado con marco (incluye instalación y pintura)		212,97				212,97
2,23	Ventana de hierro con protección (incluye instalación y pintura)		65,86				65,86
2,24	Regleta limnimétrica hf/acero inox. (provision y montaje)		220,56				220,56
2,25	Tapa sanitaria y cerco-acero triple galvanizado e=3m m (provisión y montaje)		171,11				171,11

Rubros		Crédit	Cooperación	Fiscales	R. Propios	A. Comunidad	Total
2,26	Estribo de varilla 18m m galvanizado en caliente (tanque) (provisión y montaje)		179,17				179,17
2,27	Enlucido vertical paleteado		381,34				381,34
2,28	Pulido paredes interiores		128,76				128,76
2,29	Enlucido horizontal liso		137,64				137,64
2,30	Pintura caucho exterior		566,72				566,72
2,31	Pintura caucho interior		164,68				164,68
2,32	Ventosa acero d=2" (m at/rec/trans/inst)		92,30				92,30
3	PLANTAS DE TRATAMIENTO						
3,1	Desbroce y limpieza		59,85				59,85
3,2	Excavación a mano cielo abierto (en tierra)		8,28				8,28
3,3	Encofrado/densofrado losa de fondo (bordes)		38,93				38,93
3,4	Hormigón simple f'c=210kg/cm2		408,44				408,44
3,5	Hormigón ciclópeo 40% piedra (f'c=210 kg/cm 2)		620,23				620,23
3,6	Acero refuerzo fy=4200 kg/cm2 (sum inistro, corte y colocado)		98,99				98,99
3,7	Relleno compactado (material de excavación)		14,02				14,02
3,8	Caseta metálica para cloración (provisión y montaje)		720,00				720,00
3,9	Tanque 200 lts polietileno apilable (provisión e instalación)		78,57				78,57
3,10	Hipoclorito de calcio al 70% - granulado (caneca 45kg) provisión		150,66				150,66
4	TANQUES DE ALMACENAMIENTO						
4,1	Pulido paredes interiores		55,68				55,68
4,2	Estribo de varilla 18m m galvanizado en caliente (tanque) (provisión y montaje)		113,16				113,16
4,3	Tapa sanitaria y cerco-acero triple galvanizado e=3m m (provisión y montaje)		123,20				123,20
4,4	Candado niquelado		36,00				36,00
5	TANQUES ROMPE PRESION						
5,1	Excavación a mano cielo abierto (en tierra)		8,48				8,48
5,2	Encofrado/densofrado madera monte cepillada		187,45				187,45
5,3	Hormigón simple f'c=180 kg/cm2		347,04				347,04
5,4	Tapa sanitaria y cerco-acero triple galvanizado e=3m m (provisión y montaje)		639,95				639,95
6	DISTRIBUCIÓN						
6,1	Replanteo y nivelación		8761,20				8761,20
6,2	Excavación zanja a mano h=0.00-2.75m (en tierra)		30397,25				30397,25
6,3	Tuberia pvc u/e 1.1mpa 19mm (mat/trans)		23941,44				23941,44
6,4	Tuberia pvc u/e 1.1mpa 25mm (mat/trans)		1709,24				1709,24
6,5	Codo pvc u/e 1.25mpa 019mm (provisión e instalación)		25,60				25,60
6,6	Relleno compactado (material de excavación)		18373,82				18373,82
6,7	Acarreo mecánico hasta 1 km (carga, transporte, volteo)		461,46				461,46
6,8	Conexión domiciliaria servicio pe 1/2" collar acero inox/bronce 3/4" (mat/trans/inst/exc/rell.comp)		15607,02				15607,02
7	SEGURIDAD INDUSTRIAL						
7,1	Charla educativa/publicitaria		48,00				48,00
7,2	Cono de señalizacion vial		90,00				90,00
7,3	Cinta reflectiva - rollo 3" x 200 pies (con leyenda)		20,40				20,40
7,4	Elaboracion de plano as built lamina, tamaño a0 o a1		336,24				336,24
7,5	Construcciones temporales en madera		427,36				427,36
7,6	Basurero plástico con tapa		12,00				12,00
7,7	Equipos de protección personal		411,84				411,84
Total							141981,79

Nota: Total expresado en dólares americanos.
Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

CAPÍTULO 6 ESTRATEGIA DE EJECUCIÓN

6.1. Estructura operativa



Se creará la “Junta de agua potable de la comunidad Chinchiloma”, presidida por la directiva de la comunidad, tendrá a cargo un/a secretario/a encargad de la parte administrativa, y a 2 obreros que se encarguen de dar mantenimiento del sistema, los cuales van a encontrarse en un sistema de revelo continuo.

6.2. Cronograma valorado.

Tabla 106.

Cronograma valorado

RUBRO	VOLU MEN	COSTO TOTAL	MES 1				MES 2				MES 3				MES 4				MES 5				MES 6				MES 7				MES 8				MES 9				MES 10			
			1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4				
1 CAPTACIONES																																										
1.1	Replanteo y nivelacion	179,64	267,66																																							
1.2	Desbroce y lim pieza	179,64	238,92																																							
1.3	Excavacion a mano en fango	24,29	558,67																																							
1.4	Acarreo manual material 50m - pendiente mayor a 45%	4,86	20,70																																							
1.5	Encofrado/densocofrado paredes 2 lados	31,95	1063,62																																							
1.6	Hormigón simple paredes/muros f'c=210 kg/cm2	15,02	2085,08																																							
1.7	Acero refuerzo fy=4200 kg/cm2 (sum inistro, corte y colocado)	1970,74	3803,53																																							
1.8	Relleno compactado (material de excavacion)	19,43	84,33																																							
2 TANQUE 100m3 (RESERVORIO)																																										
2.1	Replanteo y nivelacion	83,00	123,67																																							
2.2	Desbroce y limpieza	182,00	242,06																																							
2.3	Excavacion zanja a mano h=0.00-2.75m (en tierra)	38,00	272,84																																							
2.4	Excavacion a mano cielo abierto (en tierra)	85,00	436,90																																							
2.5	Relleno compactado (material de excavacion)	98,00	425,32																																							
2.6	Acero refuerzo fy=4200 kg/cm2 (sum inistro, corte y colocado)	5998,00	11576,14																																							
2.7	Malla electrosoldada 4,15	62,00	137,02																																							
2.8	Encofrado/densocofrado guias de pared	42,00	207,48																																							
2.9	Encofrado/densocofrado paredes 2 lados (tanque)	113,00	3761,77																																							
2.10	Encofrado/densocofrado losa de fondo (bordes)	39,00	147,42																																							
2.11	Encofrado/densocofrado losa superior (tanque)	61,00	786,29																																							
2.12	Encofrado/densocofrado madera monte cepillada	14,00	135,94																																							
2.13	Encofrado/densocofrado colum nas	13,00	133,64																																							
2.14	Hormigón simple f'c=180 kg/cm2	3,88	507,76																																							
2.15	Hormigón simple losa fondo tanque f'c=210 kg/cm2	17,00	2085,56																																							
2.16	Hormigón simple paredes tanque f'c=210 kg/cm2	26,00	3637,93																																							
2.17	Hormigón simple losa superior tanque f'c=210 kg/cm2	10,00	1338,00																																							
2.18	Hormigon simple columnas f'c=210 kg/cm2	1,00	151,12																																							
2.19	Hormigón simple replantillo f'c=180kg/cm2	4,00	498,08																																							
2.20	Juntas im permeables pvc 18 cm	48,00	536,15																																							
2.21	Rejilla de pozo desague camara (provision y montaje)	1,00	65,28																																							
2.22	Puerta tool doblado con marco (incluye instalacion y pintura)	3,00	212,97																																							
2.23	Ventana de hierro con proteccion (incluye instalacion y pintura)	2,00	65,86																																							
2.24	Regleta limnimitrica hf/acero inox. (provision y montaje)	1,00	220,56																																							
2.25	Tapa sanitaria y cerco-acero triple galvanizado e=3m m (provision y montaje)	1,00	171,11																																							
2.26	Estribo de varilla 18m m galvanizado en caliente (tanque) (provision y montaje)	19,00	179,17																																							
2.27	Enlucido vertical paletado	46,00	381,34																																							
2.28	Pulido paredes interiores	74,00	128,76																																							
2.29	Enlucido horizontal liso	12,00	137,64																																							
2.30	Pintura caucho exterior	154,00	566,72																																							
2.31	Pintura caucho interior	46,00	164,68																																							
2.32	Ventosa acero d=2" (m at/rec/trans/inst)	1,00	92,30																																							
3 PLANTAS DE TRATAMIENTO																																										
3.1	Desbroce y limpieza	45,00	59,85																																							
3.2	Excavacion a mano cielo abierto (en tierra)	1,61	8,28																																							
3.3	Encofrado/densocofrado losa de fondo (bordes)	10,30	38,93																																							
3.4	Hormigón simple f'c=210kg/cm2	3,12	408,44																																							
3.5	Hormigón ciclopeo 40% piedra (f'c=210 kg/cm2)	6,45	620,23																																							
3.6	Acero refuerzo fy=4200 kg/cm2 (sum inistro, corte y colocado)	51,29	98,99																																							
3.7	Relleno compactado (material de excavacion)	3,23	14,02																																							
3.8	Caseta metálica para cloración (provisión y montaje)	1,00	720,00																																							

CAPÍTULO 7

ESTRATEGIA DE SEGUIMIENTO Y EVALUACIÓN

7.1. Monitoreo de la ejecución

El monitoreo tiene por objetivo detectar cualquier problema, retraso +ó imprevistos en la ejecución del proyecto, a través del cronograma de actividades (capítulo 6.2) el que permite realizar un seguimiento de los avances técnicos, gastos económicos y definiendo las fechas en las que se debe realizar cada actividad. Además las actividades a realizarse se encuentran detalladas técnicamente (especificaciones técnicas) para cumplir con las normas, exigencias y procedimientos a ser empleados y aplicados en el proyecto, los cuales se encuentran detallados en el anexo 32.

7.2. Evaluación de resultados e impactos

7.2.1. Plan de manejo de microcuencas y vertientes del proyecto.

El plan de manejo de microcuencas tiene como finalidad establecer un uso adecuado del suelo, para garantizar el aprovechamiento de los recursos naturales e hídricos de la comunidad de Chinchiloma.

El objetivo del manejo de las microcuencas es regular y orientar las actividades que se desarrollan en la comunidad. Para su desarrollo se utiliza el sistema de clasificación de Holdridge.

7.2.1.1. Sistema de Holdridge.

El sistema fue desarrollado por Leslie Holdridge (1907 – 1999), utilizando el concepto de zona de vida.

“Una zona de vida es un grupo de asociaciones vegetales dentro de una división natural del clima, que se hacen teniendo en cuenta las condiciones edáficas y las etapas de sucesión, y que tienen una fisonomía similar en cualquier parte del mundo”.

Las zonas de vida son áreas ambientales que tienen un comportamiento similar biológicamente, relacionando a los ecosistemas de cualquier parte del mundo. Según Holdridge se utilizan tres parámetros fundamentales para determinar las zonas de vida.

1. **Biotemperatura:** Es el crecimiento vegetativo de las plantas a una temperatura que oscila entre (0°C y 30°C).
2. **Precipitación (P):** Es el agua que cae de la atmosfera en forma de lluvia, granizo o nieve; siendo el valor total promedio anual como mínimo en una serie histórica de 10 años expresada en milímetros.
3. **Evapotranspiración potencial (ETP):** Es un índice de humedad; siendo la relación entre la evapotranspiración y la precipitación media anual. Es decir el agua que se devuelve a la atmosfera debido a los procesos combinados de evaporación y transpiración.

$$ETP = Biotemperatura * 58.93 \text{ (milímetros anuales)}$$

El diagrama tridimensional creado por Holdridge (figura 86) identifica las zonas de vida que están en función de los parámetros (biotemperatura, precipitación, evapotranspiración potencial), representados por hexágonos donde se encuentra el nombre de la vegetación primaria (medio sin alterar).

Para determinar las zonas de vida que se encuentran en el proyecto se utiliza los parámetros de clasificación de Holdridge que se obtuvieron en el estudio hidrológico capítulo 4.1.2 (tabla 107).

Tabla 107.
Parámetros para determinar zona de vida.

Parámetro	Valor
Precipitación media anual (P=mm)	1067.00
Temperatura media anual (T=°C)	14.73
Evapotranspiración potencial (ETP=mm)	868.04
Relación (ETP/P)	0.81

Nota: Factores que determinan zona de vida.
Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

Diagrama de Holdridge.

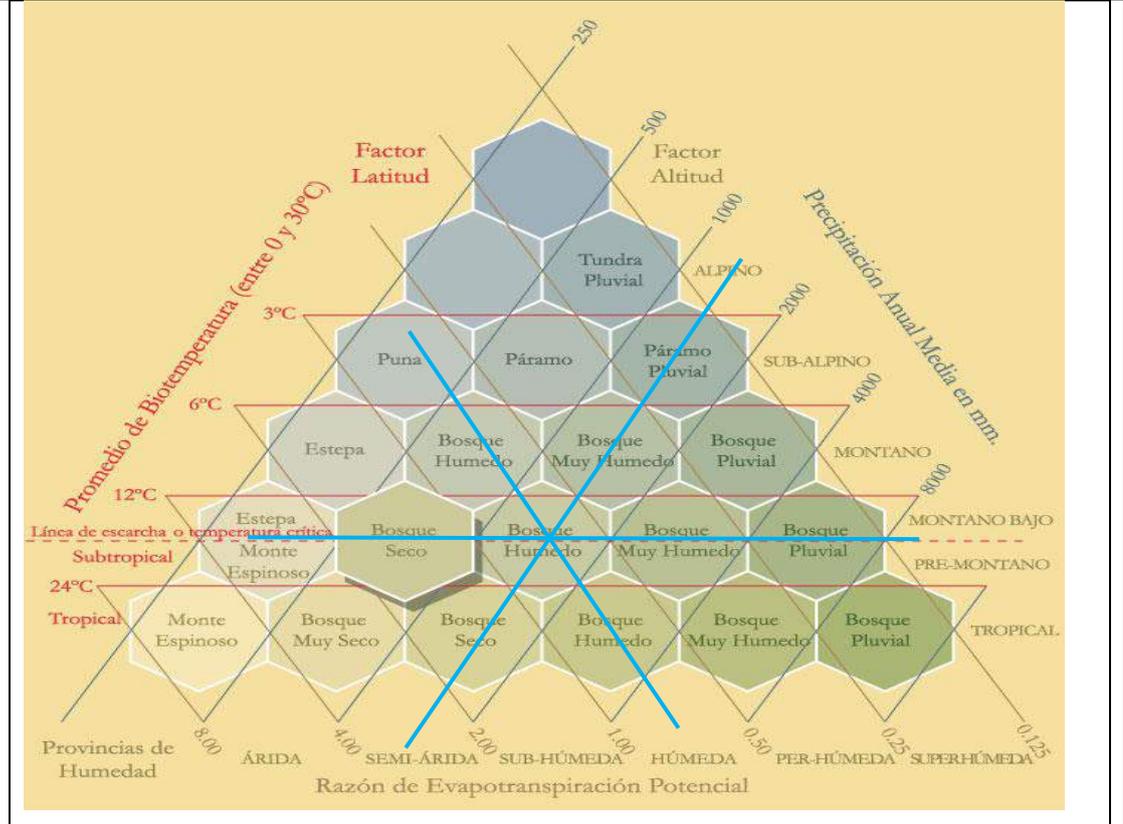


Figura 86. Diagrama para determinar zona de vida por Holdridge.
 Fuente: Libros de colección Ecológica del Banco de Occidente
 Elaborado por: Comité Editorial Banco de Occidente (Colombia)

Según la figura 70 y de acuerdo a los parámetros de clasificación tabla; los resultados para la zona de vida en el proyecto son:

- Hexágono: Bosque Húmedo
- Región Latitudinal: Templada.
- Piso Altitudinal: Montano Bajo
- Provincia de Humedad: Húmedo

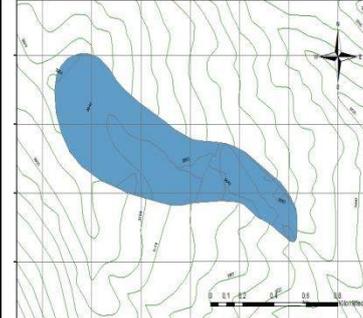
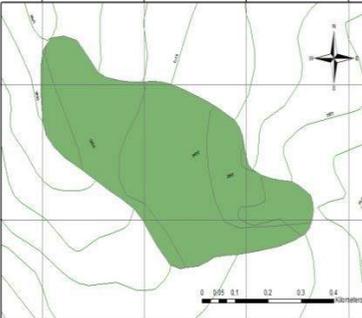
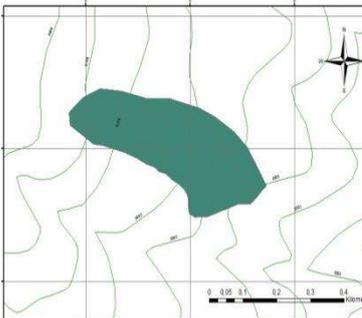
Por lo tanto se puede concluir que la zona de vida del proyecto es Bosque Húmedo-Montano Bajo.

En el proyecto se tienen definidas tres microcuencas la de Chinchiloma, Cunupugro y la del reservorio; de acuerdo a la clasificación bioclimática de Holdridge en cada una de las microcuencas se tiene una zona de vida y una de transición como se puede observar en la tabla 108.

Tabla 108.

Zona de vida y transición en las microcuencas del proyecto.

Zonas de vida y transición					
Microcuencas	Zona de vida	Símbolo	Zona de transición	Símbolo	Área (km ²)
Chinchiloma	Bosque Húmedo-Montano Bajo	bh-MB	Bosque Muy Húmedo-Montano Bajo	bmhM	0,52024
Cunupugro	Bosque Húmedo-Montano Bajo	bh-MB	Bosque Muy Húmedo-Montano Bajo	bmhM	0,2235
Reservorio	Bosque Húmedo-Montano Bajo	bh-MB	Bosque Muy Húmedo-Montano Bajo	bmhM	0,09005

Chinchiloma	Cunupugro	Reservorio
		

Nota: .Ubicación de las zonas de vida en las figuras.

Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

Bosque húmedo Montano Bajo (bhMB).

Las características de la zona de vida en la que se encuentra el proyecto es un clima templado propicio para la vida humana y animal, con una topografía accidentada el suelo es productivo pero debido a la destrucción de los bosques las cuencas de los ríos representan bajos caudales (nulos) en época de sequía deteriorando el ecosistema del lugar.

Bosque muy húmedo Montano Bajo (bhMB).

Sus características son similares al bosque húmedo montano bajo aunque es épocas de invierno las precipitaciones alcanzan cantidades mayores a 2000mm media total anual, desde el punto de vista ecológico los terrenos no son muy adecuados para actividades agrícolas.

7.2.1.2. Unidades ambientales de las microcuencas

Las unidades ambientales se determinan agrupando sectores que tengan similares características físicas, como un determinado comportamiento ante agentes exteriores;

es decir homogéneos. Para la identificar las unidades ambientales del proyecto se tomó en cuenta las zonas de vida (Según Holdridge) además de las características mismas del proyecto como geología, geomorfología, fisionomía vegetal, uso y cobertura del suelo; interrelacionando todos los parámetros se estableció sectores con rasgos parecidos pero no necesariamente idénticos en cada una de las microcuencas, obteniendo los resultados que se puede apreciar en la tabla 109.

Tabla 109.

Unidades ambientales en las microcuencas del proyecto.

Unidades ambientales	Área (Km ²)	Área (%)
Microcuenca Chinchiloma		
Relieves moderados de colinas de paramo	0,2891	3,3234
Vertientes abruptas e irregulares con pasto cultivado	0,0869	0,9990
Relieves moderados de colinas de paramo con pasto cultivado	0,1092	1,2553
Vertientes abruptas e irregulares con misceláneo de ciclo corto	0,0052	0,0592
Relieves moderados de colinas de paramo con misceláneo de ciclo corto	0,0016	0,0183
Vertientes abruptas e irregulares con paramo arbustivo muy alterado	0,0030	0,0340
Relieves moderados de colinas de paramo herbáceo muy alterado	0,0105	0,1207
Relieves moderados de colinas de paramo herbáceo medianamente alterado	0,0136	0,1563
Vertientes abruptas e irregulares con paramo herbáceo poco alterado	0,0011	0,0124
Microcuenca Cunupugro		
Relieves moderados de colinas de paramo con pasto cultivado	0,0012	0,5189
Vertientes abruptas e irregulares con pasto cultivado	0,0173	7,7388
Relieves moderados de colinas de paramo herbáceo poco alterado	0,1759	78,6849
Vertientes abruptas e irregulares con paramo herbáceo poco alterado	0,0292	13,0575
Microcuenca Reservoirio		
Relieves moderados de colinas de paramo con frutilla	0,0092	13,8760
Relieves moderados de colinas de paramo con pasto cultivado	0,0103	15,6200
Vertientes abruptas e irregulares con pasto cultivado	0,0159	24,1124
Vertientes abruptas e irregulares con misceláneo de ciclo corto	0,0066	10,0089
Relieves moderados de colinas de paramo herbáceo poco alterado	0,0341	51,7127
Vertientes abruptas e irregulares con paramo herbáceo poco alterado	0,0201	30,4817

Nota: De las figuras de la tabla 108 se obtiene las unidades ambientales.

Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

En la tabla, se puede observar los diferentes sectores ambientales con sus respectivas áreas y la similitud entre las microcuencas, por lo tanto se va a unificar las unidades ambientales para todo el proyecto como se puede apreciar en la tabla 110.

Tabla 110.
Unidades ambientales del proyecto.

Unidades ambientales
Relieves moderados de colinas de paramo
Relieves moderados de colinas de paramo con pasto cultivado
Relieves moderados de colinas de paramo, herbáceo muy alterado
Relieves moderados de colinas de paramo herbáceo poco alterado
Relieves moderados de colinas de paramo con frutilla
Relieves moderados de colinas de paramo con misceláneo de ciclo corto
Vertientes abruptas e irregulares con pasto cultivado
Vertientes abruptas e irregulares con misceláneo de ciclo corto
Vertientes abruptas e irregulares con paramo arbustivo muy alterado
Vertientes abruptas e irregulares con paramo herbáceo poco alterado

Nota: Unificación de unidades ambientales.

Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

Se puede concluir de la tabla 112, que se tiene 10 unidades ambientales en el proyecto, constituyendo las mismas un instrumento para delimitar el grado de protección que se va a implementar en el proyecto, beneficiando a las personas pero sin alterar sus condiciones.

La capacidad de acogida de las microcuencas dependen de las actividades humanas a desarrollarse, se encuentran en función de la unidades de integración ambiental y los procesos activos (inundación, erosión); estas actividades pueden ser compatibles o incompatibles en la zona del proyecto, para lo cual se compara cada unidad ambiental con cada una de las actividades más representativas de la comunidad que son agricultura, ganadería, provisión de agua para consumo y abrevadero, reforestación y conservación.

Las cualidades del suelo con respecto a la capacidad de acogida de las unidades ambientales, permite realizar comparaciones para determinar si las actividades son:

- Compatibles: C
- Vocacionales: V
- Compatibles con limitaciones: CCL
- Incompatibles: I
- Vocacional a introducir: VAL
- Estudio de impacto ambiental: EIA

- No aplicables: NA

Las comparaciones de las unidades ambientales respecto a las cualidades de la cuenca, se representa en una matriz de aptitudes que se puede observar en la tabla 111.

Tabla 111.
Unidades ambientales del proyecto.

Unidades ambientales	Agricultura	Ganadería	Provisión de agua para consumo y abrevadero	Reforestación	Conservación
Relieves moderados de colinas de paramo	CCL	I	EIA	CCL	NA
Relieves moderados de colinas de paramo con pasto cultivado	CCL	CCL	EIA	I	I
Relieves moderados de colinas de paramo, herbáceo muy alterado	CCL	I	EIA	VAL	CCL
Relieves moderados de colinas de paramo herbáceo poco alterado	CCL	CCL	EIA	VAL	CCL
Relieves moderados de colinas de paramo con frutilla	CCL	CCL	EIA	I	C
Relieves moderados de colinas de paramo con misceláneo de ciclo corto	C	CCL	NA	I	C
Vertientes abruptas e irregulares con pasto cultivado	I	I	NA	CCL	CCL
Vertientes abruptas e irregulares con misceláneo de ciclo corto	I	I	NA	CCL	CCL
Vertientes abruptas e irregulares con paramo arbustivo muy alterado	I	I	NA	CCL	CCL
Vertientes abruptas e irregulares con paramo herbáceo poco alterado	I	I	NA	CCL	CCL

Nota: Relación de unidades ambientales y uso de suelo.
Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

El manejo de las microcuencas es un proceso que tiene como objetivo aprovechar los recursos naturales presentes en la cuenca para usarlos, transformarlos y consumirlos sin olvidar conservar, recuperar y proteger los recursos estableciendo un equilibrio entre la economía y el medio ambiente.

El estado de las microcuencas está por las actividades que realiza el hombre, sus actitudes, la forma como desarrolla y maneja los sistemas productivos. En este contexto, la unidad de producción es el centro de intervención y manejo, mientras que la cuenca es la unidad de análisis y planificación para ordenar, conocer las potencialidades y evaluar los impactos.

El manejo de las microcuencas se realiza con la finalidad de interrelacionar las condiciones hidrológicas, ecológicas, biofísicas y humanas del área del proyecto, con

el propósito de mejorar el uso de tierra, conservar los recursos humanos y rehabilitar las áreas degradadas convirtiendo a la agroforestería en una opción tecnológica para cumplir con este objetivo.

7.2.1.3. Sistemas agroforestales.

La agroforestería se considera como un manejo sostenible de la tierra ya que satisface las necesidades energéticas, alimenticias de los agricultores mantenido un equilibrio entre la comunidad y el ambiente; para con ello poder combinar la producción de cultivos, plantas forestales y animales.

Los sistemas agroforestales se pueden clasificar de acuerdo al tipo de componentes y al acomodo espacio-temporal de los componentes.

1. Tipo de componentes

De acuerdo a los tipos de combinaciones de los componentes (cultivos agrícolas, plantas forestales y animales) que conforman los siguientes sistemas (figura 87):

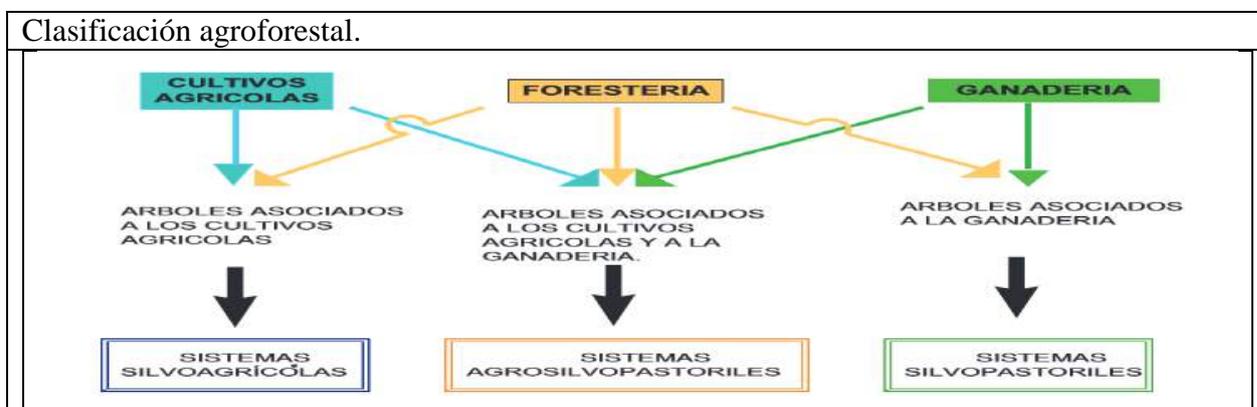


Figura 87. Clasificación agroforestal según sus componentes

Fuente: SAGARPA (Secretaría de Agricultura, Ganadería, Desarrollo Rural Pesca y Alimentación)

Elaborado por: Dirección General de Apoyos para el Desarrollo Rural.

Cultivos agrícolas: También denominados no leñosos pueden ser silvestres o cultivados; transitorios ó semipermanentes, como el maíz, cebada, hortalizas, pastos, plantas silvestres, etc.

Plantas forestales: También denominados leñosos pueden ser silvestres o cultivados; como los arbustos, subarbustos, palmas, helechos, árboles y gramíneas gigantescas.

Animales: Pueden ser domésticos y silvestres.

2. Acomodo espacial.

Es la ubicación de los componentes vegetales horizontal y verticalmente.

Ubicación horizontal de los componentes vegetales: Se la puede realizar con un orden (filas, rectángulos, etc.) y sin orden (de forma aleatoria).

Ubicación vertical aérea de los componentes vegetales: Los estratos pueden ser biestratificados ó multiestratificados, y la disposición del componente animal puede ser libre ó limitado.

3. Acomodo temporal.

Es la forma y tipo de ubicación de cada uno de los componentes.

Simultáneo: Los componentes agrícolas y plantas forestales se encuentran en forma paralela en el terreno durante la duración del sistema.

El componente agrícola puede ser de un solo ciclo ó distribuirse de manera que se releven continuamente.

De relevo: Los componentes agrícolas y de plantas forestales se revelen uno tras otro después de terminado el ciclo; es decir componente agrícola luego componente de planta forestal.

Superpuesto: Los componentes

Ubicación horizontal de los componentes vegetales: Cuando el componente agrícola se incorpora parcialmente al inicio del ciclo de vida del componente de planta forestal.

7.2.1.4. Propuesta de plan de manejo.

El objetivo principal del plan de manejo es proteger los afluentes naturales de las microcuencas para mejorar la calidad de vida de la comunidad de Chinchiloma, para lo cual se plantea estrategias que ayuden a cumplir el objetivo (tabla 112).

Tabla 112.

Línea base del plan de manejo de las microcuencas

Línea de acción	Elementos de la cuenca	Subcomponentes	Objetivos	Estrategias	Actividades	
Planificación y conservación de las microcuencas	Cuenca	Afluentes	Proteger quebradas y vertientes	-Control de vertidos a quebradas y vertientes	-Monitoreo de calidad de agua	
			-Proteger de inundaciones	-Protección márgenes de río	-Capacitación de uso eficiente de agua	
		Reservorio de captaciones	-Mitigar riesgos por causas hídricas	-Control de taponamientos de flujo de agua	-Obras civiles de protección -Fomento e incentivo de sistemas de riego eficientes	
	Relieve de la cuenca	Cuenca alta	-Proteger nacimiento de agua	-Adjudicación de agua con estudios	-Control de nacimiento de agua	-Forestación de áreas de captación
				-Mejorar técnicas de cultivo	-Control explotación de aridos	-Monitoreo de procesos erosivos
		Cuenca media	-Evitar la erosión	-Control deforestación	-Obras civiles de protección	
				-Investigación de procesos erosivos	-Recuperación de áreas degradadas	
		Cuenca baja	-Proteger vegetación nativa	-Control avance de frontera agrícola		
	Intervenciones antrópicas	Poblaciones	-Controlar uso del suelo -Localizar poblaciones en áreas libres de riesgo -Mejorar acceso al agua potable	-Eficiente control de gobiernos parroquiales	-Definir áreas libres de riesgo	-Actualización de usos de suelo -Estudios zonas de riesgo
				-Diseñar sistemas de abastecimientos de agua	-Dotación de agua potable	
				-Desarrollar el sector agropecuario	-Asistencia técnica	-Capacitación agropecuaria\
		Infraestructura	-Desarrollar infraestructura de riego -Desarrollar infraestructura de saneamiento ambiental	-Planificación con sistemas eficientes de riego	-Capacitación en sistemas de riego	
				-Diseño de sistemas de evacuación y tratamiento de aguas residuales y desechos sólidos	-Capacitación en buenas practica sanitarias	

Nota: Actividades a realizarse.

Elaborado por: Jacqueline Amagua y Orlando Suárez

De la tabla 112 se puede identificar las estrategias que se van a llevar a cabo de acuerdo a la línea base y las que se va a detallar a continuación:

Control de nacientes de agua: Es una de las estrategias orientada a proteger el recurso en especial destinado al consumo humano mediante acciones adecuadas de forestación, y protección de obras o infraestructura de captación.

Control de vertidos a ríos y acuífero: Las acciones que se tomen en este control ayudan a preservar la flora y fauna aguas abajo, para lo cual se debe realizar controles permanentes de tratamiento primario (desechos vertidos al río) monitoreando la calidad de agua de acuerdo a las normativas vigentes.

Protección de márgenes de ríos: Se debe realizar una planificación de construcción de obras civiles (muros de protección, enrocado de la orilla, limpieza y forestación de los márgenes); siendo una de las causas de contaminación de los ríos el desecho del desecho de basura en las orillas. También se debe proteger los márgenes de los ríos de las crecidas máximas.

Control de taponamiento de flujos de aguas: Se trata de prevenir y mitigar el riesgo por causas hídricas, siendo una de las causas principales del taponamiento la falta de limpieza periódica por la acumulación de sedimentos y/o basura.

Mejorar técnicas de cultivo: Implementar técnicas de cultivo que no deterioren (erosionen) al terreno (capítulo 7.2.1.3).

Control explotación de áridos: Exigir estudios de impacto ambiental y remediación ambiental, seguido de un seguimiento son estratégicos para evitar la erosión, el deterioro ambiental y paisajístico.

Control de deforestación: Acciones que ayuden a prevenir la erosión, proteger especies arbustivas, degradación paisajística y ambiental a través de la deforestación controlando la explotación anti técnica del bosque natural, bosques intervenidos, bosques plantados y vegetación arbustiva de las microcuencas.

Control de avance de la frontera agrícola: Orientado a proteger el área de captación de las microcuencas, la vegetación del lugar y prever la erosión de los suelos

Desarrollo servicios de calidad: Es estratégico la dotación de infraestructura de calidad tanto básica como alcantarillado, agua potable, recolección de basura como equipamiento de salud y educación, con el objetivo de fortalecer el turismo que demanda de estas condiciones.

Asistencia técnica y subsidio agrícola: La actividad agrícola y ganadera es a la que más se dedica la población, lo que demanda estrategias para potenciar la agricultura y ganadería , con adecuadas técnicas para evitar la migración, lo cual si se quiere garantizar la soberanía alimentaria del territorio solo es posible a través de una política de subsidio y asistencia técnica.

Planificación con sistemas eficientes de riego: Siendo el agua un recurso cada vez más escaso, no puede ser mal o ineficientemente utilizado en el riego, por lo que es una estrategia para superar la situación actual que utiliza sistemas de riego por inundación, sustituir por sistemas más eficientes como el de aspersión o sistema de riego por goteo, con el consiguiente ahorro del recurso.

Diseño de sistemas de evacuación y tratamiento de aguas residuales y desecho sólidos: Uno de los problemas que afecta al sector rural es la ausencia o deficitaria dotación de servicios de saneamiento ambiental: tratamiento del agua para beber (potabilización), servicio de alcantarillado, recolección de basura, que solo es posible su dotación en áreas con concentración de viviendas, por lo que la planificación debe atender estos problemas. Igualmente en la industria se tiene que normar el tratamiento de aguas de los procesos (efluentes), producto de los procesos previo al vertido en los ríos.

CONCLUSIONES

- Existe un alto porcentaje de estudiantes del área básica, sin embargo, el porcentaje decae significativamente en la asistencia al bachillerato y aún más en la asistencia a la educación superior. Además se puede concluir que del porcentaje de alumnos de bachillerato la mayor parte no llega a concluir sus estudios.
- En el sub-centro de salud se atienden en promedio trescientos casos al mes, pero estos datos no reflejan adecuadamente la realidad de la población propia de la zona, debido a que gran parte de la población atendida es población flotante. Esto se debe a que muchos de los casos atendidos corresponden a trabajadores de las florícolas provenientes de ciudades cercanas
- Los caudales en épocas de sequía son del orden de 0,055l/s, los mismos no abastecen para el consumo poblacional y abrevadero, provocando pérdidas en la producción agrícola, ganadera y lechera. Para minimizar el problema la población compra y transporta agua lo que ha provocado considerables pérdidas económicas
- Actualmente los habitantes se dedican principalmente a la ganadería. En promedio cada familia posee 2 cabezas de ganado, la producción lechera es entregada al Centro de Acopio de la comunidad Chaupiloma. Cultivan la tierra pero en muy poca cantidad, la producción solo es para consumo interno, la mayor parte de la tierra son pastizales para alimentar al ganado.
- Los caudales de garantía son de 0.143 l/s para la captación de Cunupugro y de 0.127 l/s para Chinchiloma. Los caudales máximos de son de 26.8 l/s para Cunupugro y de 79.5 l/s para Chinchiloma.
- La mejor alternativa de implantación del tanque de reserva es la alternativa 2 (coordenadas UTM X:12451, Y:809388), debido a que el área de aportación para el reservorio aumenta 22431m² más que con la alternativa 1, es decir, casi 1.4 veces más.
- La zona del proyecto es considerada de alto riesgo con una aceleración máxima en roca de 0.40.
- La carga portante admisible (qadm), es la carga que puede soportar el suelo en cada uno de los sistemas (sistema Chinchiloma (qadm=76.73 T/m²); sistema Cunupugro (qadm= 66.15 T/m²).

- Los asentamientos que van a sufrir los elementos de los sistemas de Chinchiloma (2.43cm) y Cunupugro (2.55cm) son menores al permisible de 3,5cm para arena limosa.
- La tubería de PVC es más lisa, por lo tanto hay menor pérdida de carga y la velocidad de flujo en su interior será mayor en relación con la tubería de acero y de hierro galvanizado.
- El análisis de agua en las captaciones y agua lluvia, tiene, cantidades de coliformes totales superiores a lo permisible, está situación se dará solución utilizando un hipoclorador.
- Según el Catálogo de Categorización Ambiental Nacional (CCAN) con acuerdo ministerial N° 006, la categoría a la que corresponde el proyecto es la categoría I, por lo cual se realizó una Guía de Buenas Prácticas Ambientales.
- El costo del proyecto es de ciento cuarenta y un mil novecientos ochenta y uno con setenta y nueve centavos (141981,79) de dólares Americanos.
- Las dimensiones obtenidas en el diseño de los desarenadores son muy pequeñas por lo que se utilizan medidas mínimas.
- Debido a las fuertes pendientes se tienen presiones altas, por lo que se han colocado 11 tanques rompe presión.
- El sistema de almacenamiento de aguas lluvias para cada predio se utilizará únicamente como respaldo, debido a que el caudal captado por el sistema abastece a la población futura de diseño.

RECOMENDACIONES

- Antes de iniciar la construcción de la obra, se debe comunicar a todos los habitantes de los trabajos a realizarse.
- Se debe revisar todos los materiales antes de su puesta en obra.
- Es recomendable sustituir los techos de teja por materiales prefabricados como fibro cemento, para reducir la permeabilidad y facilitar su limpieza.
- Para una profundidad de desplante de 1.5m se recomienda una cimentación cuadrada de 1.5m
- Debe realizarse una inspección visual de cada sector antes de iniciar los trabajos.
- Los materiales deben ser dispuestos en lugares adecuados, para evitar humedad excesiva, las tuberías deben ser apiladas adecuadamente para no exceder su límite de carga.
- Se debe ocupar el equipo de protección personal durante toda la jornada laboral para prevenir lesiones.
- Durante la ejecución de la obra se debe colocar señalética adecuada para informar a los habitantes de los trabajos y peligros.
- Dar mantenimiento periódico a todos los elementos del sistema.

LISTA DE REFERENCIAS

Aguas Residuales para Poblaciones mayores a 1000 habitantes, Quito - Ecuador, 1992.

BRAJA M. DAS, Principios de Ingeniería de Cimentaciones, 4ta Edición, Thomson Editores.

CHOW Ven Te, MAIDMENT David, WAYS Larry, Hidrología aplicada, Editorial

EX IEOS, Normas para Estudio y Diseño de Sistemas de Agua Potable y Disposición de

Gutierrez, C. (2014). Hidrología Básica y aplicada. Quito: Abya-Yala.

INAMHI, Anuarios Hidrológico y Meteorológicos
INEC, Censo de Población y Vivienda (CPV) 2010.

Instituto Geográfico Militar. (2015).

McGRAW-HILL, Primera edición, Bogotá - Colombia 1994.

MIDUVI. (2012). Código ecuatoriano para el diseño de la construcción de obras sanitarias. Sistemas de abastecimiento de agua potable, disposición de excretas y residuos líquidos en área rural, Quito . Ecuador, 2010.

Ministerio del Ambiente. (Febrero 2014). Acuerdo Ministerial N° 006. Quito.

http://tupigachi.gob.ec/index.php?option=com_content&view=article&id=91&Itemid=19. (s.f.).