



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Facultad de Ingeniería

Carrera de Ingeniería Civil

Evaluación y rediseño de la planta de tratamiento de aguas residuales
Acchayacu, parroquia Tarqui, del cantón Cuenca, Ecuador

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

Autores:

Cristhian Raúl González Tello

CI: 0301815346

Andrea Carolina Narváez Torres

CI: 0150761245

Director:

Ing. Andrés Omar Alvarado Martínez Ph. D.

CI:0102246477

Cuenca, Ecuador

28-octubre-2018



RESUMEN:

La descarga de aguas residuales que no han recibido un tratamiento adecuado hacia cuerpos receptores constituye un grave problema ambiental y de salud pública, este problema se hace evidente en zonas rurales en donde se dificulta el acceso a los servicios de saneamiento. Para el tratamiento de aguas residuales en las zonas rurales de la ciudad de Cuenca la Empresa Pública ETAPA EP ha implementado pequeñas plantas de tratamiento descentralizadas que en la actualidad presentan deficiencias en el tratamiento o ya no se encuentran en operación. En el presente estudio se realiza la evaluación y rediseño de la planta de tratamiento ubicada en la comunidad Acchayacu, parroquia Tarqui con el objetivo de brindar una solución técnica definitiva al sistema que actualmente descarga en una quebrada utilizada para actividades agrícolas. El proyecto abarcó estudios de campo y laboratorio; así, se realizó una evaluación del estado actual de funcionamiento de la PTAR; posteriormente se realizó un estudio de selección de tecnología seguido de una propuesta de rediseño del sistema, la cual consta de un tratamiento preliminar (reja de entrada y desarenador), la readecuación del tratamiento primario (tanque séptico), tratamiento secundario (humedales verticales estilo francés primera etapa) y un tratamiento terciario (desinfección). Como parte de la propuesta integral de rediseño, el estudio incluye planos constructivos, memoria técnica de diseño, manual de operación y mantenimiento del sistema y presupuesto de construcción.

Palabras clave: Aguas residuales. Saneamiento. Acchayacu. Evaluación. Rediseño.



ABSTRACT:

The discharge of wastewater that has not received adequate treatment to receiving corps is a serious environmental and public health problem, this problem is evident in rural areas where access to sanitation services is difficult. For the treatment of wastewater in rural areas of the city of Cuenca, the Public Company ETAPA EP has implemented small decentralized treatment plants that currently have deficiencies in treatment or are no longer in operation. This study evaluates and redesigns the treatment plant located in the community of Acchayacu, in Tarqui, with the objective of providing a definitive technical solution to the system that currently discharges into a ravine used for agricultural activities. The project included field and laboratory studies; thus, an assessment of the current state of operation of the PTAR was carried out; after that, a technology selection study was carried out followed by a proposal for redesigning the system, which consists of a preliminary treatment (bar screen and grit chamber), the readjustment of the primary treatment (septic tank), secondary treatment (vertical wetlands first stage French style) and a tertiary treatment (disinfection). As part of the detailed engineering design, the study includes construction plans, technical design report, system operation and maintenance manual and construction budget.

Keywords: Wastewater. Sanitation. Acchayacu. Evaluation. Redesign.



ÍNDICE

ÍNDICE DE TABLAS	10
ÍNDICE DE GRÁFICOS	12
1. INTRODUCCIÓN.....	15
1.1. Antecedentes.....	16
1.2. Justificación	17
1.3. Objetivos	17
1.3.1. Objetivo general	17
1.3.2. Objetivos específicos.....	17
1.4. Estructura del trabajo de titulación.....	18
2. MARCO TEÓRICO	19
2.1. Sistemas de tratamiento de aguas residuales.....	19
2.1.1. Sistemas descentralizados de tratamiento de aguas residuales	19
2.2. Saneamiento en el Ecuador.....	20
2.2.1. Saneamiento en zonas rurales	21
2.2.2. PTARs descentralizadas en el cantón Cuenca	21
2.3. Tecnologías de tratamiento de agua residual	23
2.3.1. Sistemas aerobios y anaerobios.....	23
2.3.2. Sistemas naturales de tratamiento.....	24
2.4. Procesos de tratamiento.....	29
2.4.1. Tratamiento preliminar.....	29
2.4.2. Tratamiento primario.....	34
2.4.3. Tratamiento secundario	37
2.4.4. Tratamiento terciario.....	42
2.5. Operación y mantenimiento de PTARs	44
2.6. Caracterización del agua residual.....	44
2.6.1. Principales contaminantes	44
2.6.2. Métodos de muestreo	47
2.6.3. Aforos.....	48



2.7.	Normativa de descarga para efluentes de una PTAR	48
3.	MATERIALES Y MÉTODOS.....	50
3.1.	Descripción general de la zona de estudio	50
3.1.1.	Ubicación y características generales de la PTAR.....	50
3.1.2.	Análisis demográfico.....	50
3.1.3.	Servicio de saneamiento	50
3.2.	Estudios de campo y laboratorio.....	51
3.2.1.	Levantamiento topográfico.....	51
3.2.2.	Caracterización.....	52
3.2.3.	Aforos.....	52
3.3.	Selección de tecnología.....	53
3.4.	Desarrollo de propuesta integral de rediseño.....	54
4.	RESULTADOS Y DISCUSIÓN	55
4.1.	Evaluación de la PTAR Acchayacu.....	55
4.1.1.	Caracterización de afluentes y efluentes de la PTAR	55
4.1.2.	Configuración actual y funcionamiento de la PTAR Acchayacu	62
4.1.3.	Estado de las estructuras actuales	63
4.2.	Análisis de selección de tecnología	69
4.2.1.	Reactor anaerobio de flujo ascendente (RAFA).....	70
4.2.2.	Peat Filtration	72
4.2.3.	Humedales verticales de flujo subsuperficial estilo francés.....	75
4.2.4.	Propuesta de rediseño seleccionada	76
5.	PROPUESTA DE REDISEÑO DEFINITIVA.....	78
5.1.	Parámetros de diseño.....	78
5.1.1.	Periodo de diseño.....	78
5.1.2.	Población de diseño	78
5.1.3.	Caudales de diseño.....	80
5.2.	Memoria de cálculo.....	83
5.2.1.	Tratamiento preliminar.....	83



5.2.2.	Tratamiento primario.....	88
5.2.3.	Tratamiento secundario	90
5.2.4.	Tratamiento terciario.....	94
5.3.	Manual de operación y mantenimiento	95
5.3.1.	Tratamiento preliminar.....	96
5.3.2.	Tratamiento primario.....	97
5.3.3.	Tratamiento secundario.....	98
5.3.4.	Tratamiento terciario.....	100
6.	PRESUPUESTO.....	101
7.	CONCLUSIONES.....	105
8.	BIBLIOGRAFÍA.....	107
	ANEXO A. Calibración del vertedero	111
	ANEXO B. Registro de aforos realizados a la entrada de la PTAR Acchayacu	113
	ANEXO C. Diseño de la transición.....	113
	ANEXO D. Planos constructivos de la propuesta de rediseño definitiva.....	116



Cláusula de licencia y autorización para publicación en el Repositorio Institucional

Cristhian Raúl González Tello en calidad de autora y titular de los derechos morales y patrimoniales del trabajo de titulación "Evaluación y rediseño de la planta de tratamiento de aguas residuales Acchayacu, parroquia Tarqui del cantón Cuenca, Ecuador", de conformidad con el Art. 114 del CÓDIGO ORGÁNICO DE LA ECONOMÍA SOCIAL DE LOS CONOCIMIENTOS, CREATIVIDAD E INNOVACIÓN reconozco a favor de la Universidad de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos.

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

Cuenca, 28 de octubre de 2019

Cristhian Raúl González Tello

C.I: 0301815346



Cláusula de Propiedad Intelectual

Cristhian Raúl González Tello autor del trabajo de titulación "Evaluación y rediseño de la planta de tratamiento de aguas residuales Acchayacu, parroquia Tarqui del cantón Cuenca, Ecuador", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor.

Cuenca, 28 de octubre del 2019

Cristhian Raúl González Tello

C.I: 0301815346



Cláusula de licencia y autorización para publicación en el Repositorio Institucional

Andrea Carolina Narvárez Torres en calidad de autora y titular de los derechos morales y patrimoniales del trabajo de titulación "Evaluación y rediseño de la planta de tratamiento de aguas residuales Acchayacu, parroquia Tarqui del cantón Cuenca, Ecuador", de conformidad con el Art. 114 del CÓDIGO ORGÁNICO DE LA ECONOMÍA SOCIAL DE LOS CONOCIMIENTOS, CREATIVIDAD E INNOVACIÓN reconozco a favor de la Universidad de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos.

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

Cuenca, 28 de octubre de 2019

Andrea Carolina Narvárez Torres

C.I: 0150761245



Cláusula de Propiedad Intelectual

Andrea Carolina Narváez Torres autora del trabajo de titulación "Evaluación y rediseño de la planta de tratamiento de aguas residuales Acchayacu, parroquia Tarquí del cantón Cuenca, Ecuador", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autora.

Cuenca, 28 de octubre del 2019

Andrea Carolina Narváez Torres

C.I: 0150761245



ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2. 1. Plantas de Tratamiento de aguas residuales rurales del catón Cuenca	23
Tabla 2. 2. Características de la reja de entrada.....	30
Tabla 2. 3. Cantidad de lodos producidos en el tanque séptico	35
Tabla 2. 5. Guía para el dimensionamiento de un filtro anaerobio de flujo ascendente	39
Tabla 2. 6. Perfil de dimensión de partículas	41
Tabla 2. 7. Medida de remoción de contaminantes.....	42
Tabla 2. 8. Contaminantes de importancia de aguas residuales	45
Tabla 2. 9. Límites de descarga a un cuerpo de agua dulce	49
Tabla 3. 1. Población de la parroquia Tarqui.....	50
Tabla 4. 1. Parámetros de diseño de la reja de entrada.....	65
Tabla 4. 2. Análisis de criterios de diseño del tanque séptico	67
Tabla 4. 3. Filtro anaerobio, configuración del sistema y resultados de la evaluación .	69
Tabla 4. 4. RAFA, primera alternativa. Ventajas y desventajas.....	71
Tabla 4. 5. . RAFA, segunda alternativa. Ventajas y desventajas	71
Tabla 4. 6. RAFA, tercera alternativa. Ventajas y desventajas.....	72
Tabla 4. 7. Peat Filtration, primera alternativa. Ventajas y desventajas	73
Tabla 4. 8. Peat Filtration, segunda alternativa. Ventajas y desventajas.....	74
Tabla 4. 9. Peat Filtration, tercera alternativa. Ventajas y desventajas	75
Tabla 4. 10. Humedal vertical estilo francés, segunda alternativa.....	76
Tabla 5. 1. Proyección de la población	80
Tabla 5. 2. Dotaciones de agua para los diferentes niveles de servicio	81
Tabla 5. 3. Niveles de servicio para sistemas de abastecimiento, disposición de excretas y residuos líquidos	81
Tabla 5. 4. Resumen de caudales de diseño	83
Tabla 5. 5. Datos de entrada para el dimensionamiento del desarenador.....	84
Tabla 5. 6. Dimensiones de los canales del desarenador	85
Tabla 5. 7. Vertedero a la salida del desarenador.....	86
Tabla 5. 8. Detalle de la transición.....	86
Tabla 5. 9. Cálculo de calados en la estructura de entrada para el caudal máximo de diseño.....	87
Tabla 5. 10. Configuración del vertedero lateral de excesos	87
Tabla 5. 11. Configuración de la reja de entrada.....	88
Tabla 5. 12. Cálculo de velocidad de acercamiento y pérdida en la reja	88
Tabla 5. 13. Datos de entrada para el dimensionamiento del tanque séptico.....	89
Tabla 5. 14. Composición del efluente del tanque séptico	90



Tabla 5. 15. Carga hidráulica y carga orgánica implementada en la PTAR Acchayacu	91
Tabla 5. 16. Configuración de los estratos del humedal.....	91
Tabla 5. 17. Composición del efluente de los humedales	91
Tabla 5. 18. Datos de altura de cada compartimento	92
Tabla 5. 19 Coeficiente de pérdida para diferentes accesorios	92
Tabla 5. 20. Cálculo de carga dinámica	93
Tabla 5. 21. Características de la bomba.....	93
Tabla 5. 22. Tanque de almacenamiento de NaOCl	94
Tabla 5. 23. Datos de entrada para el dimensionamiento del tanque de cloración.....	95
Tabla 5. 24. Cronograma de llenado y vaciado de cada compartimento	99



ÍNDICE DE GRÁFICOS

Figura 2. 1. Esquema de un sistema de tratamiento de aguas residuales.....	19
Figura 2. 2. Esquema de flujo de energía contenida en el sustrato	24
Figura 2. 3. Humedales artificiales de flujo superficial	27
Figura 2. 4. Humedales artificiales de flujo subsuperficial horizontal.....	28
Figura 2. 5. Humedales artificiales de flujo subsuperficial vertical	29
Figura 2. 6. Configuración de un vertedero sufro	32
Figura 2. 7. Detalle del tanque séptico.....	36
Figura 2. 8. Configuración de un humedal estilo francés. Primera etapa.....	41
Figura 3. 1. Esquema de la red de alcantarillado sanitario de la comunidad Acchayacu	51
Figura 4. 1. Curvas de caudal registrados al ingreso a la PTAR Acchayacu	55
Figura 4. 2. Curvas de caudal registrado al ingreso y salida de la PTAR Acchayacu..	56
Figura 4. 3. Análisis de Sólidos Suspendidos Totales	57
Figura 4. 4. Análisis de Sólidos Totales	57
Figura 4. 5. Análisis del pH	58
Figura 4. 6. Análisis de DBO5.....	58
Figura 4. 7. Análisis de DQO	59
Figura 4. 8. Relación DQO/DBO a la entrada y salida de la PTAR.....	59
Figura 4. 9. Análisis de fósforo total	60
Figura 4. 10. Análisis de nitrógeno amoniacal.....	61
Figura 4. 11. Análisis Nitrógeno Kjeldahl	61
Figura 4. 12. Análisis de Coliformes Termotolerantes	62
Figura 4. 13. Diagrama de flujo de los procesos de tratamiento. PTAR Acchayacu	62
Figura 4. 14. Esquema PTAR Acchayacu.....	63
Figura 4. 15. Esquema de estructura de control de caudal	64
Figura 4. 16. Esquema del tanque séptico	66
Figura 4. 17. Esquema del filtro anaerobio de flujo ascendente	68
Figura 4. 18. RAFA, primera alternativa	70
Figura 4. 19. RAFA, segunda alternativa	71
Figura 4. 20. RAFA, tercera alternativa	71
Figura 4. 21. Peat Filtration, primera alternativa.....	72
Figura 4. 22. Peat Filtration, segunda alternativa	73
Figura 4. 23. Peat Filtration, tercera alternativa.....	74
Figura 4. 24. Humedales verticales estilo francés, primera alternativa	75
Figura 4. 25. Humedal vertical estilo francés, segunda alternativa.....	76



DEDICATORIA

Este trabajo dedico a mi familia: Mis padres Bertha y Raúl, a mis hermanas Paola, Ana y Josseline, quienes me han brindado ayuda durante toda esta etapa de mi vida igualmente a mi sobrino Dylan que me inspiró a seguir adelante y alcanzar la meta. Es muy satisfactorio poder agradecerles por toda la confianza brindada en mí; la inculcación de valores, responsabilidad y ejemplo a seguir en mi carrera les debo a mis progenitores que sirvió para desarrollar principios de una persona útil para la sociedad.

A mis amigos quienes en esta etapa universitaria han sido un apoyo y ayuda muy grande.

Cristhian Raúl

Este trabajo está dedicado a mis padres Johnny y Ximena, quienes a través de su ejemplo inculcaron en mí las bases de responsabilidad, honestidad y deseos de superación; a mi hermana Emily que con su amor y palabras de aliento ha constituido un soporte importante para alcanzar mis metas. Es grato, a través de este logro, poder retribuir todos los esfuerzos que han realizado durante esta etapa y durante toda mi vida.

A toda mi familia y amigos por la calidez, apoyo y confianza brindada.

Andrea Carolina



AGRADECIMIENTO

Agradecemos a nuestro director el Ing. Andrés Alvarado Martínez, PhD, por su disposición para compartir sus amplios conocimientos, y su valiosa colaboración para la realización del presente trabajo de tesis.

A la empresa pública ETAPA EP y de manera especial a la Ing. Verónica Rodas y a su equipo de trabajo quienes a través de su experiencia y colaboración han permitido el desarrollo de nuestras actividades.

Al equipo de estudiantes y docentes del College of Agriculture and Life Sciences de la Universidad de Texas A&M (EUA), por el apoyo académico e intercambio cultural que ha enriquecido la ejecución del proyecto.

Cristhian y Andrea



1. INTRODUCCIÓN

El crecimiento poblacional, conjuntamente con los cambios en los hábitos de vida y el desarrollo urbano, han significado una mayor producción de residuos domésticos e industriales. Para el año 2015 se estimó que a pesar de que un 68% de la población mundial cuenta con un servicio básico de eliminación de dichos residuos, tan solo un 27% usa instalaciones privadas de saneamiento conectadas a una red de alcantarillado, desde donde las aguas residuales son transportadas hacia un sistema de tratamiento (WHO, 2019). Es decir, la mayor cantidad de aguas residuales producidas a nivel global son descargadas directamente en cuerpos de agua, suelos a cielo abierto o en el subsuelo.

Los sistemas de tratamiento de aguas residuales remueven los contaminantes que estas contienen, ya sean orgánicos o inorgánicos, para alcanzar una calidad requerida por la normativa o por el tipo de reutilización a la que se destinará. La depuración se realiza mediante la integración de operaciones y procesos unitarios, seleccionados en función de las características del agua residual tratada y la calidad deseada del efluente (Noyola et al., 2013). Estas operaciones y procesos se llevan a cabo en una planta de tratamiento de aguas residuales (PTAR). El sistema de tratamiento puede ser emplazado en PTAR centralizadas o PTAR descentralizadas. Los sistemas centralizados, recolectan y tratan grandes volúmenes de aguas residuales; y por otra parte, los sistemas descentralizados son ideales para el tratamiento de agua residual producida en hogares, edificios individuales o pequeñas comunidades (Massoud et al., 2009).

Las descargas directas o la descarga de aguas residuales que no han recibido un adecuado tratamiento hacia fuentes de agua que son incapaces de absorber y neutralizar la carga contaminante, ocasionan un importante impacto en el medioambiente, que compromete principalmente a la salud del ser humano (Pimentel, 2017) . Las aguas residuales pueden ser el principal vehículo de transmisión de enfermedades como el cólera, diarrea, disentería, hepatitis A, fiebre tifoidea y la poliomielitis; por lo que, un saneamiento deficiente es la causa de 280000 muertes anuales en todo el mundo (WHO, 2019).

La salud pública está estrechamente ligada al desarrollo de los países, debido a lo cual, brindar servicios de saneamiento ambiental adecuado debe ser prioritario en la agenda nacional. Sin embargo, en el Ecuador persiste una gran deficiencia en infraestructura adecuada para el tratamiento de efluentes domésticos que se observa en mayor magnitud en el área rural, donde al rededor 20% de los habitantes no tienen acceso aún a infraestructura básica de saneamiento (WHO, 2015).



1.1. Antecedentes

En la ciudad de Cuenca la depuración de aguas residuales se realiza en la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales Ucubamba, donde llega el agua residual doméstica y la escorrentía urbana de la ciudad a través de un sistema combinado de colectores e interceptores marginales a los ríos de la ciudad. La PTAR Ucubamba trata mediante lagunas de estabilización al rededor del 95% de las aguas residuales producidas en la zona urbana de la ciudad, lo cual representa un área de cobertura de aproximadamente 18200 hectáreas (ETAPA EP, 2017). Por otra parte, debido al alto costo y dificultad técnica que implica la ampliación de la red principal hacia zonas rurales o periurbanas del cantón, la Empresa Pública de Telecomunicaciones, Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento de Cuenca (ETAPA EP) construyó un total de 32 plantas de tratamiento de aguas residuales descentralizadas distribuidas a lo largo de todo el cantón. La mayoría de PTARs descentralizadas implementadas cuentan con sistemas de tratamiento preliminar, primario y secundario (anaerobios o naturales) (Alvarado et al., 2017).

El presente trabajo de tesis se realiza en el marco de la Cooperación entre la Universidad de Cuenca y la Empresa Pública de Telecomunicaciones, Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento de Cuenca, ETAPA EP y bajo la colaboración académica existente entre el College of Agriculture and Life Sciences de la Universidad de Texas A&M (EUA) y la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Cuenca para el desarrollo de proyectos comunitarios.

El proyecto abarca la evaluación y el rediseño de la PTAR descentralizada ubicada en la comunidad Acchayacu, parroquia Tarqui. El sistema de tratamiento de aguas residuales en estudio se encuentra emplazado en un área de aproximadamente 303 m² y está constituido por las siguientes estructuras:

- i) Pretratamiento (cribado),
- ii) Fosa séptica,
- iii) Filtro biológico anaerobio de flujo vertical,
- iv) Estructura de salida.

Con la finalidad de identificar el estado de la PTAR, se realiza una evaluación técnica de cada uno de los procesos que se llevan a cabo dentro del sistema, además de la caracterización tanto del afluente como del efluente. En cuanto al rediseño, se propone una alternativa técnica y económicamente viable, en la que se analiza la reutilización



y/o remoción de infraestructura existente y la implementación de nuevos procesos de tratamiento que aumenten la eficiencia de la PTAR.

1.2. Justificación

Actualmente las plantas rurales construidas por ETAPA en las últimas décadas presentan una disminución en su eficiencia, e incluso algunas ya no se encuentran en funcionamiento. Varios estudios realizados, además de la experiencia en el manejo de estas plantas han identificado entre los principales problemas: el rápido crecimiento de la población y un gran cantidad de conexiones ilícitas, limitaciones económicas combinado con una baja capacidad de organización de los usuarios, consideraciones incorrectas en los diseños, etc. (Alvarado et al., 2017). La PTAR Acchayacu, se encuentra operando con una baja eficiencia. Esta aseveración se manifiesta tan sólo por la percepción de las características físicas de la descarga, como el olor y el color del vertido. Se ha identificado, a simple vista, aspectos estructurales deficientes tales como el mal estado de la estructura de control de caudal, de la reja de entrada, de las conexiones. Además, se evidencia una carencia importante en el pretratamiento que es la ausencia de un desarenador.

La necesidad de recuperación de la eficiencia de la PTAR Acchayacu radica en que el efluente es utilizado principalmente para actividades agrícolas en las zonas aledañas al proyecto, además existe un contacto permanente de estos efluentes con la población que diariamente atraviesa la quebrada para poder acceder a la vía principal. De esta manera se busca contribuir a mejorar la salud pública en este sector, que se reflejará en un mejor nivel de vida de los habitantes de la comunidad beneficiada con este sistema.

1.3. Objetivos

1.3.1. Objetivo general

Realizar una evaluación Hidráulica-Sanitaria y el rediseño de la planta de Tratamiento de Aguas residuales de la Comunidad Acchayacu, Parroquia Tarqui del Cantón Cuenca.

1.3.2. Objetivos específicos

- Evaluar la infraestructura y procesos en la planta de tratamiento de aguas residuales.
- Estudiar y proponer alternativas para la readecuación o rediseño de la planta.
- Desarrollar una propuesta integral de rediseño.
- Elaborar un plan de operación y mantenimiento.



1.4. Estructura del trabajo de titulación

El trabajo de titulación contiene siete capítulos, organizados según un proceso lógico de desarrollo en función de los objetivos del estudio. A continuación, se detalla el contenido de los diferentes capítulos.

El capítulo uno describe el objeto de estudio, importancia, antecedentes, justificación, objetivos y estructura del trabajo de titulación.

El capítulo dos presenta los conceptos básicos sobre los cuales se desarrolla el proyecto. Además, se hace una revisión del estado del arte para definir las opciones técnicas y métodos requeridos para la evaluación y rediseño de la PTAR con base en la normativa vigente.

El capítulo tres hace una descripción de la zona donde se encuentra ubicada la PTAR. Además, describe los estudios realizados y la metodología seguida para la selección de tecnologías y desarrollo de la propuesta integral de rediseño.

El capítulo cuatro muestra los resultados de la evaluación realizada a la PTAR, y analiza la tecnología de rediseño seleccionada.

El capítulo cinco presenta la propuesta de rediseño definitiva, lo cual incluye parámetros de diseño, memoria de cálculo y manual de operación y mantenimiento.

El capítulo seis hace un análisis del presupuesto para el desarrollo del proyecto mediante un análisis de cantidades de obra y precios unitarios.

Finalmente, el capítulo siete presenta las conclusiones del trabajo de titulación, aportaciones y recomendaciones para futuras investigaciones.

2. MARCO TEÓRICO

2.1. Sistemas de tratamiento de aguas residuales

Un sistema de tratamiento de aguas residuales se implementa ante la necesidad de precautelar la salud pública y evitar condiciones adversas provocadas por la descarga del agua residual al medio ambiente. El sistema acelera la acción de las fuerzas de la naturaleza bajo condiciones controladas en plantas de tratamiento. Entre los principales objetivos de un sistema de tratamiento de aguas residuales se encuentran: eliminación de la materia en suspensión y flotante, tratamiento de la materia orgánica biodegradable, eliminación de los organismos patógenos y la eliminación de nutrientes como el nitrógeno y el fósforo (Metcalf & Eddy, 1995).

Para lograr estos objetivos, el sistema de tratamiento incorpora operaciones físicas y procesos químicos y biológicos unitarios. En función de las operaciones y procesos seleccionados para el proceso de purificación del agua, se pueden generar emisiones gaseosas a la atmósfera y/o residuos sólidos (Noyola et al., 2013). A continuación, se presenta un esquema de un sistema de tratamiento de aguas residuales.

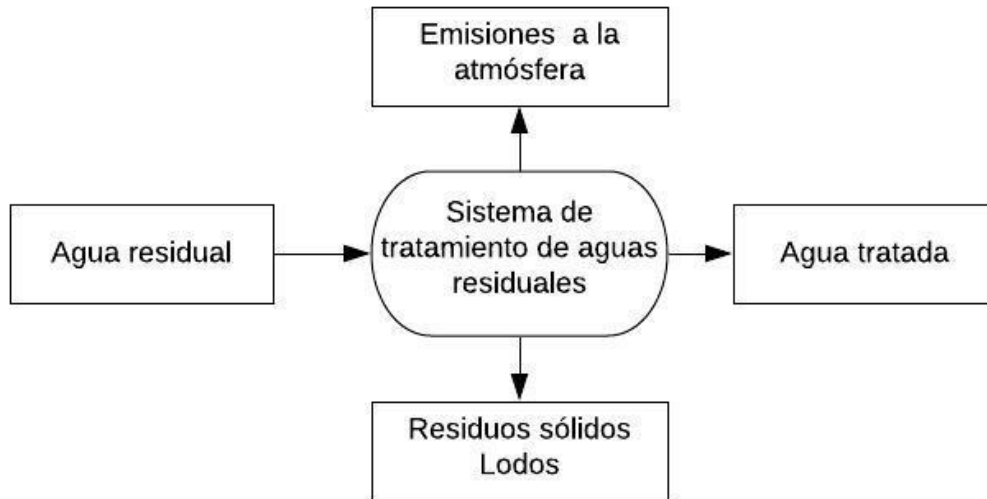


Figura 2. 1. Esquema de un sistema de tratamiento de aguas residuales
Fuente: Adaptado de Noyola et al. (2013)

2.1.1. Sistemas descentralizados de tratamiento de aguas residuales

Los enfoques de tratamiento de aguas residuales varían desde sistemas centralizados hasta sistemas descentralizados. Los sistemas centralizados recolectan, transportan y tratan grandes volúmenes de agua; generalmente el tratamiento y disposición final del



efluente se realiza muy lejos del punto de generación de los desechos. Estos sistemas en su gran mayoría nacieron a partir de que en grandes ciudades las descargas de las redes de colectores ocasionaban grandes problemas ambientales en los puntos de descarga. Por otra parte, a diferencia de los sistemas centralizados, los sistemas descentralizados permiten el tratamiento del agua residual mucho más cerca de su fuente de origen.

En zonas rurales o periurbanas, en donde el acceso a las grandes redes de alcantarillado es difícil y costosa, los sistemas descentralizados resultan ser una opción ambiental y económicamente sustentable para el tratamiento (Singh et al., 2015). Estos sistemas dan la oportunidad de aumentar la cobertura de saneamiento de los municipios, reduciendo así los efectos negativos sobre el medio ambiente y la salud pública; brindando además, la posibilidad de reutilización del efluente según el tipo de comunidad, las opciones técnicas y los entornos locales (Massoud et al., 2009).

Según Massoud (2009), algunas de las características de un sistema descentralizado son:

- Disponibilidad de tecnologías para casos específicos
- Posibilidad de desarrollo gradual e inversión

2.2. Saneamiento en el Ecuador

El Ecuador, siendo un país mega diverso y pluricultural, el saneamiento constituye un asunto prioritario para la conservación del medioambiente y la salud pública. Es así que, incluso en la Constitución de la República del Ecuador del año 2008 el Artículo 66 señala que se reconoce y garantizará a las personas: “El derecho a una vida digna, que asegure la salud, alimentación y nutrición, agua potable, vivienda, saneamiento ambiental (...)”.

Los entes a cargo de la prestación del servicio de saneamiento son los municipios, ya sea por administración directa desde una instancia municipal, por empresas municipales o por empresas mancomunadas (Fernández et al., 2018). Hasta el año 2015 el 61.86% de los GAD Municipales realizaban tratamiento de sus aguas residuales, mientras el 38.14% descargan directamente el efluente hacia los cuerpos receptores como ríos, quebradas o mar en el caso de la Región Insular (INEC, 2015). Sin embargo, no existe una estadística oficial acerca del porcentaje de los efluentes domésticos que efectivamente reciben un tratamiento adecuado a las normas ecuatorianas para disposición final en cuerpos receptores.



2.2.1. Saneamiento en zonas rurales

Uno de los factores que condicionan el acceso a los servicios de saneamiento es la pobreza, y en el país el 33.7% de la población a nivel nacional sufre de este factor siendo 4.3 veces mayor en la zona rural en comparación de zonas urbanas (Acosta M. et al., 2018). Para lograr una equidad social, el gobierno ecuatoriano ha puesto en marcha planes y programas cuyo fin es reducir la brecha urbano-rural (Fernández et al., 2018). Como resultado se ha obtenido que la brecha urbano-rural en servicios de saneamiento pasó del 30 % en el 2001 a solo 6 % en el 2014, debido al incremento de la cobertura rural, que pasó de 36.59 % en el 2001 a 65.44 % en el 2014.

Según Fernández et al. (2018), la inequidad de acceso a los servicios de agua y saneamiento no solo se da entre la zona urbana y rural, sino también, por zonas geográficas. Así, la cobertura a nivel nacional en la sierra es considerablemente más alta, tanto en agua como en saneamiento, respecto las otras regiones. En función de la población la cobertura de saneamiento de la sierra también es la más alta con 86.96 % en el 2014, seguido por la región amazónica con 62.36 %, la región costanera con 56.59 %, y la región insular con 44.56 %. Además, del total de plantas de tratamiento existentes en el país el 49.88% se encuentran en la Sierra, el 30.64% en la Costa, el 19% en la Amazonía y tan solo un 0.48% en la Región Insular (INEC, 2015).

2.2.2. PTARs descentralizadas en el cantón Cuenca

El saneamiento en el sector rural y asentamientos periurbanos de la ciudad de Cuenca se encuentran a cargo de ETAPA. Extender una red de alcantarillado más allá del límite urbano actual implica costos demasiados elevados, por lo que hace más o menos 30 años atrás ETAPA decidió construir 32 PTARs descentralizadas. En general, las PTARs construidas consisten en un tratamiento preliminar (rejillas), un tratamiento primario (fosa séptica), y un tratamiento secundario (filtro anaerobio o humedal artificial) (Alvarado et al., 2017). Todos estos sistemas presentan eficiencias de tratamiento similares a pesar de sus inherentes diferencias geográficas y de servicio. En la Tabla 2. 1 se muestran las características más importantes de las PTARs mencionadas.



Nro.	Nombre del Sistema	Ubicación	Área de cobertura (ha)	Tipo de sistema	En operación
1	Ricaurte	Flor de Camino	-	-	-
2	Molleturo	Luz y Guía	-	-	-
3	Abdón Calderón	Molleturo	72.2	ED+FS+HA	✓
4	Estero Piedra	Molleturo	-	ED+FS+HA	✓
5	Flor y Selva	Molleturo	55.8	ED+FS+HA	✓
6	Jesús del Gran Poder	Molleturo	417.5	ED+FS+HA	✓
7	La Suya	Molleturo	43.5	ED+FS+FA	✓
8	Tamarindo	Molleturo	N/D	ED+FS+HA	✓
9	San Antonio	Chaucha	N/D	FS+FA	✓
10	San Gabriel - Parte Baja	Chaucha	N/D	FS+FA	✓
11	San Gabriel	Chaucha	75.2	FS+FA	✓
12	Cruz Verde	Chiquintad	75.2	ED+FS	✓
13	La Isla	Chiquintad	54.3	FS+FA+HA	✓
14	Churuguzo	Victoria del Portete	226.5	ED+FS	✓
15	Escaleras	Victoria del Portete	49.3	ED+FS+FA	✓
16	Cumbe	Victoria del Portete	40.3	FS+FA	✓
17	Quillopungo	El Valle	150.8	ED+RA+FA	✓
18	Soldados	San Joaquín	N/D	ED+FS+HA	✓
19	Acchayacu	Tarqui	129.4	FS+FA	✓
20	Tutupali	Tarqui	41.5	ED+FS+FA	✓
21	El Chorro	Santa Ana	47.9	FS+FA	✓
22	Guabo	Sidcay	25.4	ED+FS+FA	✓
23	Santa Ana Laureles	Santa Ana	24.4	ED+FS+FA	✓



24	San Pedro	Santa Ana	71.0	ED+FS+FA	✓
25	Santa Ana Cementerio	Santa Ana	32.9	ED+FS+FA	✓
26	Santa Bárbara	Santa Ana	8.6	FS+FA	✓
27	Macas de Quingeo	Quingeo	11.1	FS+FA	✓
28	Quingeo Centro	Quingeo	103.6	FS+FA	✓
29	Octavio Cordero Palacios		38.4	FS	✓
30	Tarqui Centro	Victoria del Portete	605.1	ED+FS+FA	✓
31	Bella Unión	Santa Ana	76.5	ED+FS+FA	✓
32	Pueblo Nuevo	Molleturo	55.8	FS+FA	✓

Legenda: ED: Estructura de Desbordamiento; FS: Fosa Séptica; FA: Filtro Anaerobio; HA: Humedal Artificial; RA: Reactor Anaerobio

Tabla 2. 1. Plantas de Tratamiento de aguas residuales rurales del catón Cuenca

Fuente: (Alvarado et al., 2017)

2.3. Tecnologías de tratamiento de agua residual

Los diferentes procesos que se llevan a cabo para la remoción de contaminantes dentro de un sistema de tratamiento de aguas residuales son seleccionados en función del clima y de las características del agua residual a tratar y la calidad deseada del efluente. El método seleccionado constituye la tecnología de tratamiento, y se clasifica según el proceso biológico que realiza en: sistemas aerobios, sistemas anaerobios y sistemas naturales.

2.3.1. Sistemas aerobios y anaerobios

En el método de tratamiento aerobio, los microorganismos utilizan oxígeno para la degradación de productos orgánicos en productos más simples como dióxido de carbono y agua. Los sistemas de tratamiento aerobio requieren equipamiento de aireación mecánica, por lo tanto, involucran un alto consumo de energía. Estos sistemas constituyen una adecuada selección de tratamiento en países con legislaciones ambientales muy exigentes como los europeos debido a que muchos de los cuerpos receptores son ríos transfronterizos y con múltiples usos consuntivos. Los sistemas aerobios en general tienen una alta eficiencia de remoción de materia orgánica; sin embargo, requieren de personal experto para su operación. En algunos casos se usa los sistemas aerobios como método de post tratamiento para efluentes de sistemas

aerobios (Singh et al., 2015). Entre los sistemas aerobios comúnmente usados se encuentran: lodos activados, filtro percolador, discos biológicos rotatorios y filtro sumergido (Noyola et al., 2013).

Por otro lado, los sistemas anaerobios representan una alternativa energéticamente más viable que los sistemas aerobios. Los principales productos del tratamiento anaerobio son el metano y biomasa, que se obtienen al final del ciclo de digestión anaerobia que involucra los subprocesos hidrólisis, acidogénesis, acetogénesis y metanogénesis en ausencia de oxígeno. Estos sistemas remueven una menor proporción de carga orgánica y nutrientes que los sistemas aerobios, pero son sistemas de bajo costo y pueden ser proveedores de energía. Debido a una menor calidad del efluente, como se mencionó anteriormente, estos sistemas son seguidos por un sistema de tratamiento aerobio (Singh et al., 2015). Algunos ejemplos de sistemas aerobios implementados en plantas de tratamiento son: fosa séptica, tanque Imhoff, filtro anaerobio, reactor de lecho de lodos y reactor de lecho expandido/fuidificado (Noyola et al., 2013).

En la Figura 2. 2 se muestra el esquema de flujo que sigue la energía química contenida en la materia orgánica contaminante, según el sistema de tratamiento empleado ya sea aerobio o anaerobio.

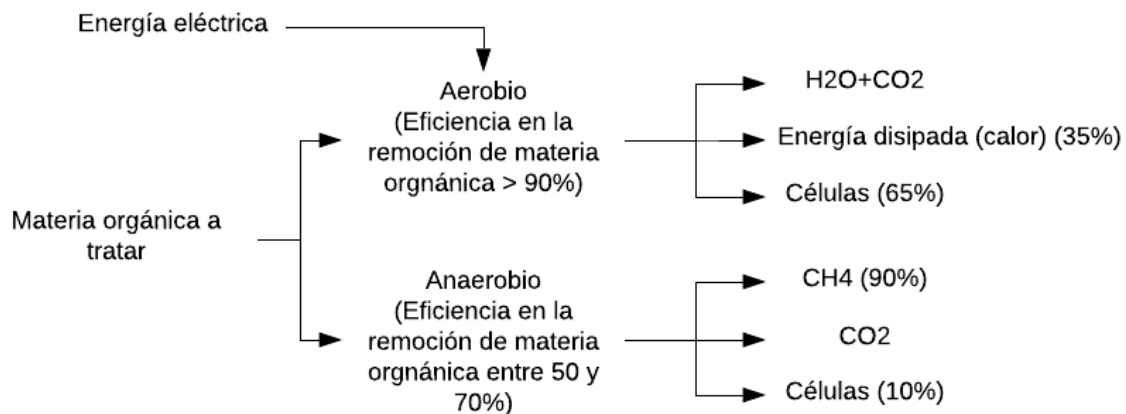


Figura 2. 2. Esquema de flujo de energía contenida en el sustrato
Fuente: Adaptado de Noyola et al. (2013)

2.3.2. Sistemas naturales de tratamiento

Los sistemas naturales tratan el agua residual mediante la interacción químico-biológica del suelo, plantas y microorganismos. Además, aplican métodos físico-químicos como la precipitación y la adsorción. Estos sistemas son usados como tratamiento secundario



o como una combinación entre tratamiento primario y secundario. Al igual que los sistemas aerobios, estos son capaces de remover nutrientes y la carga orgánica presentes en el afluente. Los sistemas naturales constituyen una opción de tratamiento de bajo costo en cuanto a operación y mantenimiento, por lo que son implementados generalmente en países en desarrollo. La aplicación de estos sistemas se recomienda cuando se dispone de una gran área de terreno, aunque actualmente existen variaciones que permiten la reducción del área necesaria para el tratamiento (Singh et al., 2015).

El sistema natural de tratamiento más simple es el sistema de estanques, en el cual se usa la relación simbiótica entre algas y bacterias para el tratamiento del agua residual. Existen también sistemas más complejos como sistemas lagunares (lagunas de estabilización o lagunas facultativas), escurrimiento/infiltración en el terreno o humedales artificiales.

2.3.2.1. Humedales Artificiales

Los humedales artificiales, son ecosistemas diseñados y construidos con plantas acuáticas, suelo y los microorganismos asociados a estos para la depuración de aguas residuales (Vymazal et al., 2008). Se definen como sistemas de fitodepuración, es decir se realiza la depuración de aguas contaminadas por medio de plantas superiores (macrófitas) enraizadas sobre un lecho de grava impermeabilizado. El término macrófitas hace referencia a plantas acuáticas, como plantas acuáticas vasculares, musgos, algas y helechos, las mismas que emplean la energía solar a través de la fotosíntesis para transformarla en energía química. Las macrófitas hacen posible una serie de complejas interacciones físicas, químicas, biológicas y simbióticas entre plantas y microorganismos (Delgadillo et al., 2010).

Estos sistemas permiten tener un buen grado de control sobre algunos elementos como: composición del sustrato, tipo de vegetación y patrón de flujo. Además, ofrece algunas ventajas como flexibilidad en cuanto al dimensionamiento y ubicación del sistema; y lo más importante, el control de la hidráulica y tiempos de retención (Vymazal, 2008), que asegura un adecuado desarrollo de los procesos biológicos dentro del humedal.

El funcionamiento de los humedales artificiales se fundamenta en la actividad bioquímica de microorganismos, el aporte de oxígeno a través de los vegetales durante el día y el apoyo físico de un lecho inerte que sirve como soporte para el enraizamiento de los vegetales, además de servir como medio filtrante. Los principales procesos que se llevan a cabo dentro de estos sistemas incluyen filtración, oxidación microbiana, sedimentación, absorción, reacciones químicas y la volatilización (Delgadillo et al.,



2010). Mediante estos procesos los humedales artificiales tienen la capacidad de tratar contaminantes como sólidos en suspensión, materia orgánica (DBO, DQO), nutrientes (N y P), microorganismos patógenos, pesticidas, entre otros (Padrón, 2018).

Entre las principales ventajas que estos sistemas ofrecen se encuentran: nulo consumo energético (si se cuenta con la carga piezométrica natural), logrando una excelente integración ambiental; disminución o eliminación de olores ya que el agua no está en contacto con la atmósfera; y programas de operación y mantenimiento sencillos y de bajo costo, ya que carecen de equipos mecánicos. Los inconvenientes están relacionados con el tiempo que tarda en lograr un régimen óptimo de funcionamiento, dado que al ser un sistema natural se requiere que las plantas adquieran un grado de madurez; por otra parte, un mantenimiento insuficiente conlleva a la colmatación del sustrato (Nuevo, 2016).

2.3.2.1.1. Clasificación de los humedales artificiales

Los humedales artificiales se clasifican en función de características específicas del sistema como el tipo de vegetación o la dirección de flujo del agua dentro del sistema. Según la dirección del flujo existen dos tipos y son: humedales de flujo superficial y humedales de flujo subsuperficial (Stefanakis et al., 2014).

Humedales artificiales de flujo superficial

“Los sistemas de flujo superficial son aquellos donde el agua circula preferentemente a través de los tallos de las plantas y está expuesto directamente a la atmósfera. Este tipo de humedales es una modificación al sistema de lagunas convencionales. A diferencia de estas, tienen menor profundidad (no más de 0.6 m) y tienen plantas.” (Delgadillo et al., 2010)

Estos sistemas cuentan con una capa de suelo en donde las macrófitas son plantadas. Se encuentran impermeabilizados en el fondo para evitar la infiltración hacia acuíferos adyacentes. El agua fluye horizontalmente a baja velocidad sobre la capa de suelo creando una columna de agua de entre 20 y 40 cm, el calado de agua se mantiene con un adecuado control del nivel de salida. El flujo entra en contacto con el suelo y las plantas, de esta manera se producen una serie de procesos físicos, biológicos y químicos. Son eficientes para la remoción de sólidos suspendidos (SS), demanda biológica de oxígeno (DBO), nitrógeno (N), mientras la remoción de fósforo (P) es limitada (Stefanakis et al., 2014).

Los humedales de flujo superficial requieren mayor área comparado con los otros sistemas de humedales artificiales. Generalmente estos sistemas requieren de una

etapa de pretratamiento (Stefanakis et al., 2014). Debido al potencial de exposición humana a patógenos, estos sistemas no suelen ser implementados para tratamiento secundario; se usan en una etapa tratamiento avanzado del efluente (Kadlec et al., 2009).

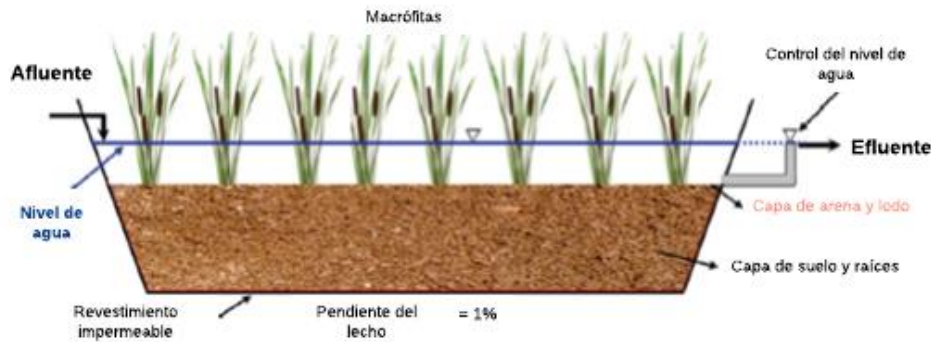


Figura 2. 3. Humedales artificiales de flujo superficial
Fuente: Adaptado de Stefanakis et al. (2014)

Humedales artificiales de flujo subsuperficial horizontal (HSF CWs)

Estos sistemas se encuentran conformados por lechos de grava y suelos. La principal diferencia con los sistemas de flujo superficial es que el agua no se encuentra expuesta hacia la atmósfera. El flujo atraviesa el lecho por debajo del sustrato a través de los medios porosos y las raíces de las plantas. La profundidad del lecho varía entre 30 y 80 cm en función de la longitud de las raíces de las plantas; al igual que los sistemas de flujo superficial el fondo se encuentra impermeabilizado mediante una geomembrana (Stefanakis et al., 2014).

Según Padrón (2018), en los humedales de flujo subsuperficial horizontal se identifican en tres zonas:

- i) Zona de entrada y amortiguamiento del flujo, en donde la distribución del flujo se lo realiza de forma homogénea a lo ancho de todo el lecho;
- ii) El cuerpo del lecho, lugar donde crecen las plantas y se realizan la mayor parte de los procesos de depuración; y
- iii) Zona de salida del agua en donde se dispone de una tubería de drenaje que recolecta y descarga el agua tratada; y además es la zona en donde se controla el nivel de agua en todo el lecho.

Debido a que se diseña para que el agua residual permanezca bajo la superficie del sustrato, se minimiza el riesgo asociado con la exposición humana o de la vida silvestre a organismos patógenos. Sistemas de humedales subsuperficiales son usados como tratamiento secundario para sistemas de tratamiento de pequeñas comunidades o

viviendas unifamiliares. Comúnmente estos sistemas tratan caudales menores que los tratados en los humedales de flujo superficial, probablemente por la diferencia de costo y área requerida (Kadlec et al., 2009).

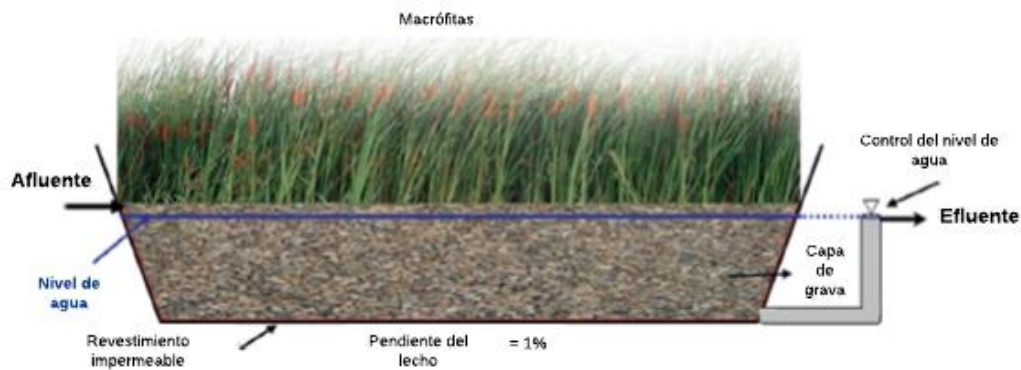


Figura 2. 4. Humedales artificiales de flujo subsuperficial horizontal.
Fuente: Adaptado de Stefanakis et al. (2014)

Humedales artificiales de flujo subsuperficial vertical (VSF CWs)

De todas las variaciones que han desarrollado para este tipo humedales, la más común corresponde a la usada en Europa. Esta consiste en la inundación superficial del lecho por medio del depósito de agua sobre el sustrato, posteriormente el agua se infiltra verticalmente por acción de la gravedad hasta ser recogida en el fondo del sistema por medio de una red de tuberías de drenaje (Kadlec et al., 2009). La configuración del sustrato incluye capas de arena y grava con gradiente creciente con la profundidad. La profundidad del lecho varía entre 0.45 y 1.20 m con una pendiente de 1-2% (Stefanakis et al., 2014).

Estos sistemas son cargados intermitentemente, es decir las condiciones de saturación del sustrato son seguidas por periodos de aireación, de esta manera se estimula el suministro de oxígeno. Con el objetivo de favorecer las condiciones aerobias del medio poroso se coloca un sistema de aireación con tuberías con salida al exterior (Delgadillo et al., 2010).

Inicialmente los humedales de flujo subsuperficial vertical fueron desarrollados como un proceso posterior al tanque séptico y anterior a humedales de flujo horizontal. El desarrollo en el uso de este sistema se debe a la baja capacidad de transferencia de oxígeno de los HSF CWs, requerido para la depuración del nitrógeno amoniacal o nitrificación. Además requieren de un área más pequeña para el tratamiento comparada con el área requerida por los HSF CWs (Stefanakis et al., 2014).

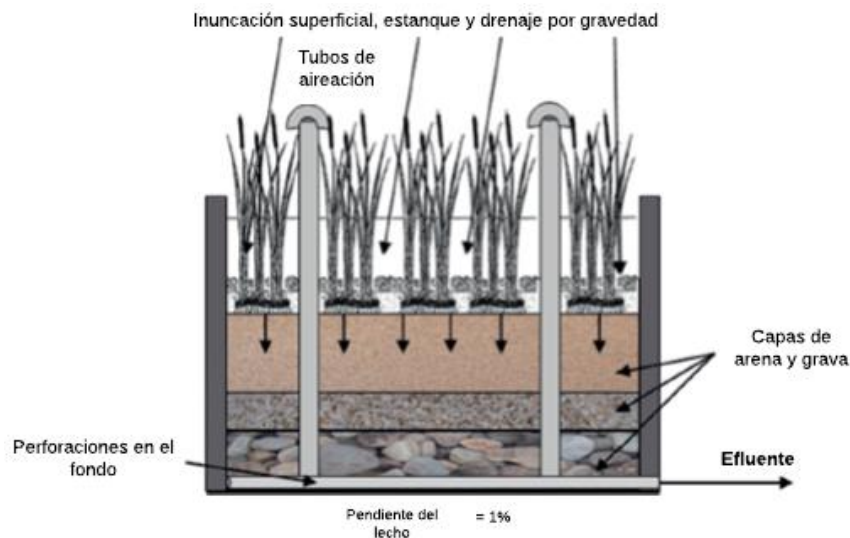


Figura 2. 5. Humedales artificiales de flujo subsuperficial vertical
Fuente: Adaptado de Stefanakis et al. (2014)

2.4. Procesos de tratamiento

Los procesos y operaciones unitarias empleados para la depuración del agua residual, conformados por métodos físicos, químicos y biológicos; son integrados para dar lugar a diversos niveles de tratamiento dentro del sistema (Metcalf & Eddy, 1995; Noyola, 2013). Los niveles de tratamiento son preliminar, primario, secundario y terciario, y a continuación se describe cada uno de ellos.

2.4.1. Tratamiento preliminar

El primer escenario en el tratamiento de agua residual es la remoción de objetos flotantes de gran dimensión como trapos, plásticos o trozos de madera, y partículas minerales pesadas como gravas y arenas (Mara, 2004). Estos componentes son eliminados con el objetivo de prevenir problemas operacionales y de mantenimiento en el proceso de tratamiento o en los sistemas auxiliares (Noyola et al., 2013).

En el tratamiento preliminar los mecanismos de remoción son procesos físicos que comprenden principalmente: cribado y remoción de arena. En esta etapa la eficiencia de remoción esperada está entre 0-5% para la Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO_5), 0-5% para la Demanda Química de Oxígeno (DQO) y 0-10% para Sólidos Suspendidos (SS) (Ministerio de Desarrollo Económico, 2000).

2.4.1.1. Reja de entrada

La remoción de sólidos gruesos o cribado, frecuentemente se realiza mediante una reja de entrada. En la reja se retiene el material de dimensión mayor al espaciamiento entre

las barras que componen la reja. La remoción del material retenido puede ser manual o mecánico (Sperling, 2007). Según la abertura de las barras se clasifican como rejillas gruesas (abertura igual o mayor a 0.64 cm) o finas (abertura menor a 0.64 cm) (Romero, 1999), la Tabla 2. 2 contiene las características o consideraciones para el diseño de los dos tipos de rejillas.

Características	Limpieza manual	Limpieza mecánica
Ancho de las barras	0.5 – 1.5 cm	0.5 – 1.5 cm
Profundidad de las barras	2.5 - 7.5 cm	2.5 – 7.5 cm
Abertura o espaciamiento	2.5 – 5.0 cm	1.5 – 7.5 cm
Pendiente con la vertical	30° - 45°	0° - 30°
Velocidad de acercamiento	0.3 – 0.6 m/s	0.6 – 1 m/s
Pérdida de energía permisible	15 cm	15 cm

Tabla 2. 2. Características de la reja de entrada
Fuente: (Romero, 1999)

La pérdida de energía que ocurre a través de la rejilla es calculada mediante la ecuación de Kirshmer (Romero, 1999). Esta se encuentra en función de la forma de las barras y de la altura o energía de velocidad de flujo entre las barras.

$$H = \beta \left(\frac{w}{b}\right)^{4/3} h_v \text{ sen}(\theta) \quad \text{Ec (2. 1)}$$

Donde:

H : pérdida de energía, [m]

w : ancho máximo de la sección transversal de las barras en la dirección del flujo, [m]

b : espaciamiento o separación mínima entre las barras, [m]

h_v : altura o energía de velocidad de flujo de aproximación, [m]

θ : ángulo de la rejilla con la horizontal

β : factor de forma de las barras

Barras rectangulares de caras rectas $\beta = 2.42$

Barras rectangulares con cara semicircular agua arriba y abajo $\beta = 1.67$

Barras rectangulares con cara semicircular aguas arriba $\beta = 1.83$

Barras circulares $\beta = 1.79$



El diseño estructural de la reja debe impedir la rotura de la misma cuando esta se encuentra taponada. El diseño contempla el dimensionamiento del canal de aproximación, variaciones en la profundidad de flujo dentro del canal, el espaciamiento entre las barras y el método de control de la reja (Romero, 1999).

2.4.1.2. Desarenador

El desarenador es un mecanismo de remoción de arena por sedimentación. Es decir, las partículas de arena se depositan en el fondo del tanque debido a su dimensión y densidad, mientras la materia orgánica se mantiene en suspensión. La principal función de estos sistemas es la protección del equipo mecánico del desgaste anormal y la reducción de la formación de depósitos pesados en tuberías, canales y conductos; por otra parte, minimizan la frecuencia requerida de limpieza de las unidades de tratamiento biológico (Romero, 1999; Sperling, 2007).

Romero (1999) recomienda, para desarenadores de flujo horizontal, una velocidad de flujo de aproximadamente 30 cm/s. Además, recomienda conocer los caudales extremos de operación, para de esta manera garantizar la remoción del material inorgánico para todas las condiciones de flujo. Por otra parte, indica que los desarenadores para el tratamiento preliminar de aguas residuales generalmente son diseñados para la remoción de partículas de diámetro igual o mayor a 0.21 mm, suponiendo una densidad relativa de 2.65 y una velocidad de asentamiento de 1.15 m/min; el tiempo de retención sugerido es de aproximadamente un minuto.

El Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente (CEPIS), estableció especificaciones técnicas para el diseño de desarenadores. CEPIS (CEPIS, 2005a) establece componentes, criterios de diseño y la metodología de diseño de estos sistemas, que se explican a continuación.

2.4.1.2.1. Componentes

Las unidades de desarenación pueden ser divididas en cuatro zonas:

- a) Zona de entrada: Canal cuya función es uniformizar la velocidad del flujo.
- b) Zona de desarenación: Zona en donde se realiza el depósito de particular por acción de la gravedad.
- c) Zona de salida: Vertedero de rebose diseñado para mantener la velocidad dentro del sistema.
- d) Zona de depósito y eliminación de la arena: Tolva con pendiente mínima de 10% para el desplazamiento de la arena hacia el canal de limpieza.

2.4.1.2.2. Criterios de diseño

- En la zona de entrada debe existir una transición entre el canal o tubería de llegada y el desarenador, como se explicó anteriormente para uniformizar la velocidad. El ángulo de divergencia máximo de la transición debe ser $12^{\circ}30'$. Además, la llegada de agua a la transición no debe proyectarse en curva para evitar velocidades altas en los lados de la cámara.
- La relación del largo y ancho del desarenador debe estar entre 10 y 20.
- Se debe tener en cuenta el régimen de flujo más eficiente en función del tamaño de partículas a sedimentar. La sedimentación de arena fina se efectúa en régimen laminar (número de Reynolds $Re < 1.0$), la sedimentación de arena gruesa se efectúa en régimen de transición ($1.0 < Re < 1000$), y la sedimentación de grava se efectúa en régimen turbulento ($Re > 1000$).
- En la zona de salida, la velocidad de paso por el vertedero de salida debe ser menor a 1 m/s. Si la descarga de flujo es controlada por un vertedero de rebose (sufro) se tiene lo siguiente:

$$Q = 2.74 \sqrt{ab} \left(H - \frac{a}{3} \right) \quad \text{Ec (2. 2)}$$

Donde:

a : tirante mínimo, [m]

b : ancho de la base, [m]

H : altura del agua, [m]

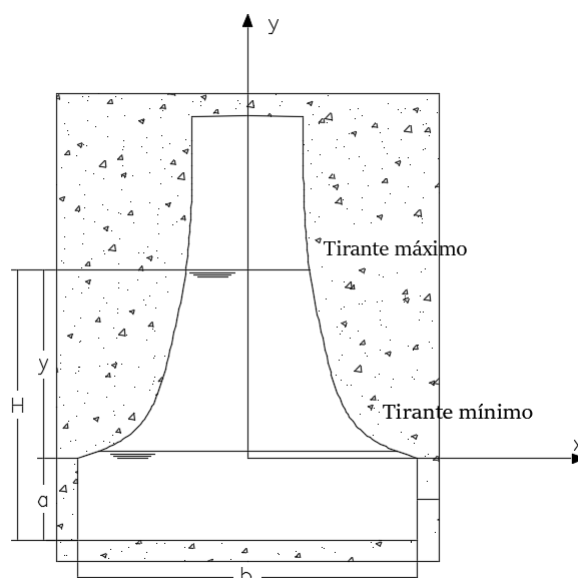


Figura 2. 6. Configuración de un vertedero sufro
Fuente: Adaptado de CEPIS (2005a)



Finalmente, la forma de las paredes del vertedero viene dada por la siguiente ecuación:

$$\frac{x}{b} = 1 - \frac{2}{\pi} \arctg \sqrt{\frac{y}{a}} \quad \text{Ec (2. 3)}$$

2.4.1.2.3. Dimensionamiento

Inicialmente se usa la ley de Stokes como una primera aproximación en el cálculo de la velocidad de sedimentación:

$$V_s = \frac{1}{18} g \left(\frac{\rho_s - 1}{\eta} \right) d^2 \quad \text{Ec (2. 4)}$$

Donde:

V_s : velocidad de sedimentación, [cm/s]

d : diámetro de la partícula, [cm]

η : velocidad cinemática del agua, [cm²/s]

ρ_s : densidad relativa de la partícula

Posteriormente se comprueba el número de Reynolds. Si $Re > 0.5$ no cumple las condiciones para la aplicación de la ley de Stokes; por lo tanto, se debe realizar un reajuste al valor de V_s considerando la sedimentación de la partícula en régimen de transición.

El coeficiente de arrastre C_D , se determina a partir del número de Reynolds del nuevo valor de V_s .

$$C_D = \frac{24}{R} + \frac{3}{\sqrt{R}} + 0.34 \quad \text{Ec (2. 5)}$$

Finalmente, la velocidad de sedimentación de la partícula en régimen de transición se determina mediante la siguiente ecuación:

$$V_s = \sqrt{\frac{4}{3} * \frac{g}{C_D} (\rho_s - 1) * d} \quad \text{Ec (2. 6)}$$

Por otra parte, la velocidad límite que resuspende el material viene dada por:

$$V_d = \sqrt{\frac{8k}{f} g (\rho_s - 1) * d} \quad \text{Ec (2. 7)}$$

Donde:

k : factor de forma (0.04 para arenas unigranulares no adheribles)



f : factor de seguridad de la cámara

La velocidad horizontal (V_h), debe ser menor a la velocidad de desplazamiento V_d , y se calcula por:

$$V_h = \frac{Q}{A_t} \quad \text{Ec (2. 8)}$$

De esta manera se dimensiona el ancho, largo y profundidad del desarenador de tal forma que cumpla con el criterio mencionado anteriormente.

2.4.2. Tratamiento primario

El tratamiento primario se realiza luego de las unidades de tratamiento preliminar. En el tratamiento primario se elimina parte de los sólidos en suspensión (SS) y de la materia orgánica (DBO) (Metcalf & Eddy, 1995). El porcentaje de remoción puede alcanzar has un 60% para SS y 30% para DBO. La remoción mayoritariamente se lleva a cabo por sedimentación (Noyola et al., 2013).

El flujo atraviesa lentamente a través de tanques de sedimentación o tanques sépticos. De esta manera es posible que los suspendidos con una densidad mayor que el líquido circundante se depositen lentamente en el fondo. Por otra parte, las grasas y aceites, que tienen una densidad menor a la del líquido circundante se elevan a la superficie del tanque, donde son removidos. La reducción en la carga de DBO por procesos simples como la sedimentación, implica reducción de costos en el tratamiento secundario donde la remoción es más costosa (Sperling, 2007).

2.4.2.1. Tanque séptico

El tanque séptico es el método más comúnmente usado para el tratamiento primario en sistemas de tratamiento descentralizados. El tanque séptico remueve la mayor parte de sólidos sedimentables, y, además funciona como un bioreactor anaerobio que promueve la digestión parcial de la materia orgánica. La operación y mantenimiento del sistema es sencilla y poco costosa (Massoud et al., 2009).

El sedimento forma en la parte inferior una capa de lodo. Las grasas y aceites flotan hacia la superficie formando una capa de espuma llamada natas que ayuda a mantener las condiciones sépticas en el tanque; es decir, el líquido atraviesa el tanque por medio de dos capas de natas y lodos. La materia orgánica se descompone por bacterias anaerobias, y parte de ellas se transforma en líquido y gases (CEPIS, 2005b). La eficiencia de remoción esperada en el tanque se encuentra entre 30-40% para DBO_5 , 30-40% para DQO, 50-65% para SS y 10-20% para el nitrógeno orgánico (Ministerio de Desarrollo Económico, 2000).



Al igual que para el diseño de los desarenadores, la (CEPIS, 2005b), cuenta con una guía de diseño del tanque séptico que será detallada a continuación.

2.4.2.1.1. Criterios de diseño

- Periodo de retención suficiente para la separación de los sólidos y la estabilización de los líquidos. La guía recomienda un periodo mínimo de 6 horas.
- Condiciones de estabilidad hidráulica para una eficiente sedimentación y flotación de sólidos.
- Dimensiones del tanque lo suficientemente grandes para la acumulación de lodos y natas:

La cantidad de lodos producidos por habitante y por año está en función de la temperatura de la localidad.

Clima	Volumen de lodos
Cálido	40 litros/hab/año
Frío	50 litros/hab/año

Tabla 2. 3. Cantidad de lodos producidos en el tanque séptico
Fuente: (CEPIS, 2005b)

Para la estimación del volumen de natas se considera un volumen mínimo de 0.7 m³.

- La profundidad de sedimentación será siempre igual o mayor a 0.30 m.
- Se requiere de un espacio de seguridad, que corresponde a la distancia entre la parte inferior del ramal de la tee de salida y la superficie inferior de la capa de natas, y debe ser mayor a 0.10 m.
- La relación largo ancho del área superficial debe estar entre 2:1 y 5:1.
- El espacio libre entre la capa superior de nata y la parte inferior de la losa de techo debe ser mayor a 0.30 m.
- El ancho mínimo del tanque séptico es 0.60 m y la profundidad neta mínima es 0.75 m.
- El diámetro mínimo de las tuberías de entrada y salida del tanque será 100 mm y 75 mm respectivamente.
- La tubería de salida debe estar colocada a 0.05 m por debajo de la tubería de entrada.
- La parte superior de los dispositivos de entrada y salida deben ser colocados a no más de 0.05 m por debajo de la losa de techo.

- Las conexiones entre cámaras deber ser proyectadas para evitar el paso de natas y lodos.
- La pendiente del fondo es de 2% en sentido contrario a la dirección del flujo.
- En la losa de techo deben colocarse tapas sobre los dispositivos de entrada, salida y conexión entre cámaras. La dimensión de las tapas debe ser mayor a 0.6 m x 0.60 m.
- Por último, prevenir obstrucciones y asegurar la adecuada ventilación de los gases.

En la Figura 2. 7 se puede visualizar de mejor manera los criterios de diseño descritos anteriormente.

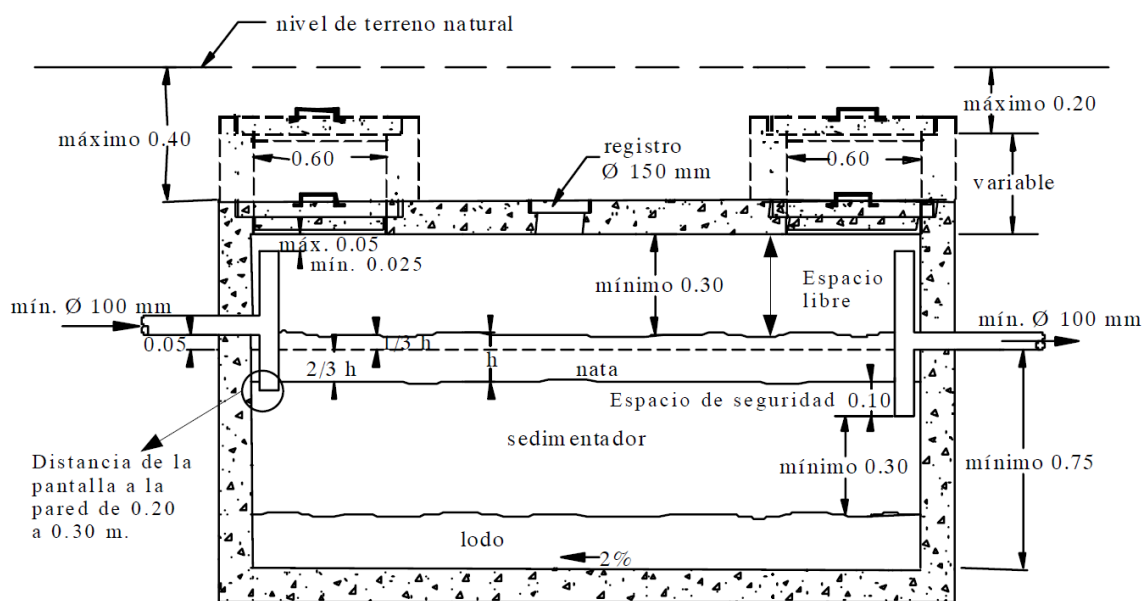


Figura 2. 7. Detalle del tanque séptico
Fuente: CEPIS (2005b)

2.4.2.1.2. Dimensionamiento

Para el dimensionamiento de la fosa séptica se requiere el cálculo del tiempo de retención hidráulica necesario, el volumen de sedimentación y el volumen de almacenamiento de lodos.

El **tiempo de retención hidráulica requerido** está en función de la población servida y se calcula mediante la Ec (2. 9).

$$Pr = 1.5 - 0.3 * \log(P x q) \quad \text{Ec (2. 9)}$$

Donde:

Pr : tiempo promedio de retención hidráulica, [día]



P : población servida

q : caudal de aporte unitario de aguas residuales, [litros/habitante/día]

En el cálculo del **volumen de sedimentación** se usa la Ec (2. 10).

$$V_s = 10^{-3} x (P x q) x Pr \quad \text{Ec (2. 10)}$$

Donde:

V_s : volumen de sedimentación, [m³]

Finalmente, el **volumen de almacenamiento de lodos** es calculado mediante:

$$V_d = G x P x N x 10^{-3} \quad \text{Ec (2. 11)}$$

Donde:

V_d : volumen de almacenamiento de lodos, [m³]

G : volumen de lodos producidos por persona y por año en litros

N : intervalo de limpieza o retiro de lodos, [años]

La profundidad de sedimentación es igual a la división entre el volumen de sedimentación (V_s) y el área superficial del tanque séptico. De la misma manera se calcula la profundidad de natas y de almacenamiento de lodos. La profundidad neta del tanque séptico es el resultado de la suma de las profundidades de natas, sedimentación, almacenamiento de lodos y del espacio de seguridad.

2.4.3. Tratamiento secundario

El principal objetivo del tratamiento secundario es la remoción de la materia orgánica presente (DBO) tanto disuelta como en suspensión. La materia orgánica disuelta no es removida por operaciones físicas, como la sedimentación que ocurre en el tratamiento primario. La materia orgánica en suspensión es eliminada en gran medida en el tratamiento primario, pero las partículas cuya capacidad de sedimentación es más lenta permanecen en el agua residual (Sperling, 2007).

Los procesos que se llevan a cabo en el tratamiento secundario aceleran los mecanismos de descomposición que ocurren naturalmente en los cuerpos receptores, esto se realiza en condiciones controladas y en pequeños periodos de tiempo. La depuración se lleva a cabo principalmente por medios biológicos, que a través de reacciones bioquímicas realizadas por microorganismos convierten la materia orgánica en materia celular, energía para su metabolismo y en otros compuestos orgánicos e



inorgánicos. Las células microbianas transforman la materia orgánica soluble en flóculos que son fácilmente retirados del agua generalmente por sedimentación (Noyola, 2013; Sperling, 2007).

Existen una gran variedad de procesos de tratamiento secundario, y en el presente documento se presentará una breve descripción de algunos sistemas comúnmente usados en PTARs descentralizadas.

2.4.3.1. Filtro anaerobio de flujo ascendente (FAFA)

El filtro anaerobio es un reactor de biopelícula en donde la biomasa crece unida a un medio de soporte, generalmente grava. Las principales características del filtro anaerobio son: el flujo es ascendente, es decir la entrada está en el fondo mientras la salida en la parte superior del reactor; el filtro anaerobio trabaja sumergido, los espacios vacíos son ocupados por el líquido; la carga de DBO aplicada por unidad de volumen es muy alta (Sperling, 2007).

Al fluir el agua en sentido ascendente, esta entra en contacto con el medio sobre el que se desarrollan y fijan las bacterias anaerobias. Debido a que las bacterias se encuentran adheridas al medio, es posible obtener tiempos medios de retención celular del orden de los cien días con bajos tiempos de retención hidráulica (Metcalf & Eddy, 1995).

El proceso anaerobio se lleva a cabo en un intervalo de temperaturas entre 25 y 40°C con una temperatura óptima de aproximadamente 35°C. La actividad metabólica de los microorganismos, la tasa de transferencia de gases y las características de sedimentación de los sólidos biológicos varían en función de la temperatura. En plantas de tratamiento operando a bajas temperaturas, las tasas de reacción son más lentas por lo que a temperaturas bajas se requiere mayor tiempo de retención de sólidos y aplicación de cargas orgánicas más bajas (CONAGUA, 2015).

2.4.3.1.1. Dimensionamiento

En el Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento (CONAGUA, 2015), se presenta una guía para el dimensionamiento de un filtro anaerobio de flujo ascendente. En la Tabla 2. 4 se describen los pasos a seguir.

Concepto	Observaciones
Cálculo del área superficial del filtro (m ²)	$A = \frac{Q}{CHS}$
Obtener el diámetro del filtro (m)	$D = \left(\frac{4A}{\pi}\right)^{1/2}$
Cálculo del volumen del lecho filtrante (m ³)	$V = \frac{Q S_o}{COV}$
Cálculo de la altura del lecho filtrante (m)	$hm = \frac{V}{A}$
Cálculo de la altura total del filtro (m)	$H = hm + b + d$
	Donde:
	<i>b</i> : altura del bordo libre
	<i>d</i> : altura del bajo dren
Cálculo del volumen total del filtro (m)	$V_t = AH$
Revisión de la carga orgánica volumétrica (kg de DBO /m ³ d)	$COV_t = \frac{Q S_o}{V_t}$
Cálculo del tiempo de residencia hidráulica (días)	$TRH = \frac{V}{Q}$
Cálculo de la eficiencia de remoción del filtro anaerobio (%)	$E = 100 (1 - 0.87 TRH^{-0.5})$
Concentración de DBO esperada en el efluente	$DBO_{ef} = S_o - \frac{E S_o}{100}$

Tabla 2. 4. Guía para el dimensionamiento de un filtro anaerobio de flujo ascendente
Fuente: (CONAGUA, 2015)

2.4.3.2. Peat Filtration

Un sistema peat filter, o lecho de turba en español, trata el efluente de un tratamiento primario filtrando el agua residual a través de un suelo heterogéneo (peat). Este sistema presenta un buen desempeño en un amplio rango de temperaturas. La composición del peat puede variar desde un musgo secado al aire libre (Sphagnum) hasta una hierba de algodón (Eriophorum), o una mezcla de ambos; es importante mencionar que la composición exacta de un peat se encuentra patentada por las diferentes compañías que fabrican estos sistemas (Geerts et al., 1999).

El peat filter consta de tres componentes: el suelo o peat, un sistema de distribución a presión, y un sistema de drenaje. La distribución a presión, garantiza la distribución uniforme del flujo sobre la superficie del peat, permitiendo su infiltración, y, por lo tanto, asegurando un buen tratamiento del efluente. El agua residual atraviesa el peat bajo condiciones no saturadas, es decir el nivel freático se sitúa por debajo del nivel del suelo;



el peat actúa como una esponja que absorbe el efluente en varias direcciones para proporcionar tratamiento a medida que el agua se infiltra. Por último, el agua llega al fondo del peat filter, donde es recogido por un sistema de drenaje para su posterior descarga.

El sistema peat filter remueve altas concentraciones de nutrientes N y P, DBO, SS y coliformes fecales por lo que usualmente el efluente del peat filter no requiere de un proceso de desinfección (Gustafson et al., 2001).

2.4.3.2.1. Criterios de diseño

La adecuada selección de la composición del peat es un factor importante para su implementación en una PTAR. Otro factor importante a considerar es el tipo de sistema de distribución, este puede ser desde simples tuberías hasta sistemas más completos que requieren bombas y recirculación del efluente a través del peat.

Para determinar las dimensiones del contenedor y del volumen de peat requerido se considera el caudal de ingreso, además de su calidad y composición y del porcentaje de remoción deseado.

2.4.3.3. Humedal artificial de flujo subsuperficial vertical estilo francés

Dentro de las variantes de humedales de flujo vertical de dos etapas, el que ha originado más desarrollo e interés es el diseño encontrado en Francia. Este sistema fue desarrollado por CEMAGREF durante los 1980s, y toma importancia cuando es aplicado por la compañía SINT en los años 1990. La principal ventaja de estos sistemas es que no requieren de un tratamiento primario previo, debido su alta capacidad de retención de sólidos sedimentables. A través del tiempo este sistema ha ganado una buena reputación en cuanto al tratamiento de aguas residuales de pequeñas comunidades (Molle et al., 2005).

2.4.3.3.1. Configuración del sistema

La siguiente figura muestra la configuración típica de la primera etapa de un humedal estilo francés.

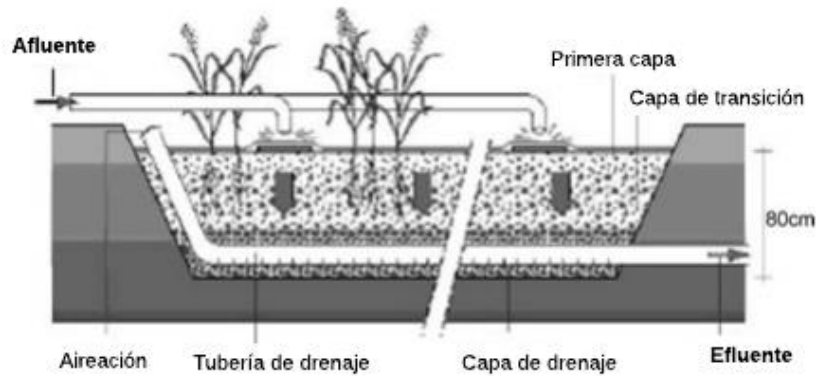


Figura 2. 8. Configuración de un humedal estilo francés. Primera etapa
Fuente: Adaptado de Molle et al. (2005)

Por otra parte, la configuración del medio filtrante se realiza de la siguiente manera:

Primera etapa	Segunda etapa
> 30 cm con grava fina (2-8 mm)	> 30 cm de arena (0.25 mm < d ₁₀ < 0.40 mm)
Capa de transición: 10-20 cm con partículas de 5 mm de diámetro	Capa de transición: 10-20 cm con partículas de 10 mm de diámetro
Capa de drenaje: 10-20 cm con partículas entre 20-40mm de diámetro	Capa de drenaje: 10-20 cm con partículas entre 20-40mm de diámetro

Tabla 2. 5. Perfil de dimensión de partículas
Fuente: (Molle et al., 2005)

2.4.3.3.2. Dimensionamiento

El dimensionamiento de este sistema es empírico, basado en los estudios de laboratorio y experimentos a escala real realizados por Cemagref; el dimensionamiento se encuentra en función de la carga orgánica expresada como área requerida por unidad de persona equivalente (PE). Como se mencionó anteriormente el sistema consta de dos etapas con un área total mínima de 2 m²/PE; la primera etapa consta de 3 compartimentos idénticos, mientras la segunda etapa está dividida en 2. Cada compartimento recibe carga orgánica durante la fase de llenado, que suele durar de tres a cuatro días antes de descansar el doble de tiempo (Troesch et al., 2014).

El área de la primera etapa varía entre 1.2 m²/PE y 1.5 m²/PE en función de la calidad de la red de alcantarillado (caudal de infiltración). La carga orgánica debe ser ≈ 40-50 g DBO₅/ (m² día), y la carga hidráulica ≈ 0.37-0.60 m/d. Para la segunda etapa se estima un área de 0.8 m²/PE (Molle et al., 2005).

La distribución del agua dentro de cada compartimento es muy importante y se recomienda que la primera etapa sea alimentada a una tasa de 0.5 m³/ (m² h), con un punto de distribución para máximo 50 m²; y la segunda etapa sea alimentada a una tasa



entre 0.25 y 0.5 m³/ (m² h) con un punto de distribución para 1 m² de superficie de filtro (Troesch et al., 2014).

2.4.3.3.3. Eficiencia en la remoción

Joelle Paing (2015), realizó un estudio de la eficiencia de los humedales de flujo vertical estilo francés de dos etapas. Para ello se analizaron un total de 169 sistemas a escala real ubicados a lo largo de Francia. Los sistemas se encuentran en funcionamiento hasta por 12 años, y los datos fueron tomados en distintas estaciones del año.

La Tabla 2. 6 muestra la eficiencia en la remoción de contaminantes cuando los sistemas se encuentran en condiciones normales de operación y mantenimiento, con una carga orgánica e hidráulica dentro de los rangos recomendados.

	SS	DBO₅	DQO	Nitrógeno Total Kjeldahl (TKN)
1era etapa	85%	86%	80%	62%
2da etapa	53%	79%	59%	78%
Global	96%	98%	93%	93%

Tabla 2. 6. Medida de remoción de contaminantes
Fuente: (Paing et al., 2015)

2.4.4. Tratamiento terciario

El objetivo tratamiento terciario o avanzado es la remoción de compuestos como SS, nutrientes, materia orgánica remanente no biodegradable y organismos patógenos. El tratamiento terciario es requerido cuando la normativa de descarga es estricta o cuando el agua tratada será reutilizada. Este tratamiento integra una gran diversidad de posibles combinaciones de operaciones y procesos unitarios (Noyola et al., 2013).

Los métodos usados para la remoción de organismos patógenos pueden ser naturales o artificiales. Entre los métodos naturales se encuentran lagunas de maduración e infiltración en el suelo; y los métodos artificiales son cloración, ozonización, radiación ultravioleta, y membranas, entre otros. Todos estos procesos son capaces de remover los coliformes en un 99.99% o más; con respecto a los organismos patógenos la remoción de bacterias es muy alta, mientras la remoción de protozoos, virus y helmintos es alta pero variable dependiendo del método y la resistencia y de estas especies (Sperling, 2007).



2.4.4.1. Cloración

La cloración es el método más común para el tratamiento terciario. El cloro aplicado se encuentra en estado líquido o gaseoso. La principal desventaja de este sistema es que el cloro es una sustancia tóxica que requiere medidas de seguridad para su transporte, almacenamiento y manejo. El cloro es perjudicial para la vida acuática; por lo tanto, se requiere la implementación de un proceso de dechloración previo a la descarga del efluente. Generalmente, son requeridas altas dosis de cloro, que combinado con un proceso de dechloración, incrementan en gran medida los costos de operación. Sin embargo, la cloración es un método efectivo en el tratamiento de patógenos (Sperling, 2007).

En el proceso de cloración el agua residual debe ser correctamente mezclada con el cloro. La mezcla permite que las reacciones se lleven a cabo entre el cloro y el nitrógeno amoniacal u otros compuestos oxidables. La dosis de cloro varía en función del nivel de desinfección requerido; el tiempo de contacto es otro parámetro que puede ser ajustado. Otros factores que afectan las condiciones de desinfección son la temperatura, alcalinidad y contenido de nitrógeno.

2.4.4.2. Radiación ultravioleta

La desinfección ultravioleta, es realizada por lámparas especiales de mercurio que emiten radiación, limitando la reproducción de organismos patógenos. La principal ventaja de este método de desinfección es que no se produce sustancias tóxicas. El efluente debe encontrarse clarificado para que la radiación pueda penetrar en la masa de líquido (Sperling, 2007).

La radiación es efectiva cuando la longitud de onda se encuentra entre 250 a 270 nm. La longitud de onda depende de la intensidad de la presión de la lámpara y la distancia de la lámpara hacia el agua tratada. La presión de la lámpara varía en función de la economía y del tamaño de los sistemas. Las unidades UV de desinfección pueden ser de contacto y no contacto. En las unidades de contacto, las lámparas de mercurio son envueltas en cuarzo, de esta manera el agua residual no disminuye la temperatura de la lámpara y el flujo se mantiene por encima de ella. Por otra parte, en las unidades de no contacto, las lámparas se ubican por encima del agua residual a medida que esta fluye.



2.5. Operación y mantenimiento de PTARs

Las PTARs deben ser diseñadas para producir de forma continua el caudal y calidad de efluente requerido, aun cuando sea necesario sacar de operación un equipo o estructura para su mantenimiento o reparación; por lo tanto, es necesario el diseño de accesorios y conexiones que permitan la derivación de caudal o aislamiento de dicho equipo o estructura. Es importante que las PTARs sean operadas adecuadamente de acuerdo a las especificaciones del diseñador, el operador debe estar capacitado para ajustar la operación a los diferentes escenarios que pueden presentarse. El diseño está en función de la economía y disponibilidad técnica del proyecto; cuando se tienen bajos costos de mano de obra, es preferible un diseño de mano de obra intensiva a uno de automatización (Romero, 1999).

Romero (1999), define al mantenimiento como “el arte de mantener los equipos de la planta, estructuras y todos los accesorios en condiciones adecuadas para prestar los servicios para los cuales fueron propuestos”. Además, sugiere considerar los siguientes aspectos para un mantenimiento adecuado:

- i. Definir responsabilidades del mantenimiento.
- ii. Asignación de responsabilidades a personal capacitado.
- iii. Definir los objetivos del mantenimiento.
- iv. Establecer un programa de mantenimiento que se ajuste al presupuesto.
- v. El sistema de tratamiento debe contar con repuestos y herramientas necesarias para el mantenimiento.
- vi. Planear y programar constantemente el mantenimiento preventivo.
- vii. Registrar de manera adecuada las labores de mantenimiento, de tal forma que se pueda controlar el programa de mantenimiento.

2.6. Caracterización del agua residual

2.6.1. Principales contaminantes

La caracterización de las aguas residuales (AR) tiene gran importancia al momento de ser tratadas, pues su composición condiciona la selección del método de tratamiento. La caracterización implica un programa de muestreo donde se debe asegurar la representatividad de la muestra y los análisis de laboratorio de conformidad con la normativa.

Los parámetros analizados son los que ocasionan una afectación a la salud pública y ambiental dependiendo de la disposición final y/o posible reúso del efluente. Así también



es necesario conocer la presencia y concentración de ciertos elementos, compuestos y otras características que pueden influenciar los procesos de tratamiento. La Tabla 2. 7 resume los principales contaminantes comúnmente presentes en el agua residual y sus principales efectos:

Contaminante	Parámetro típico de medida	Impacto ambiental
Materia orgánica biodegradable	DBO, DQO	Desoxigenación del agua, generación de olores indeseables.
Materia suspendida	SS, SSV	Causa turbiedad en el agua, deposita lodos.
Patógenos	Coliformes	Hace el agua insegura para el contacto con el ser humano.
Nutrientes	Nitrógeno Fósforo	Puede estimular el crecimiento de vida acuática.
Sólidos suspendidos	SS	Limita los usos agrícolas e industriales del agua.
Metales pesados	Elementos específicos (As, Cd, Cr, Cu, Hg, Ni, Pb, Zn, etc.)	Pueden ser tóxicos y algunos puede neutralizar el tratamiento biológico de aguas residuales. Estos provienen de aguas residuales comerciales e industriales, y para su reúso deben ser removidos.

Tabla 2. 7. Contaminantes de importancia de aguas residuales
Fuente: (Metcalf & Eddy, 1995)

2.6.1.1. Características físicas

“Las características físicas más importantes del agua residual son el contenido total de sólidos. Término que engloba la materia en suspensión, la materia sedimentable, la materia coloidal y la materia disuelta. Otras características físicas importantes son el olor, la temperatura, la densidad, el color y la turbiedad” (Metcalf & Eddy, 1995).

Sólidos totales: Se denominan sólidos totales a la materia que se obtiene luego de someter al agua residual a un proceso de evaporación entre 103° y 105°.

Olores: Los olores se deben principalmente a la descomposición de la materia orgánica presente en el agua residual, el olor es más tolerable en aguas residuales frescas que cuando estas se encuentran en condiciones sépticas. El olor se debe principalmente a



la presencia del sulfuro de hidrógeno que se produce al reducirse los sulfatos a sulfitos por acción de microorganismos anaerobios.

Temperatura: La temperatura del agua residual usualmente es mayor que la del agua potable debido a los usos domésticos. Este es un parámetro muy importante debido a que condiciona el desarrollo de la vida acuática.

Color: El agua residual recién producida tiene un color grisáceo, luego del transporte y al estar en condiciones anaerobias el color cambia a gris oscuro, para finalmente adquirir un color negro conocido como séptico.

2.6.1.2. Características químicas

Materia orgánica: Son sólidos provenientes de animales, vegetales y de las actividades humanas. Estos están principalmente formados por carbono, hidrogeno y oxígeno, y algunas veces por nitrógeno. Los principales grupos de sustancias orgánicas presentes en el agua residual son proteínas, hidratos de carbono y grasas.

Materia inorgánica: Son varios componentes inorgánicos de las aguas residuales y naturales que tienen importancia en la determinación de la calidad del agua. Las concentraciones de las sustancias inorgánicas en el agua aumentan con el contacto en ciertas zonas geológicas.

Gases: Los gases encontrados en las aguas residuales son principalmente el nitrógeno, oxígeno, dióxido de carbono, sulfuro de hidrógeno, amoniac y el metano. Los tres primeros se encuentran en el ambiente y por ende entran en contacto con el agua y los tres últimos se producen por la descomposición de materia orgánica.

2.6.1.3. Características biológicas

Los principales grupos de microorganismos encontrados en el agua residual son:

Bacterias: Desempeñan un papel muy importante en la descomposición de materia orgánica, por ello es necesario conocer sus características, funciones, metabolismos y procesos de síntesis.

Hongos: Pueden crecer en zonas de baja humedad y con un pH bajo, sin la presencia de estos no sería posible la descomposición de la materia orgánica.

Algas: El crecimiento puede llegar a ser un problema en ríos, lagos y embalses por su rápida reproducción.

Protozoos: Los protozoos de importancia son las amebas los flagelados y los ciliados libre y fijos. Estos se alimentan de bacterias y microorganismos microscópicos, estos



son de gran importancia ya que son capaces de mantener el equilibrio natural entre los diferentes microorganismos.

Virus: Los virus excretados por los seres humanos son un peligro para la salud pública, ya que, al sobrevivir en las aguas residuales durante varios días puede ocasionar enfermedades a quienes entren en contacto con estas aguas contaminadas.

2.6.2. Métodos de muestreo

La caracterización del AR se debe realizar de tal manera que se asegure la representatividad de cada muestra. Se debe determinar los puntos de muestreo y el tipo y frecuencia de muestra a tomar para cada planta de tratamiento (Metcalf & Eddy, 1995). Para que una muestra sea representativa las estaciones de muestreo deben colocarse en donde el flujo sea turbulento, ya que ahí se encontraran las mejores condiciones de mezclado del agua. Los periodos de muestreo dependen del régimen de variación del caudal, de la disponibilidad de los recursos económicos y de los propósitos del programa del muestro. Los tipos de muestreo se describen a continuación (George Tchobanoglous, 2000).

- Muestras simples: Estas representan solamente las características del agua residual en el instante de la toma de la muestra, esto debido a que las características varían con el tiempo. Las muestras simples son utilizadas cuando el flujo de agua no es continuo. Este tipo de muestreo se emplea para analizar parámetros como oxígeno disuelto, cloro residual, temperatura, pH, alcalinidad y acidez, coliformes, y grasas y aceites.
- Muestras compuestas: Estas se utilizan para asegurar la representatividad de las muestras y se obtienen tomando muestras simples durante un intervalo de tiempo, por lo regular una hora.

Consideraciones básicas para ejecutar con éxito un programa de muestreo son:

- Definir el objetivo específico de la muestra.
- Revisar la información existente sobre el agua que se va a muestrear.
- Identificar las fuentes contaminantes.
- Definir la variabilidad de la muestra.
- Seleccionar la localización más representativa.
- Establecer el horario representativo de la variabilidad de la muestra.
- Definir las normas requeridas para satisfacer el objetivo propuesto.
- Acordar con el laboratorio la cantidad de la muestra y los preservativos requeridos.



- Revisar con el laboratorista los resultados y la necesidad eventual de muestras adicionales.
- Elaborar siempre un informe breve que permita satisfacer el objetivo propuesto y correlacionar las concentraciones determinadas con los caudales observados.

2.6.3. Aforos

Los aforos a la entrada y salida de una PTAR son muy importantes para el diseño y evaluación de estos sistemas, este parámetro condiciona el dimensionamiento de las estructuras que van a ser parte del tratamiento. Para la medición de los caudales se utilizan métodos como el volumétrico, vertedero y canal Parshall.

2.6.3.1. Volumétrico

El método volumétrico consiste en medir el tiempo que tarde en llenarse un recipiente cuyo volumen es conocido. El caudal se obtiene al dividir el volumen del recipiente entre el tiempo medido.

2.6.3.2. Vertedero

Un vertedero es una estructura hidráulica de muro o barrera, que interrumpe el flujo del agua en un canal ocasionando una elevación del calado aguas arriba. El caudal se calcula mediante ecuaciones que relacionan la geometría del vertedero y altura de agua sobre este elemento.

2.6.3.3. Canal Parshall

El canal Parshall es una adaptación del principio Venturi en canales abiertos. Mediante un estrechamiento de la sección y un levantamiento del fondo del canal se produce un cambio de régimen subcrítico a supercrítico con una pérdida mínima de energía. Parshall estableció una relación matemática entre el calado en un punto determinado de este canal y el caudal.

2.7. Normativa de descarga para efluentes de una PTAR

Los contaminantes presentes en el efluente de la PTAR deben satisfacer los mínimos requerimientos establecidos por normas para tener un control sobre las descargas en cuerpo receptor. La norma técnica ecuatoriana que establece los criterios de calidad de las aguas para los distintos usos constituye el Anexo 1 del Libro VI del Texto Unificado de Legislación Secundaria del Ministerio del Ambiente: Norma de calidad ambiental y descarga a un cuerpo de agua dulce, donde establece los límites permisibles de



contaminantes presentes en el efluente de una PTAR. La Tabla 2. 8 presenta los límites máximos de acuerdo a cada parámetro analizado:

PARÁMETRO	EXPRESADO COMO	UNIDAD	LÍMITE MÁXIMO PERMISIBLE
Coliformes Termotolerantes o Coliformes Fecales	CTE	NMP/100ml	2000
Demanda Bioquímica de Oxígeno (5 días)	DBO ₅	mg/l	100
Demanda Química de Oxígeno	DQO	mg/l	200
Fosforo Total	P	mg/l	10.0
Materia flotante	Visibles	-	Ausencia
Nitrógeno amoniacal	N	mg/l	30.0
Nitrógeno Total Kjeldahl	TKN	mg/l	50.0
Potencial de hidrogeno	pH	-	6-9
Sólidos Suspendidos	SS	mg/l	130
Sólidos Totales	ST	mg/l	1600

Tabla 2. 8. Límites de descarga a un cuerpo de agua dulce
Fuente: (Ministerio del Ambiente, 2017)



3. MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. Descripción general de la zona de estudio

3.1.1. Ubicación y características generales de la PTAR

La PTAR Acchayacu trata el efluente de la comunidad Acchayacu, parroquia Tarqui del catón Cuenca. La PTAR se encuentra ubicada en las coordenadas geográficas 2°58'00.6"S 79°01'37.1"W; aproximadamente a 17 km al sur del centro histórico de la ciudad. La altitud de la comunidad es 2582 m s.n.m; al encontrarse en las zonas altas del cantón presenta un clima frío con una temperatura promedio de 14°C.

La PTAR fue emplazada en la periferia de la comunidad en un área aproximada de 302 m²; la construcción fue realizada por ETAPA EP, y es la misma empresa la encargada del mantenimiento y operación del sistema. Actualmente la planta capta el efluente de 150 hogares repartidos en un área aproximada de 129 hectáreas. Las estructuras con las que cuenta la PTAR son: estructura de derivación de caudal, reja de entrada, tanque séptico y filtro anaerobio de flujo ascendente.

3.1.2. Análisis demográfico

Para el análisis demográfico de la comunidad, se ha recopilado información del auto-censo comunitario llevado a cabo por el Gobierno Parroquial de Tarqui en el año 2010 y de los censos nacionales realizados por el Instituto Nacional de Estadística y Censos (INEC).

La población total de la comunidad Acchayacu en el año 2010 fue de 308 habitantes, lo cual representa un 3.07% de la población total de la parroquia Tarqui. En cuanto a la población de toda la parroquia Tarqui se dispone de datos desde el año 1990 como se muestra en la Tabla 3. 1.

	1990	2001	2010
Acchayacu			308
Tarqui	7910	8902	10490

Tabla 3. 1. Población de la parroquia Tarqui
Fuente: (Gobierno Parroquial de Tarqui, 2015)

3.1.3. Servicio de saneamiento

La eliminación de las aguas residuales producidas en la comunidad se realiza a través de una red de alcantarillado sanitario, la red tiene una longitud de 2530.75 m y descarga el afluente en la PTAR Acchayacu. La red de alcantarillado sanitario cubre únicamente

la zona norte de la comunidad, mientras los demás predios eliminan las aguas servidas a través de pozos sépticos, pozos ciegos, descargas directas a las quebradas o mediante letrinas.

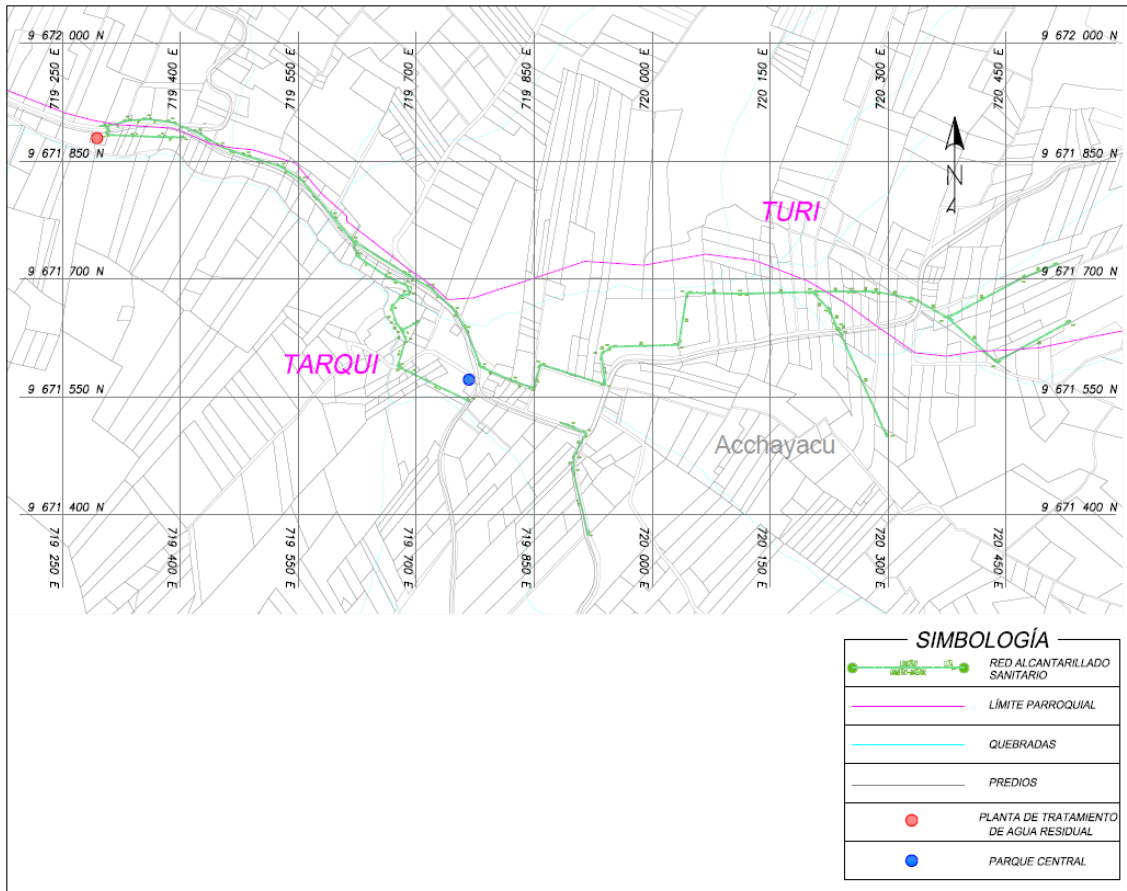


Figura 3. 1. Esquema de la red de alcantarillado sanitario de la comunidad Acchayacu
Fuente: Proporcionado por ETAPA EP

3.2. Estudios de campo y laboratorio

3.2.1. Levantamiento topográfico

Mediante el uso de una estación total RUIDE R2 (China), se realizó el levantamiento planimétrico y altimétrico de la PTAR Acchayacu. El levantamiento topográfico permitió conocer las dimensiones reales del terreno donde se encuentra la PTAR y las dimensiones y configuración de las diferentes estructuras, ya que no fue posible obtener planos que brinden información con respecto al diseño original.

Finalmente, se procesó la información y se elaboraron los planos del sistema y las curvas de nivel del terreno mediante las herramientas computacionales AutoCad y Civil 3D (Autodesk, EUA).



3.2.2. Caracterización

Las muestras del agua residual fueron obtenidas en diferentes fechas y condiciones para lograr una mayor representatividad en los resultados. La toma de muestras se realizó a la entrada y salida de la planta, conjuntamente con el personal encargado en la operación y mantenimiento de las PTARs descentralizadas de ETAPA EP. En cuanto a la metodología adoptada para la toma de muestras, el manejo y la conservación de las mismas, se realizó conforme a lo establecido en a la Norma Técnica Ecuatoriana NTE INEN 2169:2013. El análisis de las muestras fue realizado en el Laboratorio de Saneamiento de ETAPA EP.

Adicionalmente para el proceso de caracterización se contó con los resultados de 16 ensayos de laboratorio adicionales, proporcionados por la misma empresa; los registros datan desde enero del año 2017, hasta diciembre del año 2018.

Los parámetros analizados en laboratorio fueron: Conductividad Eléctrica, Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO5), Demanda Química de Oxígeno (DQO), Fósforo Total (P), Nitrógeno Amoniacal (NH₄-N), Nitrógeno Orgánico (N), Oxígeno Disuelto (OD), Potencial Hidrógeno (pH), Sólidos Suspendedos (SS), Sólidos Totales (ST), Coliformes Totales (CT) y Coliformes Termotolerantes (CTE).

3.2.3. Aforos

Los aforos fueron realizados tanto al ingreso como a la salida de la planta, en diferentes fechas y condiciones climáticas. Se usaron diferentes metodologías de aforo al ingreso y a la salida, como se describe a continuación:

Al ingreso los caudales fueron tomados por medio del método volumétrico debido a que el espacio es reducido; se usó un recipiente cuyo volumen previamente fue medido con la ayuda de una probeta. Las mediciones fueron realizadas cada 2, 5, 10 y 20 minutos en función de la hora de medición.

A la salida de la planta se construyó un canal no revestido, y se instaló un vertedero metálico. El vertedero fue instalado replicando las condiciones de laboratorio, es decir, perpendicular a la dirección del flujo, y a una distancia aproximada de 5m luego de la tubería de descarga donde el flujo es mayoritariamente laminar. La colocación del vertedero se realizó 24 horas antes de cada toma de datos, esto debido a que, al ser un canal no revestido, es necesario saturar el suelo previamente para evitar pérdidas de caudal por infiltración. Las alturas de agua fueron medidas mediante el equipo Global Water WL-16U (USA); se registraron mediciones cada 2 y 5 minutos en función del tiempo total de duración del aforo.



3.2.3.1. Calibración del vertedero y determinación de su ecuación experimental

El vertedero usado para la medición de caudal a la salida de la planta, corresponde a un vertedero metálico triangular con un ángulo de abertura de 60°. La calibración del vertedero se realizó en el laboratorio de hidráulica de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Cuenca. El vertedero fue instalado en el canal, impermeabilizando de manera correcta los bordes del mismo. Posteriormente, mediante el empleo de un limnómetro se registraron las alturas de agua sobre el vertedero para diferentes caudales.

Los caudales reales fueron obtenidos por medio de la aplicación de la ecuación experimental de otro vertedero instalado y calibrado en el mismo canal en investigaciones previas (Matovelle et al., 2019).

Para la determinación de la ecuación experimental del vertedero metálico, se tuvo en cuenta que la ecuación de vertedero triangular es de tipo exponencial y se representa por la ecuación Ec (3. 1).

$$Q = C * H^B \quad \text{Ec (3. 1)}$$

Donde:

Q : caudal, [m³/s]

H : altura de agua sobre el vertedero, [m]

C y B : coeficientes de calibración

Los coeficientes C y B se obtuvieron a partir de un ajuste logarítmico de los datos experimentales H vs Q , que definen la recta $Bx + \ln C$. De esta manera se obtiene la ecuación específica para el vertedero ensayado. En el ANEXO A se muestran los resultados obtenidos en el proceso de calibración.

3.3. Selección de tecnología

Una vez analizados los diferentes procesos unitarios que se desarrollan en la PTAR, y la manera en la que estos se interrelacionan, las variaciones en el caudal receptado; y la calidad tanto del afluente como del efluente; ha sido posible determinar el estado funcional en el que se encuentra actualmente la planta e identificar las principales falencias que afectan al correcto funcionamiento del sistema. Posteriormente, se plantearon alternativas de implementación o mejora de tecnologías existentes que permitan la recuperación de la eficiencia de la PTAR.



Para la selección de tecnología se ha elaborado diagramas de flujo de los procesos de tratamiento de las diferentes alternativas. “Los diagramas de flujo son representaciones gráficas de las combinaciones de las operaciones y procesos unitarios que se emplean para alcanzar los objetivos específicos del tratamiento” (Metcalf & Eddy, 1995). En la elaboración de los diagramas de flujo se ha tenido en cuenta factores como: experiencias anteriores, consideraciones medioambientales, consideraciones económicas, compatibilidad con las instalaciones existentes, requerimientos de personal para la operación y mantenimiento, calidad del efluente requerido por la normativa, entre otros.

3.4. Desarrollo de propuesta integral de rediseño

Luego de la selección del diagrama de flujo de procesos de tratamiento, se determinó los parámetros de diseño, se realizó el dimensionamiento de cada una de las unidades estructurales y mecánicas con sus correspondientes accesorios y conexiones, y se realizó el emplazamiento de cada unidad en la topografía mediante la herramienta Civil 3D (Autodesk, EUA). La documentación desarrollada comprende: memoria de cálculo, planos de las unidades y de todo el sistema en conjunto, manual de operación y mantenimiento y presupuesto de construcción.

4. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. Evaluación de la PTAR Acchayacu

4.1.1. Caracterización de afluentes y efluentes de la PTAR

4.1.1.1. Aforos

Al ingreso a la PTAR la toma de datos se realizó luego de la estructura de control de caudal durante un período de 7 meses, desde el 15 de enero del 2019 hasta el 28 de agosto del 2019, repartidos en un total de 5 aforos. En la Figura 4. 1 se grafican las curvas de caudal obtenidas en cada uno de los aforos.

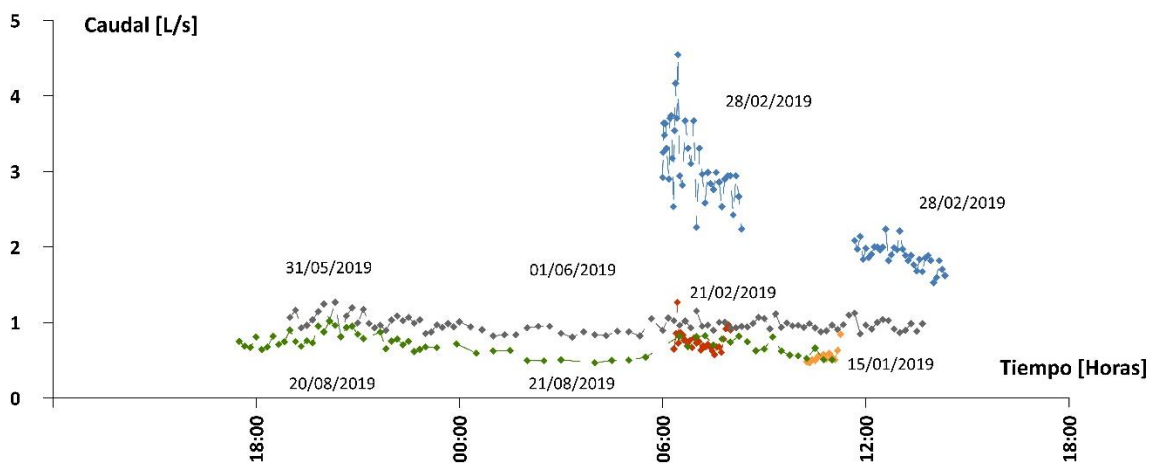


Figura 4. 1. Curvas de caudal registrados al ingreso a la PTAR Acchayacu

Como se puede ver, las curvas de caudal guardan relación entre ellas, a excepción de la correspondiente al aforo realizado el 28/02/2019 que difiere totalmente de las demás en cuanto a forma y volumen de AR que ingresa a la PTAR. En esta fecha se registran caudales muy superiores a los medidos en los demás aforos, presentando un valor máximo de 4.55 L/s y un valor promedio de 2.55 L/s. Estos valores sugieren una fuerte presencia de caudales ilícitos en la red de alcantarillado sanitario, ya que en el día anterior a la realización del aforo se presentaron precipitaciones en la zona.

Posteriormente, luego de realizar el aforo entre el 31/05/2019 y el 01/06/2019, se verificó la inexistencia de picos bien definidos en los registros; por ello, el personal encargado de la operación y mantenimiento de las PTAR de ETAPA EP ejecutó una revisión integral de la red de alcantarillado, identificando conexiones ilícitas de agua de riego, las mismas que fueron suspendidas. En el aforo realizado entre el 20/08/2019 y 21/08/2019 el caudal medio disminuyó en un 27.2% con respecto al caudal medio del aforo anterior; sin embargo, la relación entre el caudal máximo y caudal medio se mantiene muy por debajo de lo esperado en un sistema abastecido por una red sanitaria

pequeña. Por lo expuesto, se puede concluir que existe un importante aporte de caudales de infiltración en la red, el cual reduce notablemente los picos del caudal sanitario.

En el aforo realizado entre el 20/08/2019 y 21/08/2019, se registró los datos de caudal tanto al ingreso como a la salida de la PTAR. La Figura 4. 2 muestra las curvas de caudal obtenidas tanto para el afluente como para el efluente.

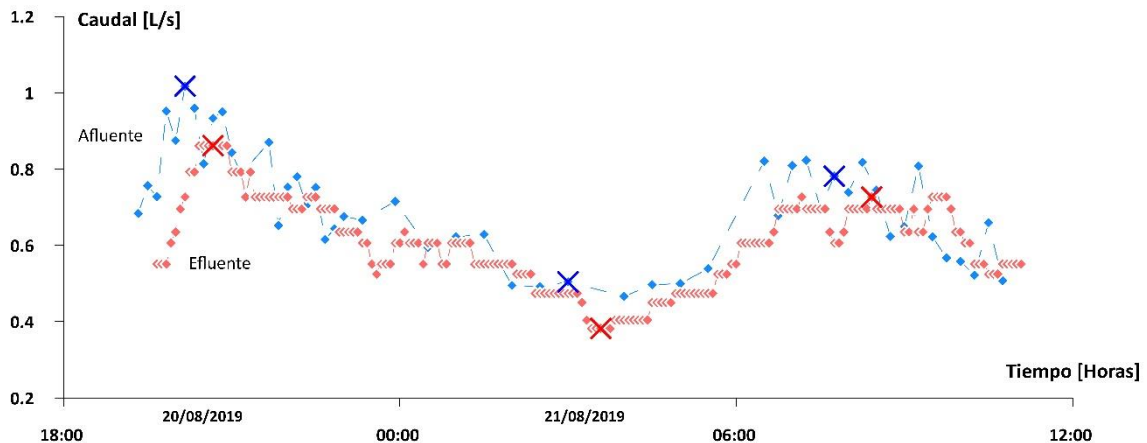


Figura 4. 2. Curvas de caudal registrado al ingreso y salida de la PTAR Acchayacu.

En la Figura 4. 2, se observa que las dos curvas de caudal tienen la misma forma, pero se encuentran ligeramente desplazadas en el tiempo como lo esperado. Se observa una diferencia de 30 y 40 minutos en la ocurrencia de los caudales máximos (2 picos observados) y de 35 minutos para el caudal mínimo.

4.1.1.2. Caracterización física, química y microbiológica

4.1.1.2.1. Características físicas

Sólidos Suspendidos (SS)

La concentración media de SS en el afluente es de 92.88 mg/L y de 59.43% en el efluente. Como se puede ver en la Figura 4. 3, la concentración de este parámetro a la salida de la PTAR descarga se encuentra dentro del límite permisible, a excepción de la primera caracterización en donde la concentración de este parámetro sufre un aumento importante en relación a la concentración a la entrada de la PTAR, debido posiblemente a un problema puntual ocurrido el día del muestreo. La eficiencia de remoción media es del 48%; sin embargo, se observa que no solo en la primera caracterización la concentración de SS en el efluente es mayor que en el afluente, lo cual muestra una deficiencia en la remoción de este contaminante que se presume se debe a un incorrecto funcionamiento del reactor anaerobio.

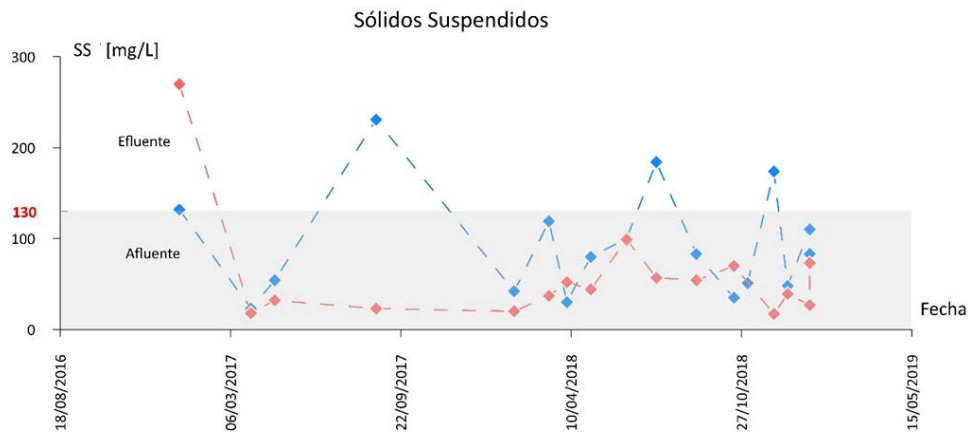


Figura 4. 3. Análisis de Sólidos Suspendedos Totales

Sólidos Totales (ST)

La concentración de ST tanto a la entrada como a la salida de la PTAR se encuentra dentro del límite establecido en la normativa, esto debido a la alta dilución por infiltración que presenta el afluente con una concentración media de 410.06 mg/L. A pesar de esto, se puede evidenciar la baja eficiencia en la remoción de este contaminante dentro del sistema; lo que sugiere, como se mencionó en el apartado anterior, un mal funcionamiento del reactor anaerobio.

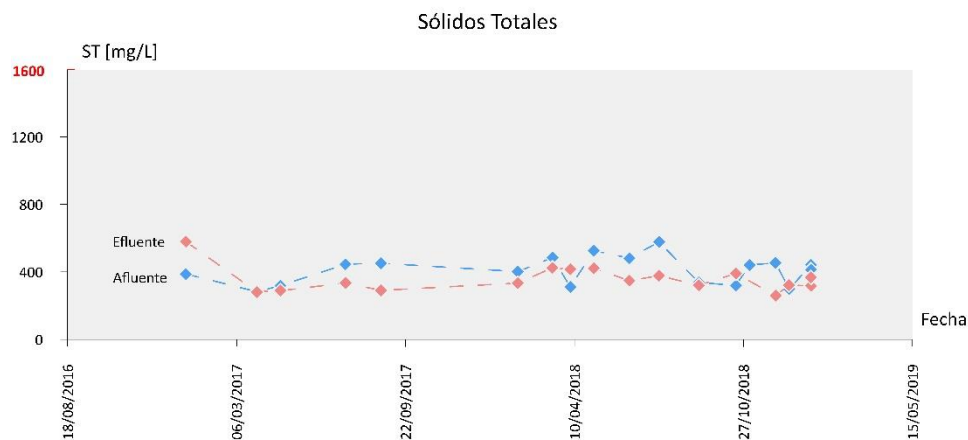


Figura 4. 4. Análisis de Sólidos Totales

4.1.1.2.2. Características químicas

Potencial Hidrógeno (pH)

El pH medio del afluente es de 6.67, al encontrarse dentro del rango establecido por la normativa se puede determinar que el AR presenta las condiciones para su tratabilidad biológica. En cuanto al efluente, se observa una ligera acidificación de este, con lo cual se puede concluir que el tiempo de retención en el reactor anaerobio es insuficiente para digerir efectivamente el sustrato.

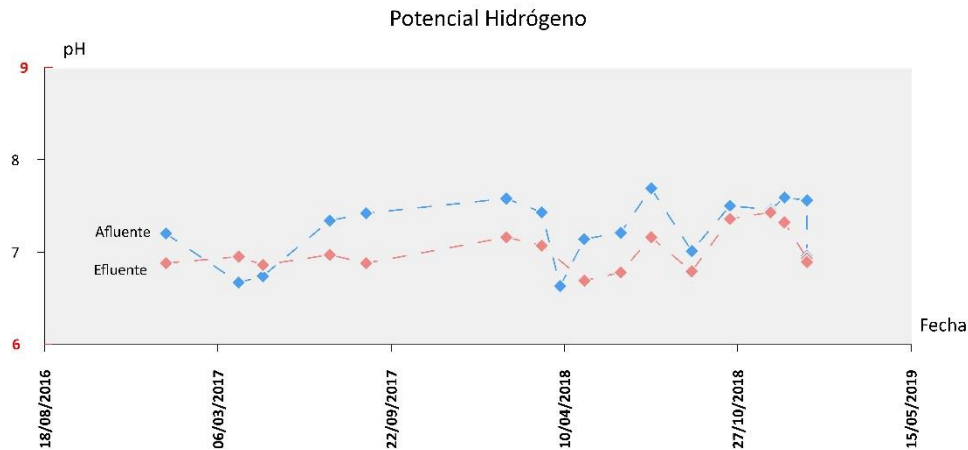
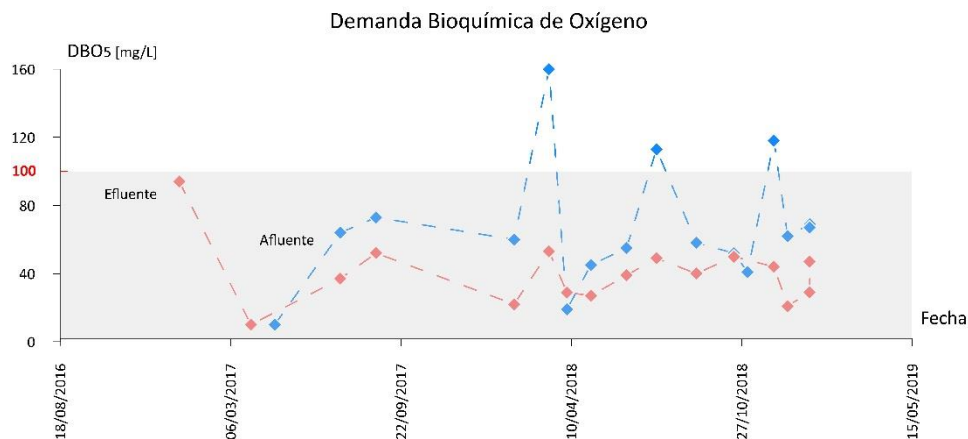


Figura 4. 5. Análisis del pH

Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO₅)

La dilución del afluente por la presencia de caudales de infiltración ocasiona bajas concentraciones de DBO₅ a la entrada de la PTAR con un valor medio de 66.63 mg/L, lo cual puede dificultar el desarrollo de un proceso biológico eficiente dentro del sistema. El efluente presenta una concentración media de 40.50 mg/L, es decir el sistema trabaja con una eficiencia de remoción del 39%. Como se mencionó en el análisis de los parámetros anteriores, el reactor anaerobio no se encuentra trabajando correctamente, por lo cual se puede concluir que casi toda la remoción se lleva a cabo en el tanque séptico.

Figura 4. 6. Análisis de DBO₅

Demanda Química de Oxígeno (DQO)

La concentración media de DQO en el afluente es de 224.72 mg/L, sin embargo, la alta variabilidad en la concentración de este contaminante entre muestreos es un indicador más de la presencia de descargas ilícitas y caudales de infiltración en la red de alcantarillado; a pesar de esto la concentración de DQO en el efluente de la PTAR en la

mayoría de las caracterizaciones se encuentra dentro del límite máximo permisible con un valor medio de 147.67 mg/L.

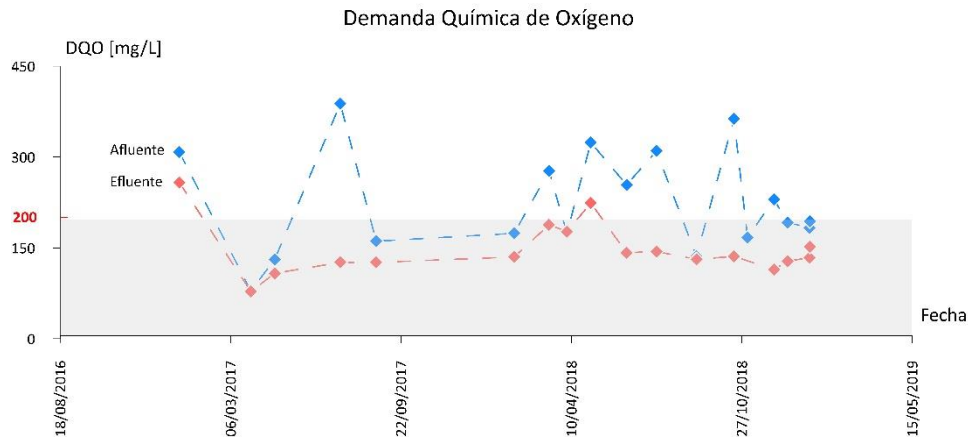


Figura 4. 7. Análisis de DQO

A continuación, en la Figura 4. 8 se muestra la relación DQO/DBO₅; este valor puede ser un indicativo de la fracción biodegradable en el agua residual cruda (afluente), valores superiores a 5 indica una importante fracción inorgánica, mientras valores inferiores a 2 sugieren una fracción biodegradable alta que es un buen indicativo para un tratamiento biológico efectivo. En este sentido, en la Figura 4. 8 se observa que en el afluente la relación DQO/DBO₅ es muy variable; en cuatro muestreos es superior a 5 y tan solo en dos muestreos es menor a 2. Para el caso del efluente, la relación DQO/DBO₅ suele ser mayor que a la entrada debido a que las PTAR que utilizan sistemas naturales de tratamiento remueven en mayor medida la materia biodegradable, sin embargo, los valores obtenidos no difieren en gran medida con los valores del afluente e incluso en algunas caracterizaciones es menor.

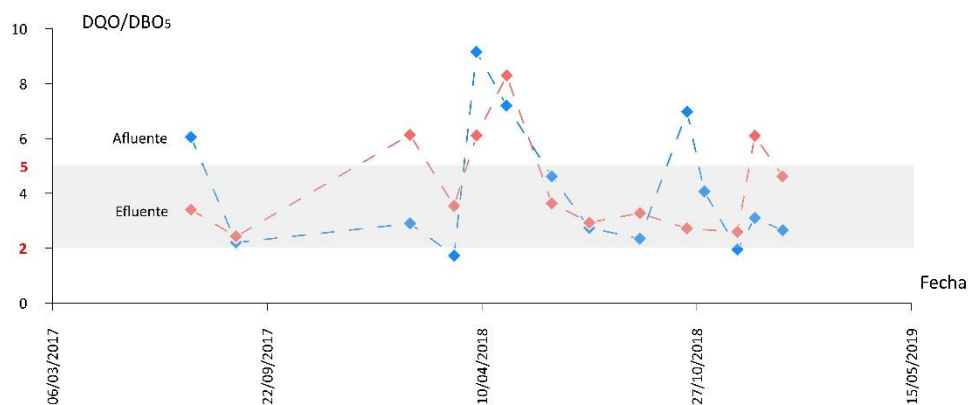


Figura 4. 8. Relación DQO/DBO a la entrada y salida de la PTAR

Fósforo Total (P)

La concentración de Fósforo en el efluente está dentro del límite máximo permisible por la normativa; sin embargo, también se observan niveles bajos de Fósforo en el afluente con un valor medio de 3.18 mg/L, lo que puede afectar al crecimiento y reproducción de los microorganismos que participan en la estabilización de la materia orgánica.

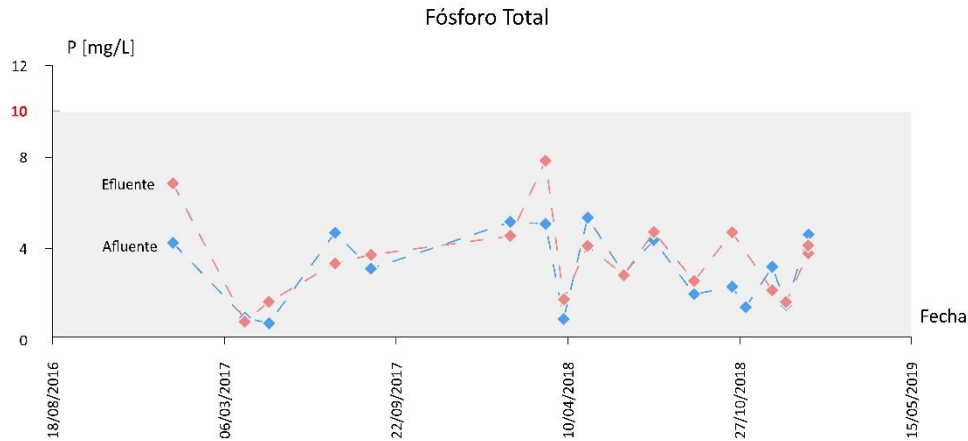


Figura 4. 9. Análisis de fósforo total

Nitrógeno Amoniacal

La concentración media de Nitrógeno Amoniacal que presenta el afluente es de 19.78 mg/L. En lo referente al efluente en algunas caracterizaciones la concentración de este contaminante se encuentra fuera del límite máximo permisible por la normativa, esto puede provocar alteraciones perjudiciales en el cuerpo receptor, tales como la disminución de los niveles de oxígeno disuelto.

Además, al igual que ocurre con el Fósforo, en varias ocasiones la concentración Nitrógeno Amoniacal en el efluente es mayor que a la entrada; posiblemente esto se debe a que el agua caracterizada a la salida de la planta no corresponde a la misma agua caracterizada a la entrada ya que se desconoce el tiempo retención exacto.

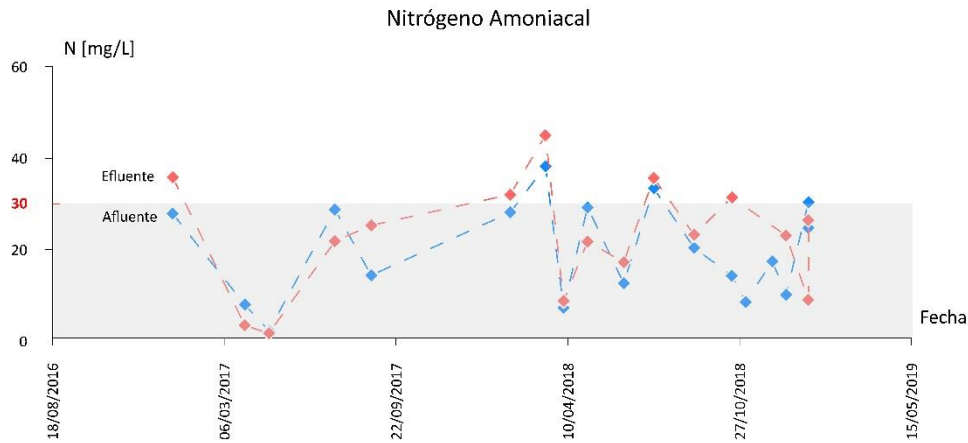


Figura 4. 10. Análisis de nitrógeno amoniacal

Nitrógeno Kjeldahl

La concentración de Nitrógeno Kjeldahl es igual a la suma de la concentración de Nitrógeno Amoniacal y Nitrógeno Orgánico y se tiene una concentración media a la entrada a la PTAR de 36.60 mg/L. La concentración en el efluente se mantiene cercana al límite permisible, y en algunos casos lo supera.

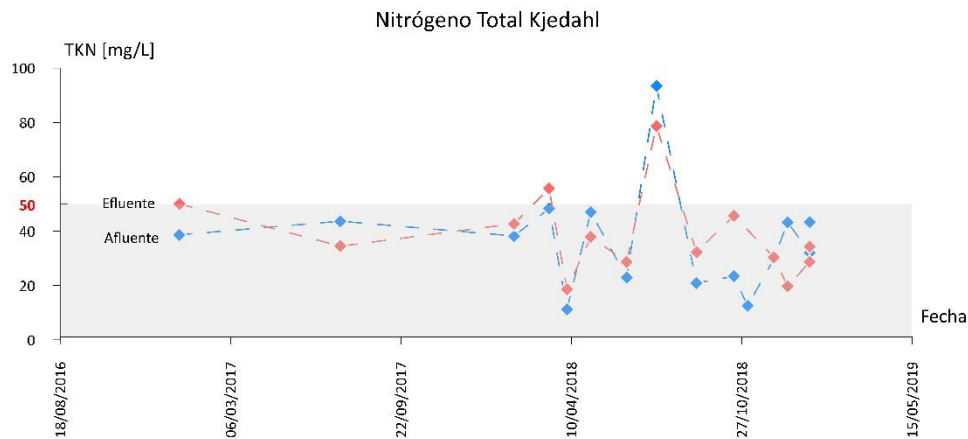


Figura 4. 11. Análisis Nitrógeno Kjeldahl

Como se puede ver, en todos los muestreos realizados, los nutrientes N y P en general no sufren variaciones en sus concentraciones al atravesar la PTAR, debido a que los sistemas anaerobios de tratamiento por sí solos no son capaces de remover estos contaminantes.

4.1.1.2.3. Características microbiológicas

Coliformes Termotolerantes (CTE)

La concentración de CTE en el afluente es de $7.51E+06$ NMP/100 ml y debido a que no existe un proceso dentro de la PTAR que remueva este contaminante, la concentración

de CTE del efluente es superior al límite permisible. El contacto con el agua de la quebrada luego de la PTAR resulta perjudicial a la salud de los habitantes.

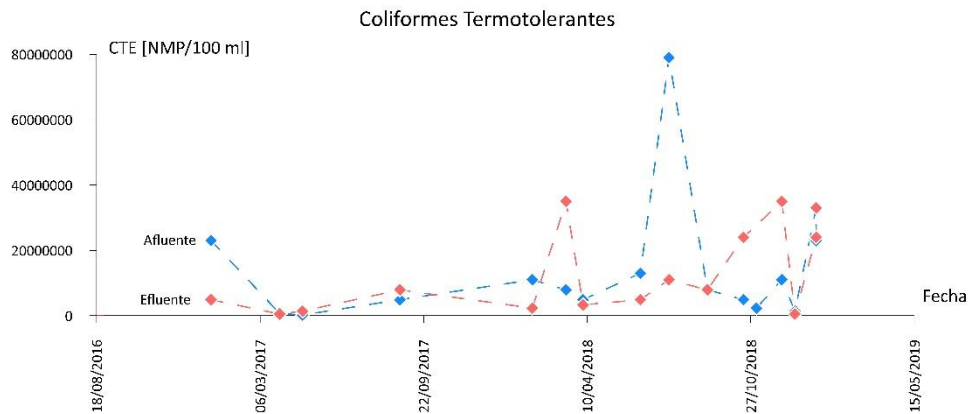


Figura 4. 12. Análisis de Coliformes Termotolerantes

4.1.2. Configuración actual y funcionamiento de la PTAR Acchayacu

La tubería de ingreso PTAR descarga el afluente hacia una estructura cilíndrica de hormigón compuesta por dos tuberías; una de las tuberías transporta el flujo hacia la siguiente unidad en el sistema, mientras la otra tubería, localizada por encima de primera, funciona como un aliviadero permitiendo el desbordamiento del exceso de caudal. La siguiente unidad comprende un cajón de hormigón con una reja de barras de hierro circulares, para retener materiales de gran tamaño. A continuación, se encuentra un tanque séptico de dos cámaras, seguido de un filtro anaerobio circular de flujo ascendente. Finalmente, el efluente es descargado hacia una quebrada ubicada a una distancia de 6 m desde la planta. En la Figura 4. 13, se muestra un diagrama de flujo los procesos que se llevan a cabo dentro de la PTAR Acchayacu.



Figura 4. 13. Diagrama de flujo de los procesos de tratamiento. PTAR Acchayacu

La Figura 4. 14, elaborada a partir del levantamiento topográfico realizado, muestra la distribución de los diferentes procesos sobre la superficie de terreno.

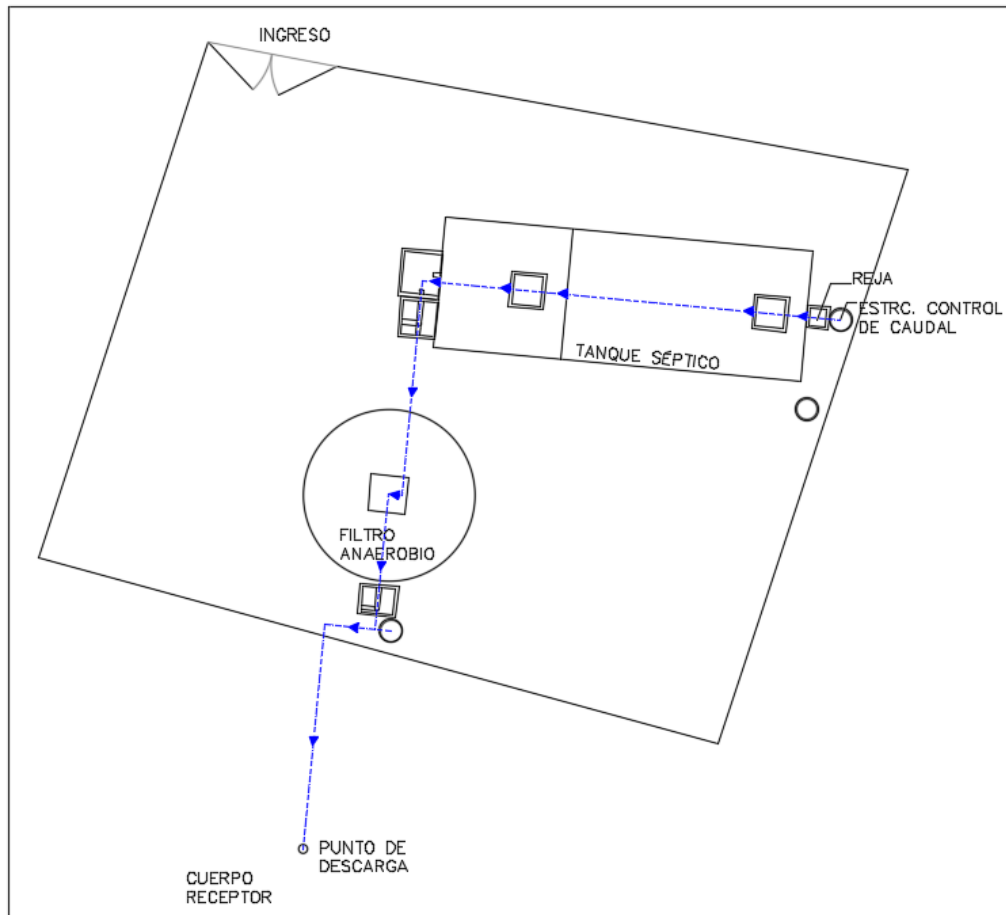


Figura 4. 14. Esquema PTAR Acchayacu

4.1.3. Estado de las estructuras actuales

4.1.3.1. Unidades de pretratamiento

4.1.3.1.1. Estructura de entrada

La tubería de ingreso a la PTAR tiene un diámetro de 200 mm, y descarga el caudal hacia un pozo cilíndrico de hormigón de 600 mm de diámetro. El pozo cuenta con una tubería de PVC de 100 mm ubicada en el fondo, para la conducción del flujo hacia el proceso de desbaste; y con una tubería de PVC de 180 mm ubicada a 0.1 m desde el fondo, cuyo propósito es derivar el exceso de caudal directamente hacia la estructura de salida. La estructura se encuentra en malas condiciones, las paredes del pozo presentan fisuras y desprendimiento del hormigón.

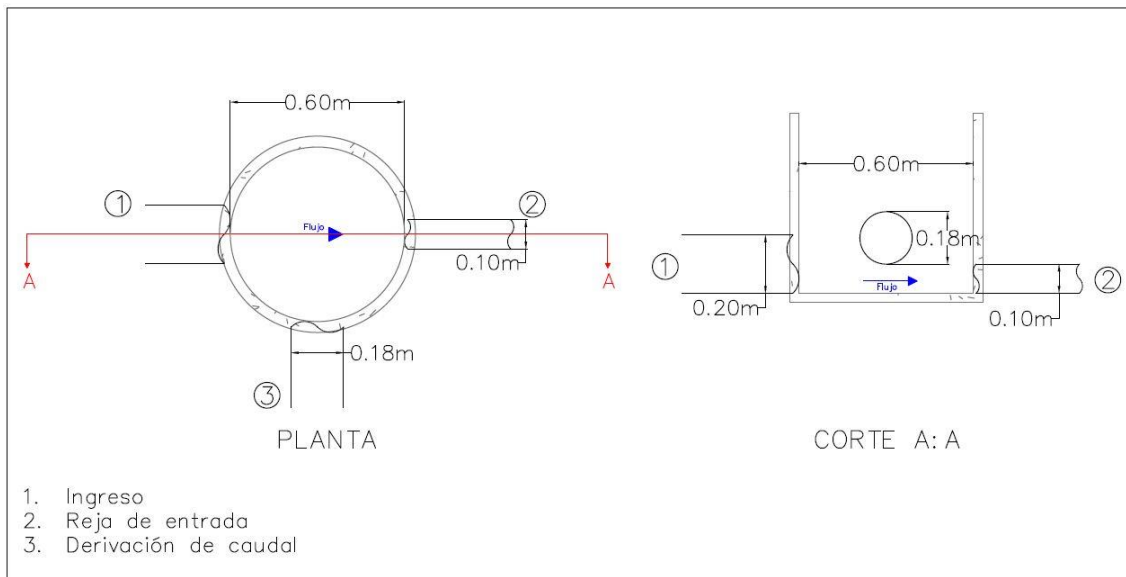


Figura 4. 15. Esquema de estructura de control de caudal

Como se ha podido verificar en los resultados de los aforos realizados, la estructura de control de caudal no funciona correctamente. Cuando ingresan grandes caudales, la tubería de 100 mm empieza a trabajar a sección llena permitiendo el ingreso de un mayor caudal para el tratamiento.

Por otra parte, otro de los problemas identificados es que, al ingresar materiales como fundas plásticas, estas no pueden atravesar la tubería que conduce el flujo hacia el proceso de desbaste, esto combinado con la acumulación de lodos en el fondo del pozo, ocasionan el taponamiento parcial de esta tubería y provocan la derivación caudal que no debería ser derivado.

4.1.3.1.2. Reja de entrada

La reja de entrada es de limpieza manual, y su configuración se presenta en la Tabla 4.

1.

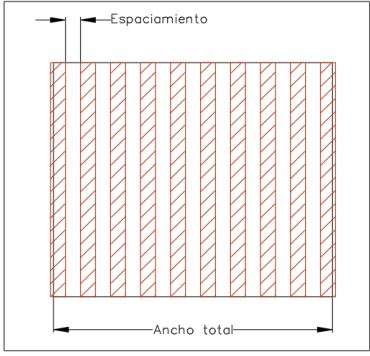
Parámetro	Valor	Unidad	Configuración
Ancho total	46.5	cm	
Ancho neto	22.5	cm	
Ángulo de inclinación	0	°	
Número de varillas	10		
Diámetro de varilla	2.5	cm	
Espaciamiento	2.5	cm	

Tabla 4. 1. Parámetros de diseño de la reja de entrada

Como se puede ver algunos parámetros se encuentran fuera de los rangos recomendados en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**, en donde se recomienda para una reja de limpieza manual un diámetro máximo de varilla 1.5 cm y un ángulo de inclinación entre 30 y 45°.

El estado estructural de la reja es deficiente, esto debido al alto grado de corrosión de las varillas, como se puede ver en la Ilustración 4.1.



Ilustración 4. 1. Reja de entrada

4.1.3.2. Tanque séptico

El tratamiento primario es realizador en un tanque séptico de hormigón armado, que capta el efluente de la reja de entrada. Consta de dos cámaras y cuenta con dos tapas de inspección, una sobre el dispositivo de entrada y otra sobre la conexión entre cámaras. Tanto a la entrada como a la salida del tanque se tienen tuberías tee, a diferencia de las tuberías que conectan los dos compartimentos que son tuberías rectas.

Todas las tuberías tienen 100 mm de diámetro. En la Figura 4.16 se presenta un esquema de la configuración del tanque séptico.

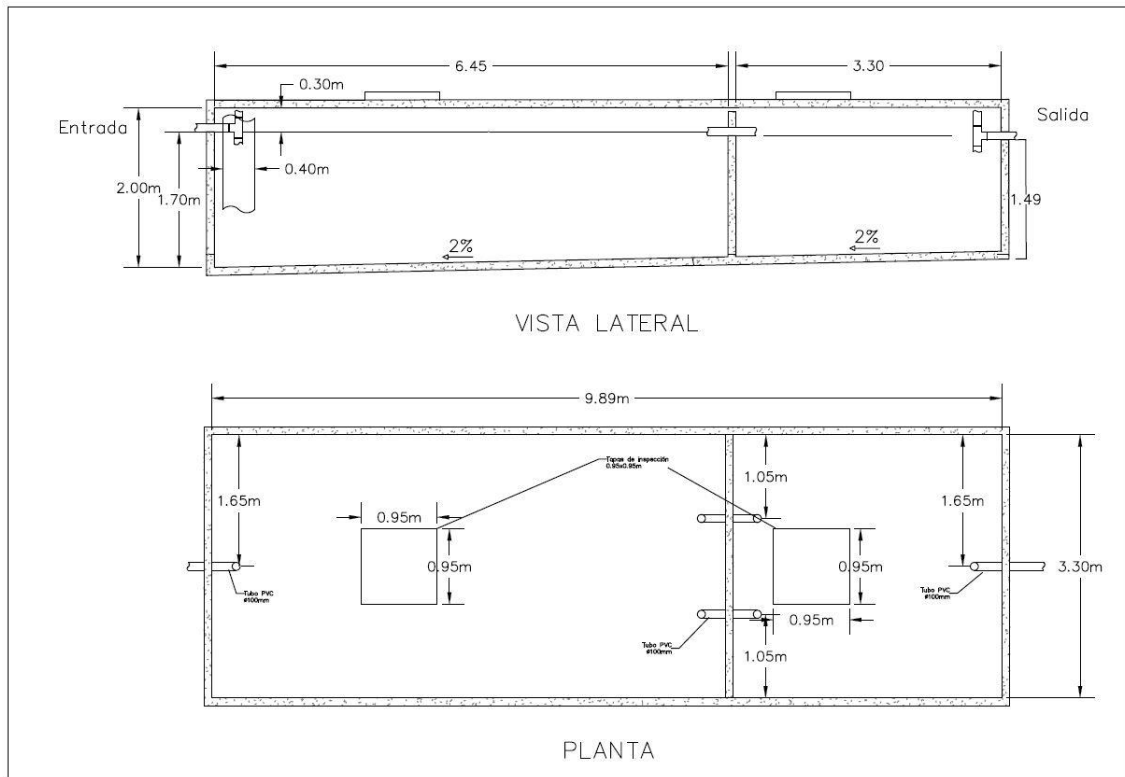


Figura 4. 16. Esquema del tanque séptico

El dispositivo de entrada, además de la tubería tee, cuenta con una tubería de 400 mm colocada con el objetivo de evitar fuertes corrientes dentro del tanque y distribuir el flujo en todas las direcciones, como se puede ver en la Ilustración 4.2.



Ilustración 4. 2. Dispositivo de entrada al tanque séptico

En la Tabla 4. 2 se muestran los criterios de diseño descritos en la sección 2.4.2.1.1, y se realiza un análisis de la concordancia de la configuración actual del tanque con dichos criterios.

Criterio de diseño	Recomendado	Tanque séptico PTAR Acchayacu
Ancho mínimo del tanque	0.60 m	3.30 m
Profundidad mínima del tanque	0.75 m	2.00 m
Relación largo : ancho	2:1 a 5:1	2.81:1
Q_{max} para un periodo de retención mínimo de 6 horas		1.2 m ³ /s
Espacio libre entre capa superior de nata y la parte inferior de la losa de techo	0.30 m	0.30 m
Tubería de entrada, \varnothing_{min}	Tee 100 mm	Tee 100 mm
Tubería de salida, \varnothing_{min}	Tee 75 mm	Tee 100 mm
Tubería de conexión entre cámaras	Tee	Recta 100 mm
Localización de tapas de inspección	Entrada, salida y conexión	Entrada y conexión
Dimensión mínima tapas de revisión	0.60 x 0.60 m	0.95 x 0.95 m

Tabla 4. 2. Análisis de criterios de diseño del tanque séptico

En lo referente al estado estructural del tanque séptico, este se encuentra en buenas condiciones ya que el hormigón no presenta fisuras o grietas. Por otra parte, las tapas

de inspección, debido al constante mantenimiento que reciben, no se encuentran corroídas. Las tuberías de entrada, salida e interconexiones se encuentran en buen estado. No existe presencia de olores fuertes, se observó en todas las inspecciones una capa sobrenadante en el tanque que es un indicador positivo de su funcionamiento.

4.1.3.3. Filtro anaerobio de flujo ascendente

El filtro anaerobio tiene una superficie circular de 4.60 m de diámetro, y una profundidad de 1.90 m. El material filtrante corresponde a un boleo que ocupa una profundidad de aproximadamente el 75% de la altura total, es decir 1.40 m. El filtro cuenta con una tapa de inspección y un ducto de ventilación. La estructura de salida del filtro corresponde a un cajón de 0.9 m de ancho por 0.3 m de profundidad, que mediante una tubería de PVC transporta el agua hacia la estructura de salida de la PTAR.

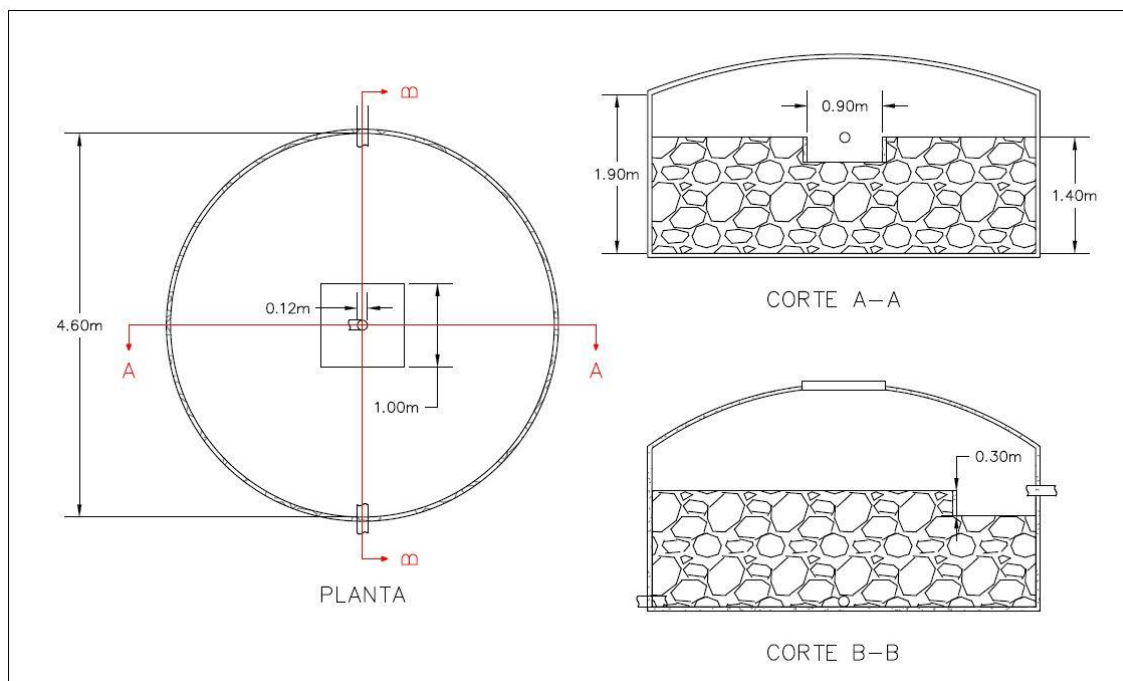


Figura 4. 17. Esquema del filtro anaerobio de flujo ascendente

En la Tabla 4. 3 se muestran los datos de configuración del sistema, y las características del afluente; además se presentan resultados obtenidos de la evaluación como: intervalo de caudales en el que debe trabajar el filtro y el tiempo de retención hidráulica para cada caudal.



Datos:	
Tanque circular	
Diámetro del tanque	4.60 m
Altura del tanque	1.90 m
Bordo libre	0.50 m
DBO	66.63 mg/L=0.067 kg/m ³
Carga orgánica en el medio filtrante (recomendada):	
COV máxima	0.75 kg DBO/m ³ d
COV mínima	0.25 kg DBO/m ³ d
Resultados:	
Altura del medio filtrante	1.40 m
Área superficial del filtro	16.62 m ²
Volumen del medio filtrante	23.27 m ³
Caudales de operación:	
Caudal máximo	3.03 L/s
Caudal mínimo	1.01 L/s
Tiempos de retención hidráulica:	
THR máximo	6.40 h
THR mínimo	2.13 h

Tabla 4. 3. Filtro anaerobio, configuración del sistema y resultados de la evaluación

Como se mencionó anteriormente, para un funcionamiento óptimo del filtro, la temperatura ambiente debe encontrarse entre 25 y 40°C; mientras que en la comunidad Acchayacu la temperatura media corresponde a 14°C. Es por ello que, la eficiencia en la remoción de contaminantes es menor a la esperada, y la implementación de este sistema de tratamiento no es recomendable para estas zonas.

Por otra parte, en cuanto al material filtrante, debido a que la biopelícula que degrada la materia orgánica se adjunta a la superficie de dicho material, los boleos no proporcionan un área superficial suficiente que permita el crecimiento de biomasa anaerobia, a diferencia de lo que ocurriría si el material filtrante fuese una grava angular. Debido a esto las caracterizaciones muestran escasa actividad biológica en el filtro.

En lo que concierne al estado estructural del sistema, no se identificó daños en el hormigón de las paredes del filtro ni en la estructura de salida, los cuales pueden ocasionar fugas y por medio de ello contaminación al medio circundante. La tapa de inspección se encuentra en buen estado, ya que permite mantener aislado el sistema de factores ajenos al mismo.

4.2. Análisis de selección de tecnología

Luego de realizar la evaluación tanto funcional como estructural de cada una de las unidades que conforman el sistema actual, se identificó los principales problemas que

limitan el correcto desempeño de la PTAR Acchayacu. Con base en esta información se han analizado las posibles soluciones para el rediseño; estas incluyen la adición de un nuevo nivel de tratamiento, la implementación o modificación de tecnologías, y la repotenciación de estructuras existentes. Para el tratamiento preliminar se considera una readecuación completa, implementando una estructura de control de caudal, una reja de entrada adecuada, y un desarenador. En el tratamiento primario se analiza la reutilización del tanque séptico existente. Los métodos evaluados para el tratamiento secundario incluyen: filtro anaerobio, peat filter y humedales verticales estilo francés. Finalmente, se propone la implementación de un tratamiento terciario para la desinfección del AR mediante cloración.

Las opciones de rediseño se encuentran, por lo tanto, en función de las tecnologías para el tratamiento secundario. A continuación, se describen las diferentes alternativas para la implementación de cada una de estas tecnologías; esto se lo realiza mediante el uso de diagramas de flujo de procesos como se explicó en la sección 3.3.

4.2.1. Reactor anaerobio de flujo ascendente (RAFA)

4.2.1.1. Primera alternativa

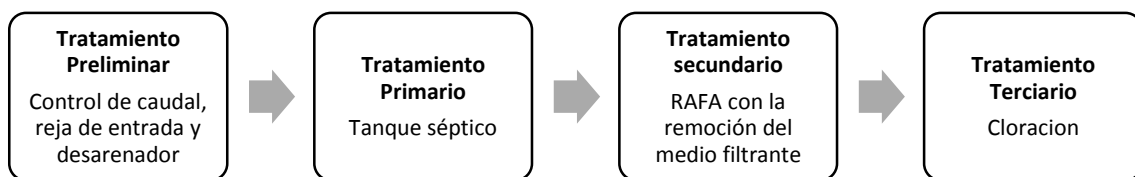


Figura 4. 18. RAFA, primera alternativa

Esta solución considera el diseño de un canal de entrada con un vertedero lateral de excesos para el control del caudal que ingresa a la planta, seguido de una nueva reja de entrada, y la implementación de un desarenador. La repotenciación del tanque séptico, el uso del RAFA existente con la remoción del medio filtrante que existe actualmente, y por último se tiene un proceso desinfección mediante cloración. Se propone la remoción del medio filtrante con el propósito aumentar el volumen de agua que ingresa al filtro.

Ventajas	Desventajas
Construcción mínima	Retraso debido al tiempo necesario para acumular la capa de lodo dentro de la estructura
Reducción del mantenimiento, ya que no existe medio filtrante que limpiar	Malas experiencias con el uso de RAFAs en zonas con climas fríos
Económica	Ninguna mejora en la eficiencia esperada

Tabla 4. 4. RAFA, primera alternativa. Ventajas y desventajas

4.2.1.2. Segunda alternativa

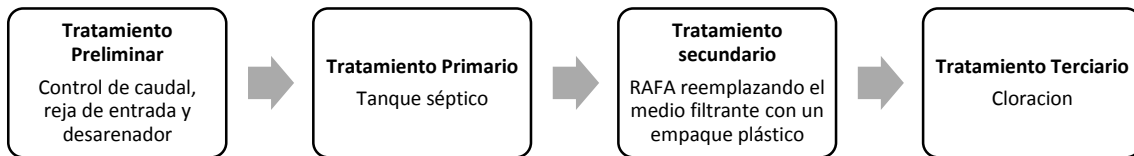


Figura 4. 19. RAFA, segunda alternativa

En esta alternativa se propone los mismos procesos para el tratamiento preliminar, primario y terciario que en la primera alternativa. Para el tratamiento secundario se considera la utilización del RAFA existente reemplazando el medio filtrante con un empaque plástico prefabricado. Con el nuevo medio se consigue una mayor área para la formación de la biopelícula que remueve los microorganismos, pero se reduce considerablemente el volumen de agua que puede tratar.

Ventajas	Desventajas
Construcción mínima	El medio debe ser importado, lo que significa costos de inversión y de operación importantes
Reducción del mantenimiento, debido a que el medio es diseñado para el tratamiento de AR	Malas experiencias con el uso de RAFAs en zonas con climas fríos
	Poca o ninguna experiencia en la aplicación de este medio filtrante en zonas con clima similar

Tabla 4. 5. . RAFA, segunda alternativa. Ventajas y desventajas

4.2.1.3. Tercera alternativa

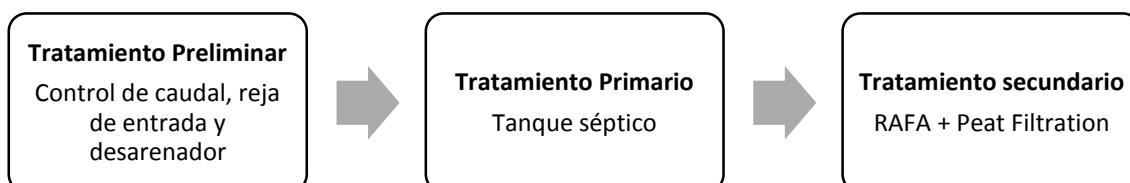


Figura 4. 20. RAFA, tercera alternativa

En esta alternativa se consideran los mismos procesos para el tratamiento preliminar y primario de las alternativas anteriores. Para el tratamiento secundario se contempla la utilización del RAFA en las condiciones actuales, seguido de un sistema peat filter. El tratamiento terciario es eliminado debido a que con la combinación de los dos sistemas mencionados anteriormente se proporcionaría una desinfección del agua antes de su descarga.

Ventajas	Desventajas
Construcción mínima	El peat debe ser importado y cuenta con patente tecnológica que resulta costosa para nuestro medio
El peat proporciona una desinfección completa de bacterias dañinas, y permitirá que el efluente se descargue directamente al arroyo	Construcción de un contenedor para el peat.
Sistema peat filter funciona correctamente en climas fríos	El peat tiene que ser reemplazado cada 6-12 años y desechado adecuadamente
Pulimento adicional del efluente en SS, DBO, DQO y Nutrientes	Mantenimiento del material filtrante del RAFA.
	Malas experiencias con el uso RAFAs en zonas con climas fríos

Tabla 4. 6. RAFA, tercera alternativa. Ventajas y desventajas

4.2.2. Peat Filtration

4.2.2.1. Primera alternativa

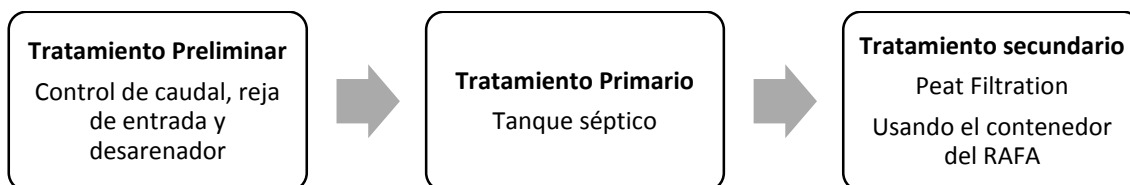


Figura 4. 21. Peat Filtration, primera alternativa

Al igual que en las alternativas anteriores, se propone, para el tratamiento preliminar el diseño de un canal de entrada con un vertedero lateral de excesos para el control del caudal, seguido de una nueva reja de entrada, y un desarenador; para el tratamiento primario la repotenciación del tanque séptico; y para el tratamiento secundario el uso del contenedor del RAFA para la implementación del sistema peat filter.

Ventajas	Desventajas
Los materiales que contiene el sistema son naturales	Se requiere la remodelación del contenedor del RAFA existente
Requerimiento de mantenimiento mínimo	El peat debe ser importado y cuenta con patente tecnológica que resulta costosa para nuestro medio
Trabaja bien en un espacio limitado	El peat tiene que ser reemplazado cada 6-12 años y desechado adecuadamente
El peat proporciona una desinfección completa de bacterias dañinas, y permitirá que el efluente se descargue directamente al arroyo	
Sistema peat filter funciona correctamente en climas fríos	
Pulimento adicional del efluente en SS, DBO, DQO y Nutrientes	

Tabla 4. 7. Peat Filtration, primera alternativa. Ventajas y desventajas

4.2.2.2. Segunda alternativa

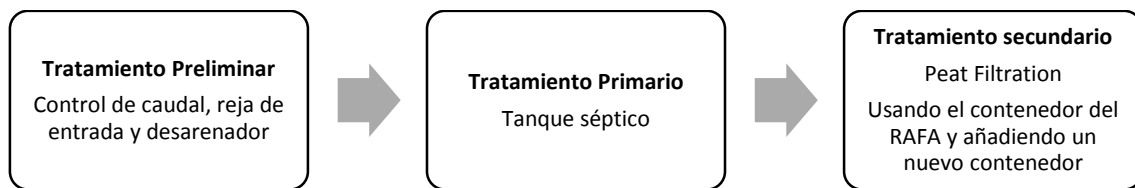


Figura 4. 22. Peat Filtration, segunda alternativa

La segunda alternativa se diferencia de la primera, por la implementación de un contenedor adicional para el peat adicional con la finalidad de tratar un mayor volumen de agua. El uso de las dos estructuras permitiría que el flujo circule entre los dos contenedores, aumentando el tiempo de contacto con el peat.

Ventajas	Desventajas
Los materiales que contiene el sistema son naturales	Requiere la remodelación del contenedor del RAFA existente
Requerimiento de mantenimiento mínimo	Requiere la construcción de un nuevo contenedor
Trabaja bien en un espacio limitado	El peat debe ser importado y cuenta con patente tecnológica que resulta costosa para nuestro medio
El peat proporciona una desinfección completa de bacterias dañinas, y permitirá que el efluente se descargue directamente al arroyo	El peat tiene que ser reemplazado cada 6-12 años y desechado adecuadamente
Sistema peat filter funciona correctamente en climas fríos	
Pulimento adicional del efluente en SS, DBO, DQO y Nutrientes	

Tabla 4. 8. Peat Filtration, segunda alternativa. Ventajas y desventajas

4.2.2.3. Tercera alternativa

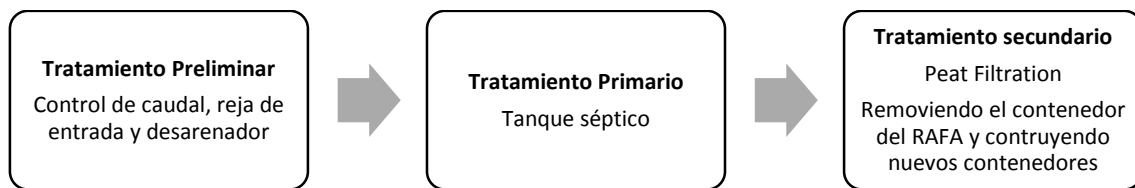


Figura 4. 23. Peat Filtration, tercera alternativa

La tercera alternativa mantiene los mismos procesos unitarios tanto para el tratamiento preliminar como para el tratamiento primario. Se considera la remoción completa del contenedor del RAFA, y la construcción de contenedores para el sistema peat filter.

Ventajas	Desventajas
Los materiales que contiene el sistema son naturales	Requiere la remoción del contenedor del RAFA existente
Requerimiento de mantenimiento mínimo	Requiere la construcción de un nuevo contenedor
Trabaja bien en un espacio limitado	El peat debe ser importado y cuenta con patente tecnológica que resulta costosa para nuestro medio
El peat proporciona una desinfección completa de bacterias dañinas, y permitirá que el efluente se descargue directamente al arroyo	El peat tiene que ser reemplazado cada 6-12 años y desechado adecuadamente
Sistema peat filter funciona correctamente en climas fríos	
Pulimento adicional del efluente en SS, DBO, DQO y Nutrientes	

Tabla 4. 9. Peat Filtration, tercera alternativa. Ventajas y desventajas

4.2.3. Humedales verticales de flujo subsuperficial estilo francés

4.2.3.1. Primera alternativa

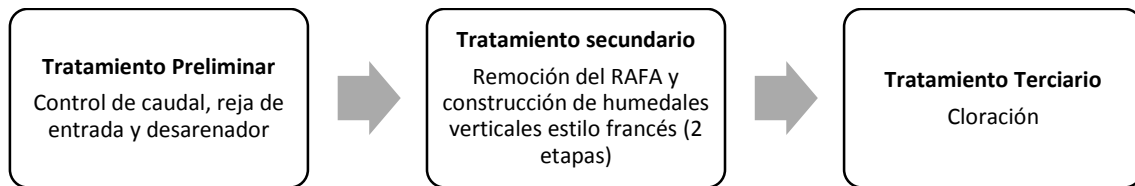


Figura 4. 24. Humedales verticales estilo francés, primera alternativa

Debido a que los humedales estilo francés son concebidos cuando no existe un tratamiento primario del agua residual, en esta alternativa se propone la remoción del tanque séptico y del filtro anaerobio, y la implementación del humedal estilo francés en sus dos etapas. Además, de un tratamiento primario y terciario que incluyen los procesos descritos en las alternativas anteriores.

Ventajas	Desventajas
Evita la proliferación de insectos debido a que el flujo es subsuperficial	Requiere la remoción del tanque séptico existente
Presenta un correcto desempeño en climas fríos	Requiere la remoción del filtro anaerobio existente
Requerimiento de mantenimiento mínimo	Limitaciones en cuanto al espacio con el que cuenta la PTAR Acchayacu
Fácil implementación, no requiere importación de materiales	Costos de demolición y construcción

Tabla 4. 10. Humedales verticales estilo francés, primera alternativa. Ventajas y desventajas

4.2.3.2. Segunda alternativa

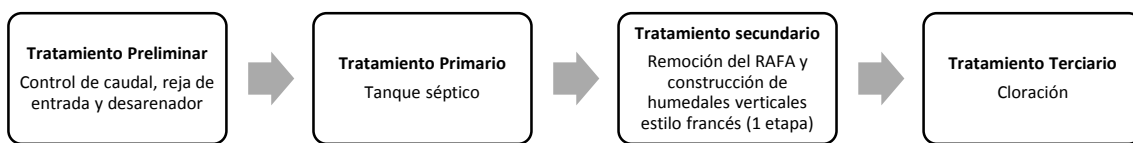


Figura 4. 25. Humedal vertical estilo francés, segunda alternativa

Puesto que de la evaluación a al sistema actual, se determinó que el tanque séptico se encuentra en buen estado tanto funcional como estructural, en esta alternativa se analiza la conservación de este proceso, remoción del filtro anaerobio y la implementación de humedales estilo francés únicamente en una etapa. Por otra parte, para el tratamiento primario y terciario se consideran procesos mencionados anteriormente.

Ventajas	Desventajas
Evita la proliferación de insectos debido a que el flujo es subsuperficial	Requiere la remoción del filtro anaerobio existente
Presenta un correcto desempeño en climas fríos, según diversas investigaciones	Costos de demolición y construcción
Requerimiento de mantenimiento mínimo	
Fácil implementación, no requiere importación de materiales	

Tabla 4. 11. Humedal vertical estilo francés, segunda alternativa

4.2.4. Propuesta de rediseño seleccionada

Analizando las alternativas expuestas, la tecnología que tendría un funcionamiento óptimo, siendo económico para el sector; corresponde la alternativa mencionada en la sección 4.2.3.2. En lo económico, esta propuesta va a hacer uso de la estructura del tanque séptico existente, y el material del medio filtrante requerido para el humedal tiene



disponibilidad en la zona; por lo que, representa una inversión adecuada para su construcción. En cuanto a lo funcional, como se señala en la Tabla 2. 6 tan solo la primera etapa de los humedales estilo francés tiene gran capacidad de remoción de SS, DBO y DQO. Esta configuración garantizará una buena eficiencia en la remoción de contaminantes en el efluente, mejorando las condiciones ambientales del cuerpo receptor y la salud pública de la comunidad servida.

Para lograr una adecuada eficiencia de remoción, es necesario que la construcción sea realizada de acuerdo a las especificaciones de los diseños y se de una correcta operación y mantenimiento al sistema.



5. PROPUESTA DE REDISEÑO DEFINITIVA

5.1. Parámetros de diseño

5.1.1. Periodo de diseño

Una PTAR se diseña de tal manera que cubra las necesidades de una población determinada durante un periodo de tiempo específico. Dicho parámetro se denomina como periodo de diseño y se define como el número de años donde la obra civil funcionará de manera eficiente para la cual fue diseñada (López, 2003).

En el periodo de diseño intervienen factores determinantes como: vida útil de las estructuras, posibles ampliaciones futuras, crecimiento poblacional y desarrollo socio-económico y comportamiento hidráulico de las obras cuando estas no estén funcionando a toda su capacidad (López, 2003). Además, el aspecto económico está asociado a dicho parámetro, por lo que, se debe diseñar un proyecto con el menor costo posible sin comprometer su funcionamiento tanto en calidad como eficiencia (Metcalf & Eddy, 1995).

En el Código Ecuatoriano de la Construcción: “Norma de diseño para sistemas de abastecimiento de agua potable, disposición de excretas y residuos líquidos en el área rural (Secretaría del Agua, 2014)” especifica que, obras civiles de los sistemas de agua potable o disposición de residuos sólidos tendrán un periodo de diseño de 20 años.

El periodo de diseño adoptado en este caso es de 15 años, ya que, comunidades pequeñas presentan gran variabilidad en cuanto al número de habitantes en la zona y asentamientos sin un plan de ordenamiento. Por lo tanto, los diseños se proyectan para el año 2035.

5.1.2. Población de diseño

El diseño de una PTAR, se basa en la población actual y una proyección de población futura de la zona en estudio. Dicha proyección constituye una base fundamental para la planificación de actividades económicas y sociales, la cual permitirá evaluar las implicaciones de situaciones futuras (Erviti, 2000) La población de diseño estima los posibles habitantes que harán uso del sistema hasta el fin del periodo de diseño. La población crece por nacimientos e inmigraciones y decrece por muerte y emigraciones, también puede crecer por anexión de otras agrupaciones de personas más pequeñas. El factor más importante en el crecimiento poblacional es el desarrollo de la comunidad en la industria y la comercialización (López, 2003).



La proyección se clasifica según la extensión de tiempo, el grado de desagregación, uso, origen y método de cálculo empleado. El método de cálculo a su vez se clasifica en: métodos matemáticos, métodos demográficos y métodos económicos. Los métodos matemáticos consideran que la población se comportará como una función ya sea lineal, geométrica, exponencial, logística o mediante la aplicación de mínimos cuadrados. Los métodos demográficos analizan variables como fecundidad, mortalidad y migración. Finalmente, los métodos económicos se apoyan en las interrelaciones entre los aspectos socioeconómicos y las variables demográficas (Erviti, 2000).

Para el cálculo de la población de diseño se empleará el método geométrico establecido por el Código Ecuatoriano de la Construcción.

5.1.2.1. Método Geométrico

El método geométrico considera un porcentaje constante de cambio por unidad de tiempo, asumiendo que la razón de cambio es proporcional a la población. Por lo tanto, la población en el tiempo n se determina mediante:

$$P_n = P_o(1 + r)^n \quad \text{Ec (5. 1)}$$

Donde:

P_n : población futura en n años

P_o : población actual

r : constante de crecimiento geométrico

n : número de años

La tasa geométrica se obtiene a partir de datos proporcionados por censos nacionales como se puede ver en la siguiente ecuación:

$$r = \frac{\ln(P_2) - \ln(P_1)}{t_2 - t_1} \quad \text{Ec (5. 2)}$$

Donde:

P_2 : población correspondiente al tiempo t_2 .

P_1 : población correspondiente al tiempo t_1 .

Esta tasa no es adecuada cuando son necesarias estimaciones por largos períodos de tiempo, o cuando la tasa de crecimiento es decreciente (Ospina, 1981).

Las tasas de crecimiento geométrico utilizadas para la proyección de población, corresponden a las de la parroquia Tarqui en donde existen datos de población desde 1990; a diferencia de lo que ocurre con la comunidad Acchayacu de donde tan solo se



dispone de un dato de población del año 2010. A partir de la información de la Tabla 3. 1 se obtiene que las tasas de crecimiento geométrico son de 1.07% entre el año 1990 y 2001, y 1.82% entre el año 2001 y 2010.

Las tasas de crecimiento difieren en gran medida entre ellas, siendo mucho más bajo el valor obtenido entre los años 1990-2001; haciendo un análisis socioeconómico, se decide descartar la tasa obtenida en este periodo ya que en los años 90s la crisis económica del país provocó la salida de la población rural principalmente, hacia países como EEUU o España. Por lo tanto, para el presente estudio se asume como correcta para las condiciones actuales la tasa de crecimiento obtenida entre 2001-2010. A continuación, en la Tabla 5. 1 se muestra la proyección de población para el año 2035.

Año	Tasa de crecimiento geométrico	Población
2010		308
2019	1.82%	363
2035	1.82%	484

Tabla 5. 1. Proyección de la población

5.1.3. Caudales de diseño

La determinación del caudal de AR a tratar es fundamental al momento de proyectar estructuras para su conducción, tratamiento y evacuación. La composición de las ARs varía según el tipo de red de alcantarillado que se emplee en la zona, sea combinado o separado, y puede incluir los siguientes componentes: caudal de agua residual doméstica, caudal de agua residual industrial, caudal de infiltración y caudal de aguas ilícitas (Metcalf & Eddy, 1995).

5.1.3.1. Caudal de aguas residuales domésticas

El caudal medio del agua residual doméstica (q_{medio}) se estima en función de la dotación de agua potable de la población servida y se ajusta con un coeficiente de retorno como se indica en la ecuación Ec (5. 3).

$$q_{medio} = \frac{P * D * R}{86400} \quad \text{Ec (5. 3)}$$

Donde:

q_{medio} : caudal medio diario de aguas residuales domésticas, [L/s]

P : número de habitantes.

D : dotación, [L/hab/s]

R : coeficiente de retorno.

**5.1.3.1.1. Dotación**

La dotación de agua potable depende de varios factores como el clima, tamaño de la población, características económicas y culturales, entre otros. Uno de los factores más influyentes es el nivel socio económico de la población servida (UNATSABAR, 2005). El Código Ecuatoriano de la Construcción presenta una tabla de dotaciones para zonas rurales en función del nivel de servicio que se detalla en la Tabla 5. 2 y Tabla 5. 3.

NIVEL DE SERVICIO	CLIMA FRÍO (l/habitante/día)	CLIMA CÁLIDO (l/habitante/día)
la	25	30
lb	50	65
IIa	60	85
IIb	75	100

Tabla 5. 2. Dotaciones de agua para los diferentes niveles de servicio
Fuente: (Secretaría del Agua, 2014)

NIVEL DE SERVICIO	SISTEMA	DESCRIPCIÓN
la	AP	Grifos públicos.
	EE	Letrinas sin arrastre de agua.
lb	AP	Grifos públicos más unidades de agua para lavado de ropa y baño.
	EE	Letrinas sin arrastre de agua
IIa	AP	Conexiones domiciliarias, con un grifo por casa.
	EE	Letrinas con o sin arrastre de agua
IIb	AP	Conexiones domiciliarias, con más de un grifo por casa.
	ERL	Sistema de alcantarillado sanitario

Simbología utilizada:

AP: Agua potable

EE: Eliminación de excretas

ERL: Eliminación de residuos líquidos

Tabla 5. 3. Niveles de servicio para sistemas de abastecimiento, disposición de excretas y residuos líquidos

Fuente: (Secretaría del Agua, 2014)

La comunidad de Acchayacu cuenta con un nivel de servicio IIb, y al presentar un clima frío, le corresponde una dotación de 75 L/hab/día.



A partir del aforo realizado entre el 20/08/2019 y 21/08/2019 se calcula que la comunidad cuenta actualmente con una dotación 68.3 L/hab/día, sin embargo, en vista que se reportan niveles de servicio buenos en la zona que inducen a comportamientos urbanos en la población, para el diseño se asume una dotación de 80 L/hab/día.

5.1.3.1.2. Coeficiente de Retorno

La cantidad de agua residual que ingresa a la red de alcantarillado es menor a la cantidad de agua que es suministrada, debido a los usos que las personas dan a este recurso. Este coeficiente depende de los hábitos y valores de la población, las características de la comunidad, la dotación de agua, y las variaciones del consumo según las estaciones climáticas de la población. Este factor es recomendable estimar en base a estudios locales, sin embargo, cuando no se dispone de esa información es recomendable asumir un valor de 0,8 (UNATSABAR, 2005).

5.1.3.2. Caudal máximo de aguas residuales

El caudal máximo horario (q_{max}) se determina a partir del caudal medio diario multiplicado por un factor pico. Estos factores deben ser determinados mediante el análisis de un registro de caudales. Cuando no se cuenta con registros de caudales, la literatura proporciona varias ecuaciones para su cálculo (Metcalf & Eddy, 1995).

. Según la “Norma de diseño para sistemas de abastecimiento de agua potable, disposición de excretas y residuos líquidos en el área rural (Secretaría del Agua, 2014)” el factor pico para zonas periurbanas o rurales es aproximadamente 3.75, sin embargo, de los aforos realizados el 31/05/2019-01/06/2019 y 20/08/2019-21/08/2019 se determinó un factor pico de caudal sanitario de 2.80 y 2.30 respectivamente. Para el diseño se adopta el valor de 2.80, ya que este representa de mejor manera las características propias de una zona rural.

5.1.3.3. Caudal de infiltración

El caudal de infiltración es el agua que ingresa a la red de alcantarillado a través de uniones de tuberías, conexiones, y estructuras de los pozos de visita, por lo que se presenta en función del nivel freático, permeabilidad del suelo, del estado en general y material del sistema de alcantarillado.

Para el presente estudio este valor se estima a partir del aforo realizado entre el 20/08/2019 y 21/08/2019, ya que en estas fechas no ocurrieron precipitaciones en el sector y como se mencionó anteriormente, previo a la realización de este aforo el personal de ETAPA EP intervino en las conexiones erradas identificadas. Entre las 2h00



y 4h00 el afluente presentó un color claro y con poco olor, por lo que se puede afirmar que este caudal corresponde netamente a caudal de infiltración; al promediar los caudales registrados en este periodo se determinó que el caudal de infiltración es de 0.5 L/s. Se asume que este valor se mantendrá constante hasta el final del periodo de diseño, ya que la red de alcantarillado existente atraviesa la vía principal que conduce a la comunidad, en donde aún no existen un gran número de edificaciones; por lo que se presume que estos espacios corresponden a los primeros en ser habitados durante los próximos años.

5.1.3.4. Caudal de aguas ilícitas

El caudal de aguas ilícitas corresponde al agua lluvia que ingresa a la red de alcantarillado sanitario a través de conexiones domiciliarias cruzadas o tapas de los pozos de revisión. Este caudal se calcula en función del número de habitantes o del área de aportación al sistema; ETAPA recomienda un valor de 80 L/hab/día debido al gran número de conexiones erradas en el sector rural del cantón. En el presente estudio se emplea este valor para el cálculo de este parámetro.

5.1.3.5. Cálculo de caudales de diseño

En la Tabla 4. 4 se muestran los caudales de diseño utilizados en el presente estudio.

Caudal	Valor
Caudal medio de aguas residuales	$q_{medio} = 0.36 \text{ L/s}$
Caudal máximo de aguas residuales	$q_{máximo} = 1.00 \text{ L/s}$
Caudal de infiltración	$q_{infiltración} = 0.50 \text{ L/s}$
Caudal de aguas ilícitas	$q_{ilícito} = 0.45 \text{ L/s}$
Caudal máximo de diseño	$Q_{max} = 1.92 \text{ L/s}$
Caudal medio de diseño	$Q_{med} = 0.86 \text{ L/s}$
Caudal mínimo de diseño	$Q_{min} = 0.50 \text{ L/s}$

Tabla 5. 4. Resumen de caudales de diseño

5.2. Memoria de cálculo

5.2.1. Tratamiento preliminar

Como se mencionó anteriormente para el tratamiento preliminar se propone la construcción de un canal de hormigón con un vertedero lateral para derivar el caudal de exceso, seguido de una reja de varillas circulares; posteriormente un desarenador conformado por dos cámaras y un vertedero sutro a la salida de cada cámara para el control de la velocidad; y finalmente, un vertedero triangular para la medición de caudal.



Los vertederos para el control de la velocidad a la salida del desarenador, constituyen la sección de control y determinan el perfil de flujo aguas atrás.

5.2.1.1. Desarenador

Para el dimensionamiento del desarenador se considera el caudal máximo de diseño repartido entre las dos cámaras, es decir cada una de ellas debe transportar 0.96 L/s ; además de los datos presentados en la Tabla 5. 5.

Parámetro	Valor	Unidad
Densidad relativa de la arena (ρ_s)	2.655	
Diámetro de la partícula (d)	0.021	cm
Temperatura del agua	14	°C

Tabla 5. 5. Datos de entrada para el dimensionamiento del desarenador

Entonces:

Del anexo 2 de la "Guía para el diseño de sedimentadores y desarenadores" (CEPIS, 2005a) se tiene que la Viscosidad Cinemática es:

$$\eta = 1.1756 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{s}$$

Luego, con la ecuación Ec (2. 4) se calculará la velocidad de sedimentación:

$$V_s = \frac{1}{18} g \left(\frac{\rho_s - 1}{\eta} \right) d^2 = 3.37 \text{ cm/s}$$

Se calcula el número de Reynolds:

$$Re = \frac{V_s * d}{\eta} = 6.03 > 0.5$$

Por lo tanto, no se encuentra en la zona de la ley de Stokes.

Se realiza un reajuste mediante la gráfica 1 (CEPIS, 2005a).

Término del diámetro:

$$\left(g \frac{\rho_s - 1}{\eta^2} \right)^{\frac{1}{3}} d = 4.77$$

Término de la velocidad de sedimentación:

$$\frac{V_s}{(g(\rho_s - 1)\eta)^{\frac{1}{3}}} = 0.84$$



Luego:

$$V_s = 2.41 \text{ cm/s}$$

Se comprueba el $Re = 4.01$, entonces se encuentra en la zona de transición (ley de Allen).

Se determina el coeficiente de arrastre con la ecuación Ec (2. 5):

$$C_D = \frac{24}{R} + \frac{3}{(R)^{\frac{1}{2}}} + 0.34 = 7.83$$

Entonces la velocidad de sedimentación usando la ecuación Ec (2. 6) será:

$$V_s = \sqrt{\frac{4}{3} * \frac{g}{C_D} * (\rho_s - 1) * d} = 2.41 \text{ cm/s}$$

Se asume una eficiencia del 75%, de acuerdo con la gráfica 3 (CEPIS, 2005a) se adopta un coeficiente de seguridad igual a 1.75.

$$V_s = \frac{Q * \text{coef segur}}{A_s}$$

A partir de esto se obtiene el área superficial.

$$A_s = 0.07 \text{ m}^2$$

Se determina las dimensiones de largo, ancho y profundidad respetando los criterios de diseño; las dimensiones adoptadas para cada cámaras se muestran en la Tabla 5. 6. La pendiente del fondo del depósito será de 10% de acuerdo al literal (d) de la sección 2.4.1.2.1.

Parámetro	Valor	Unidad
Largo	2.50	m
Ancho de cada canal	0.25	m
Ancho de pared entre canales	0.20	m
Profundidad	0.09	m

Tabla 5. 6. Dimensiones de los canales del desarenador

Luego se determina la velocidad horizontal:

$$V_h = \frac{Q}{A_t} = 4.47 \text{ cm/s}$$

Finalmente, se determina el periodo de retención:

$$PR = \frac{\text{volumen}}{\text{caudal}} = 55.89 \text{ s}$$

Al obtener una la velocidad horizontal y periodo de retención dentro de lo recomendado en la literatura se garantiza la sedimentación de partículas de diámetro igual o mayor a 0.021 cm.

5.2.1.1.1. Vertederos a la salida del desarenador

Al final de cada cámara del desarenador se propone la instalación de un vertedero sutro para el control de la velocidad del flujo como se explicó anteriormente. El calado sobre el vertedero determina el perfil de flujo aguas arriba, el mismo que sirve para el diseño y verificación del correcto funcionamiento de las estructuras anteriores al desarenador. En la Tabla 5. 7, se presentan los datos de partida para el diseño de los vertedero, además de los resultados obtenidos con la aplicación de la ecuación Ec (2. 2).

Datos	Valor	Unidad
Configuración geométrica:		
Altura del vertedero ($P1$)	0.075	m
Ancho del vertedero (b)	0.20	m
Altura (a)	0.01	m
Caudal de diseño por vertedero:		
Caudal máximo (Q_{max})	0.96	L/s
Calados de agua:		
Calado de agua sobre el vertedero (H)	0.011	m
Calado de agua en el desarenador (y)	0.086	m

Tabla 5. 7. Vertedero a la salida del desarenador

5.2.1.1.2. Transición de entrada al desarenador

El ancho total del desarenador es de 0.70 m, mientras que el ancho propuesto para el canal a la salida de la reja es de 0.3 m; por lo tanto, es necesario diseñar una transición que conecte estas estructuras. El diseño de la transición se muestra en la Tabla 5. 8 y el detalle de cálculo se indica en el ANEXO C.

Abscisa (m)	Ancho (m)	Calado (m)	Cota de agua (m)	Cota de fondo (m)
0.00	0.30	0.023	0.088	0.065
0.50	0.50	0.019	0.084	0.065
1.00	0.70	0.086	0.086	0.000

Tabla 5. 8. Detalle de la transición

5.2.1.2. Canal de entrada y vertedero lateral de excesos

Se considera que el canal de entrada debe tener un ancho de 0.30 m para facilitar su limpieza y mantenimiento.

Para el dimensionamiento del vertedero lateral de excesos, se encuentra el perfil de flujo formado por los vertederos a la salida del desarenador, el cual determina el calado antes de la reja de entrada para el caudal máximo de diseño, y este a su vez condiciona altura del vertedero lateral de excesos. El perfil de flujo se calcula como se muestra a continuación:

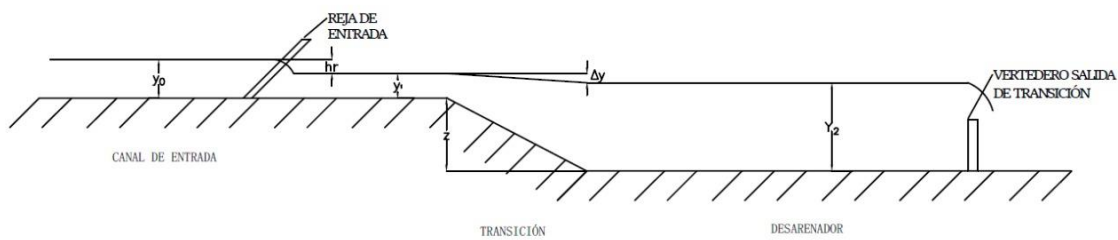


Figura 5. 1. Perfil de flujo en la estructura de entrada

Calado	Ecuación	Datos	Valor
Calado en el desarenador (y_2)	$y_2 = H + P1$	$H = 0.011 \text{ m}$ $P1 = 0.075 \text{ m}$	$y_2 = 0.086 \text{ m}$
Calado a la salida de la reja (y_1)	$y_1 = y_2 + \Delta y' - z$	$y_2 = 0.086 \text{ m}$ $\Delta y' = 0.002 \text{ m}$ $z = 0.065 \text{ m}$	$y_1 = 0.023 \text{ m}$
Calado antes de la reja (y_0)	$y_0 = y_1 - h_r$	$y_1 = 0.023 \text{ m}$ $h_r = 0.002 \text{ m}$	$y_0 = 0.025 \text{ m}$

Tabla 5. 9. Cálculo de calados en la estructura de entrada para el caudal máximo de diseño
Nota: El cálculo de la pérdida por conversión $\Delta y'$ se detalla en el Anexo 2; la pérdida en la reja h_r se calcula con la ecuación Ec (2. 1).

A partir de esto se propone la construcción de un vertedero rectangular con dos contracciones cuya configuración se muestra en la Tabla 5. 10.

Parámetro	Valor	Unidad
Altura del vertedero	0.025	m
Ancho del vertedero	1.50	m

Tabla 5. 10. Configuración del vertedero lateral de excesos

5.2.1.3. Reja de entrada

Para la reja de entrada se propone la configuración mostrada en la Tabla 5. 11.

Parámetro	Valor	Unidad
Diámetro de varillas (Φ)	10	mm
Espaciamiento (e)	25	mm
Angulo con la vertical (c)	45	grados
β	1.79	
Número de varillas (# varillas)	8	
Ancho total (B total)	0.3	m
Ancho neto (B neto)	0.22	m

Tabla 5. 11. Configuración de la reja de entrada

Con los calados de agua antes de la reja, obtenidos a partir de los perfiles de flujo, se calcula la velocidad de acercamiento y las pérdidas en la reja (Tabla 5. 12); y se verifica que estos valores estén de acuerdo a las consideraciones presentadas en la Tabla 2. 2.

Caudal	Velocidad de acercamiento	Pérdida en la reja	
Caudal máximo de diseño	1.92 L/s	0.26 m/s	0.002 m
Caudal mínimo	0.50 L/s	0.25 m/s	0.0025 m

Tabla 5. 12. Cálculo de velocidad de acercamiento y pérdida en la reja

Las bajas velocidades de acercamiento se deben a las dimensiones del canal de entrada, que como se mencionó anteriormente en la sección 5.2.1.2. requiere de un ancho de al menos 0.30 m.

5.2.2. Tratamiento primario

5.2.2.1. Tanque séptico

En el tanque séptico se comprueba los criterios mencionados en la sección 2.4.2.1.1. y se ejecutan los cálculos correspondientes a partir de los parámetros de diseño mostrados en la Tabla 5. 13.

Datos	Valor	Unidades
Población futura (P)	484	Hab
Caudal máximo horario	1.92	L/s
Caudal de aporte unitario de aguas residuales (q)	342.74	L/hab-día
Caudal de aporte por día	139.968	m ³ /día
Ancho	3.50	m
Largo	9.85	m
Profundidad	2	m

Tabla 5. 13. Datos de entrada para el dimensionamiento del tanque séptico

- Periodo de retención:

Para el caudal de diseño, con las dimensiones del actual tanque séptico, se tiene un periodo de retención (P_r) de 4.40 horas. A pesar de ser un valor por debajo del recomendado según la CEPIS (2005b), Dar Lin (2011) indica que para tiempos de retención de aproximadamente 2 horas o mayores se obtiene una eficiencia de remoción del 50-60% de SS y de 25-35% de DBO_5 .

- Volumen de sedimentación, ecuación Ec (2. 9):

$$V_s = 10^{-3} * (P * q) * P_r = 30.66 \text{ m}^3$$

- Volumen de lodos producidos:

Para clima frío se asume un valor de $G = 50$ L/hab/año conforme a la Tabla 2. 3.

- Volumen de almacenamiento de lodos, ecuación Ec (2. 11):

$$V_d = G * P * N * 10^{-3} = 24.20 \text{ m}^3$$

N : Intervalo de limpieza o retiro de lodos en años, se asumió un intervalo de 1 año.

- Volumen de natas (V_n):

De acuerdo con “Especificaciones Técnicas para el Diseño de Tanques Sépticos (UNATSABAR, 2003)” se considera un volumen de 0.7 m^3 .

- Profundidad de sedimentación

$$P_f = \frac{V_s}{A} = 0.89 \text{ m}$$

- Profundidad de nata

$$P_n = \frac{V_n}{A} = 0.02 \text{ m}$$



- Profundidad de almacenamiento de lodos

$$Pl = \frac{uVd}{A} = 0.70 \text{ m}$$

- Espacio libre (El): 0.30 m
- Espacio de seguridad (Es): 0.10m

Por lo tanto, la profundidad neta es:

$$Pn = Pf + Pn + Pl + Es + El = 2.00 \text{ m}$$

Las tuberías de entrada y salida, y de estructuras para el control se propone de acuerdo a la configuración mostrada en la Figura 2. 7.

Considerando que la remoción de contaminantes se inicia en el tratamiento primario, se determina que el efluente del tanque séptico presentará las características indicadas en la Tabla 5. 14.

	DBO (mg/L)	SS (mg/L)	DQO (mg/L)	NTK (mg/L)
Porcentaje de remoción estimado	30%	50%	30%	10% de nitrógeno orgánico
Concentración	46.64	46.44	157.31	35.15

Tabla 5. 14. Composición del efluente del tanque séptico

5.2.3. Tratamiento secundario

5.2.3.1. Humedales verticales estilo francés

Para la estructuración del sistema se adopta la configuración de la primera etapa de un sistema de humedales de estilo francés de acuerdo con la sección **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia..** El área de los humedales será de 84.15 m² para un total de 58 Pe, por lo que se tendrá 1.45 m²/Pe, un valor dentro del recomendado para la primera etapa de este sistema; el área se encuentra dividida en tres compartimentos idénticos cada uno de 28.05 m². Como se mencionó en acápites anteriores, la recomendación de diseño para el cálculo del área necesaria para la primera etapa del humedal considera la alimentación de un efluente crudo, sin embargo, debido a la presencia de tratamiento primario en el sistema Acchayacu se ajustan otros parámetros como la carga orgánica y carga hidráulica a la que será efectivamente sometido el humedal con los valores usualmente usados en estos sistemas.

	Carga hidráulica [m día⁻¹]	Carga orgánica [g DBO₅ m⁻² día⁻¹]
Sistema clásico	0.37-0.60	40-50
Sistema implementado en la PTAR Acchayacu	0.89	41.38

Tabla 5. 15. Carga hidráulica y carga orgánica implementada en la PTAR Acchayacu Paing (2015) que estudió la eficiencia de remoción de contaminantes en estos sistemas en función de la carga hidráulica, indica que con una carga hidráulica entre 0.60-1.00 m/día no varía la eficiencia de remoción de algunos contaminantes como SS y DBO₅ con respecto a las eficiencias indicadas en la Tabla 2. 6, mientras que la eficiencia de remoción de DQO y TKN se reducen aproximadamente en un 40%.

La configuración de los estratos del humedal se presenta en la Tabla 5. 16.

	PROFUNDIDAD	DIÁMETRO DE PARTICULAS
Borde libre	20 cm	
Estrato superior	40 cm	Φ 2-8 mm
Estrato medio	20 cm	Φ 5 mm
Estrato inferior	20 cm	Φ 20-40 mm

Tabla 5. 16. Configuración de los estratos del humedal

El funcionamiento de los humedales va a constar de tres fases: llenado, descarga y proceso de aireación. El tiempo asignado para la descarga y aireación deber ser igual o mayor a dos veces el tiempo de llenado.

El efluente de los humedales presentará las características indicadas en la Tabla 5. 17.

	DBO (mg/L)	SS (mg/L)	DQO (mg/L)	NTK (mg/L)
Porcentaje de remoción de los humedales	86%	85%	54%	41%
Concentración	5.79	6.97	73.14	20.58

Tabla 5. 17. Composición del efluente de los humedales

5.2.3.1.1. Sistema de bombeo

Debido al sistema de alimentación por lotes de los humedales, el efluente del tanque séptico necesita ser bombeado hacia el sistema de distribución del humedal. El sistema constará de dos bombas que funcionarán alternadamente; seguidas de una tubería de 50 mm para el transporte y distribución.

Los parámetros considerados para la selección bomba son el caudal que corresponde al máximo de diseño de 1.92 L/s; cota de distribución del humedal #1 (mayor cota) y

cota del pozo recolector, determinadas mediante la herramienta Civil 3D (Autodesk, UEA).

Parámetro	Valor	Unidades
Cota del pozo	-1.30	m
Cota de distribución	1.50	m
Altura estática (H _a)	2,8	1,3

Tabla 5. 18. Datos de altura de cada compartimento

El proceso de selección de la bomba se muestra a continuación:

Inicialmente, se procede a calcular las pérdidas locales o por accesorios mediante la ecuación Ec (5. 4) **Error! No se encuentra el origen de la referencia..**

$$h_l = \Sigma K * \left(\frac{v^2}{2 * g} \right) \quad \text{Ec (5. 4)}$$

Donde:

h_l : pérdidas locales, [m]

K : coeficiente de pérdida por cada accesorio

v : velocidad en la tubería [m/s]

En la Tabla 5. 19 se muestran los accesorios usados para la conexión entre la bomba y el Humedal #1, además del coeficiente de pérdida que le corresponde a cada uno de ellos.

Accesorio	Φ [mm]	Cantidad	K
Válvula check	50	1	2.5
Válvula compuerta	50	1	0.2
Tee	50	4	1.8
Codo 90°, radio normal	50	7	0.75

Tabla 5. 19 Coeficiente de pérdida para diferentes accesorios

La pérdida local corresponde a 0.74 m.

Posteriormente se calculan las pérdidas por fricción mediante las ecuaciones Ec (5. 5) y Ec (5. 6) de Darcy-Weisbach y Colebrook respectivamente.

$$h_f = c * \frac{L}{D} * \frac{v^2}{2g} \quad \text{Ec (5. 5)}$$

Donde:

h_f : pérdida por fricción, [m]



L : longitud de la tubería de impulsión, [m]

D : diámetro de la tubería de impulsión, [m]

f : factores de fricción

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -0.869 * \ln\left(\frac{\epsilon}{3.7 * D} + \frac{2.532}{Re * \sqrt{f}}\right) \quad \text{Ec (5. 6)}$$

ϵ : rugosidad del conducto, 0.15 mm para PVC

Re : número de Reynolds

Se tiene una pérdida por fricción de 0.18 m.

Para el cálculo de la carga dinámica (H_d) se emplea la ecuación Ec (5. 7).

$$H_d = H_a + h_l + h_f \quad \text{Ec (5. 7)}$$

H_a	h_l	h_f	H_d
2.80 m	0.74 m	0.18 m	3.72 m

Tabla 5. 20. Cálculo de carga dinámica

Finalmente se procede a calcular la potencia requerida mediante la ecuación Ec (5. 8).

$$P = \gamma * \frac{C * H_d}{76 \eta} \quad \text{Ec (5. 8)}$$

Donde:

P : potencia de la bomba, [HP]

γ : peso específico del agua bombeada, [g/cm^3]

C : capacidad de la bomba, [L/s]

η : eficiencia de la bomba

La capacidad de bomba se calcula a partir del caudal máximo de diseño dividido por un factor de seguridad R , para este caso se adopta un valor de 0.8. El peso específico correspondiente a un agua residual es $1.04 \text{ g}/\text{cm}^3$ y se asume una eficiencia del 75%. La Tabla 5. 21 muestra las características requeridas para la selección de la bomba.

Parámetro	Valor	Unidad
Capacidad de la bomba	2.40	L/s
Potencia	0.20	HP

Tabla 5. 21. Características de la bomba



Se estima un costo de operación del sistema de bombeo de aproximadamente USD 40.00 anuales.

Debido a que se propone la reutilización del pozo existe luego del tanque séptico para la colocación de la bomba, es importante verificar si el volumen de este es suficiente. Para ello se emplea la metodología de cálculo desarrollada en Arocha (1983).

$$V_{min} = \frac{900 * Capacidad}{Número de arranque}$$

A partir de esto se obtiene que el volumen del pozo de recolección actual es suficiente para un número mínimo recomendado de dos arranques por hora, con lo cual el agua alcanzará un calado de 0.77 m para el caudal máximo de diseño.

5.2.4. Tratamiento terciario

5.2.4.1. Desinfección

Para el proceso de desinfección se propone un tanque de contacto con el compuesto hipoclorito de sodio (NaClO). Se recomienda realizar ensayos del efluente de los humedales para determinar la curva de demanda de cloro, y de esta manera encontrar su dosis óptima, de tal manera que se garantice una desinfección completa y además no exista cloro residual.

5.2.4.1.2. Tanque de almacenamiento de NaClO

El dimensionamiento del tanque de almacenamiento de NaClO está en función de la frecuencia con la que los operadores pueden proveer de este compuesto al sistema, el cálculo se muestra en la Tabla 5. 22.

Datos	Valor	Unidades
Consumo diario de solución NaClO al 10% (c)	0.00743	m ³ /día
Número de días de suministro (n)	30	días
Volumen requerido	0.22	m ³
Factor de seguridad	1.10	-
Volumen corregido	0.24	m ³

Tabla 5. 22. Tanque de almacenamiento de NaOCI

5.2.4.1.3. Tanque de cloración

Se propone la implementación de un tanque de laberintos interconectados para ahorrar superficie, el proceso de cálculo se describe a continuación:

Datos	Valor	Unidades
Caudal medio Q_{med}	74.30	m ³ /día
Caudal máximo Q_{max}	197.85	m ³ /día
Tiempo de contacto para caudal medio tq_{med}	30	minutos
Tiempo de contacto para caudal máximo tq_{max}	20	minutos
Número de compartimientos (nc)	4	–
Ancho de compartimientos (ac)	0.3	m
Altura de agua (aa)	0.5	m

Tabla 5. 23. Datos de entrada para el dimensionamiento del tanque de cloración

$$Vol\ requerido\ q_{max} = (q_{max} * tq_{max}) / (24 * 60) = 2.75\ m^3$$

$$Area\ transversal = ac * aa = 0.15\ m^2$$

$$Longitud\ requerida = \frac{Vol\ requerido\ q_{max}}{Area\ transversal} = 18.32\ m$$

$$Longitud\ de\ cada\ compartimiento = \frac{Longitud\ requerida}{nc} = 4.58\ m$$

$$Longitud\ adoptada = 4.60\ m$$

El diseño es muy importante ya que puede presentar zonas muertas dentro del tanque donde disminuirá el tiempo de retención, Metcalf & Eddy recomiendan que la relación entre la longitud requerida y el ancho de los compartimientos sea mayor a diez para minimizar los cortocircuitos.

$$\frac{Longitud\ requerida}{Ancho\ de\ compartimientos} = 13.3 > 10$$

5.3. Manual de operación y mantenimiento

El manual de operación y mantenimiento de la PTAR Acchayacu tiene el propósito de mantener un buen funcionamiento de cada uno de los procesos que se lleva a cabo dentro del sistema. Para lograr ese objetivo se tiene que realizar un control riguroso desde la red de alcantarillado hasta cada una de las estructuras para evitar el ingreso de agentes externos, antes o durante el proceso, que no fueron considerados en el diseño. Se debe llevar un registro del funcionamiento y mantenimiento de cada estructura por la entidad encargada que en este caso es ETAPA EP.

Las actividades que comprometan el funcionamiento de cada estructura, se realizarán con personal capacitado dispuesto por la entidad encargada, ya que estarán en



presencia de contaminantes y deberán cumplir con las normas de seguridad. Los trabajos complementarios que no se necesite capacitación podrán ser ejecutados con personal del sector. Dichos procedimientos deben ser delegados por la persona responsable de la PTAR.

La operación y mantenimiento garantizará un funcionamiento apropiado y un efluente de características adecuadas que pueda ser descargado con seguridad al cuerpo receptor. Esto podrá ser evidenciado por los usuarios del sistema, quienes mostrarán conformidad con el servicio prestado.

5.3.1. Tratamiento preliminar

5.3.1.1. Reja de entrada

La reja de entrada está diseñada para evitar el ingreso de material de tamaño considerable como botellas, plásticos, etc., al retener dicho material este podría producir una obstrucción parcial o total y que no toda el AR ingrese a la PTAR, produciéndose un desvío de caudal crudo hacia el cuerpo receptor. A continuación, se presenta algunas operaciones y actividades a ejecutar en esta unidad:

- Se debe realizar limpieza periódica para evitar obstrucciones que eviten el flujo libre de agua hacia el interior de la PTAR.
- Aguas arriba de la reja de entrada se producen velocidades bajas, por lo que se sedimentara material el cual posteriormente tiene que ser retirado de manera manual haciendo uso de una pala.
- El continuo contacto de los barrotes con el agua residual y al estar sometidos eventualmente a golpes por material arrastrado del AR, se provocará desprendimiento de la pintura anticorrosiva. Se tiene que controlar los puntos corrosivos con un mantenimiento continuo para extender el tiempo de uso.

5.3.1.2. Desarenador

La limpieza del desarenador es muy importante ya que este va a evitar el ingreso de arena que causaría una colmatación prematura de las estructuras posteriores. Toda actividad de mantenimiento se debe realizar de forma manual por limitación del espacio. El proceso para el mantenimiento se presenta a continuación:

- Se realizarán inspecciones habituales (varias veces por semana) para verificar su funcionamiento.



- Para el proceso de limpieza se tiene que cerrar una compuerta de una cámara del desarenador y proceder a la extracción del material sedimentado de la otra cámara. El proceso se repite para la siguiente cámara.
- La extracción del material sedimentado se realizará cuando la cantidad sea considerable o cuando el caudal efluente presente características de un aumento no habitual de sólidos en suspensión

5.3.2. Tratamiento primario

5.3.2.1. Tanque séptico

5.3.2.1.1. Puesta en marcha

Para la puesta en marcha de un tanque séptico se debe tener las siguientes consideraciones para que su funcionamiento donde se asegura su funcionamiento óptimo y durante su vida útil no presente inconvenientes.

- Evaluar que no presente filtraciones, comprobando con una prueba hidráulica de estanqueidad. Esta prueba consiste en llenar el tanque por un periodo de 24 horas y se verifica el nivel de agua. Si presenta filtraciones se deberá corregirlas.
- Para la puesta en operación el tanque deberá estar lleno de agua y se inoculará alrededor de 200 litros de lodos de otro tanque séptico. El proceso de maduración será lento debido a la baja tasa de crecimiento de los microorganismos anaerobios.

5.3.2.1.2. Operación y mantenimiento

Para el mantenimiento del tanque séptico, el personal deberá contar con equipo de protección ya que están expuestos a contaminantes, especialmente gases anaerobios tóxicos. Las inspecciones se recomiendan realizar cada tres meses. Cuando esta actividad tenga lugar se tiene que abrir las tapas y dejar ventilar por lo menos 30 minutos antes de cualquier actividad humana. En cada inspección de deberá verificar la profundidad de las natas, del lodo acumulado, las tuberías de entrada y salida de cada compartimento tanto en su funcionamiento como de su estado estructural y de las tapas de inspección que no permita el ingreso de agua superficial dentro del sistema. Si se presenta algún tipo de falla en el sistema se deberá proceder con la rectificación necesaria para no comprometer el funcionamiento del mismo (Ministerio del Agua, 2007).



Extracción de natas o espuma

- Se deberá verificar la profundidad de las natas y en el caso que este supere lo admisible se procederá con la extracción haciendo uso de un cernidor plástico de apertura alrededor menor o igual a 1 mm.
- La nata se deberá enterrar a una profundidad de 60 cm, sin que esté en contacto con el nivel freático o depositarla en un contenedor apropiado junto con el material extraído del desarenador y cubrirlo con cal apagada.
- Las paredes del tanque séptico deberán ser limpiadas del material adherido cada 90 días utilizando un cepillo de goma.

Extracción de lodos

- Se deberá verificar el nivel de lodos, cuando este se haya acumulado de tal forma que la altura entre el fondo de la cámara y la parte inferior del tubo de salida se haya reducido entre un 40 o 50%. Para este propósito se recomienda realizar la prueba de la toalla blanca (Mara, 2004).
- La extracción se puede realizar de forma manual o mediante una bomba de extracción de lodos, se recomienda que esta actividad se la realice en época de verano cuando el ingreso de AR sea mínimo.
- No se realizará la extracción completa de los lodos para que los procesos de estabilización que se desarrollan en el tanque séptico no se vean interrumpidos.
- Los lodos deben ser colocados en lechos de secado dispuesto por la entidad encargada.
- El tanque séptico no deberá ser lavado ni desinfectado después de realizar el mantenimiento.

5.3.2.2. Bomba

La operación y mantenimiento dependerá de la bomba que se utilice y del fabricante. Sin embargo, se recomienda realizar una inspección mensual de las conexiones eléctricas y del estado general del equipo y reportar cualquier anomalía observada en la distribución de caudal en los humedales.

5.3.3. Tratamiento secundario

5.3.3.1. Humedal

El humedal al asemejarse a un proceso natural de depuración no necesita mantenimiento de manera continua en su estructura y vegetación, salvo los sistemas de



distribución y recolección. Para la puesta en marcha del humedal se tendrá que realizar las siguientes inspecciones:

- El estado estructural del contenedor del humedal no presente filtraciones
- La colocación de la tubería de recolección cuente con las aberturas necesarias para la evacuación del AR
- El material filtrante cumpla con la granulometría de diseño

5.3.3.2. Operación y mantenimiento

Cada compartimento será llenado y vaciado según el cronograma mostrado en la Tabla 5. 24.

Día	Compartimento 1	Compartimento 2	Compartimento 3
1	Carga		
2	Carga		
3	Carga		
4	Descanso	Carga	
5	Descanso	Carga	
6	Descanso	Carga	
7	Descanso	Descanso	Carga
8	Descanso	Descanso	Carga
9	Descanso	Descanso	Carga
10	Carga	Descanso	Descanso
11	Carga	Descanso	Descanso
12	Carga	Descanso	Descanso
13	Descanso	Carga	Descanso
14	Descanso	Carga	Descanso
15	Descanso	Carga	Descanso

Tabla 5. 24. Cronograma de llenado y vaciado de cada compartimento

Además, se verificará:

- La distribución del AR de tal manera que este llegue a todo el humedal.
- No exista colmatación de residuos en la parte superior del humedal, si este existe se deberá proceder con la remoción.
- La distribución del agua residual sea de manera uniforme sin que exista obstrucción en las tuberías de distribución.
- La poda de la vegetación se deberá realizar cuando el ciclo vegetativo se cumpla. Se recomienda que el corte se haga cada uno o dos años, esto variaría en función de la carga orgánica.
- Evitar la presencia de especies vegetales invasoras. Si la eliminación no procede de manera manual se tendrá que utilizar herbicidas de manera cuidadosa que no afecte a la especie que habita en el humedal



5.3.4. Tratamiento terciario

5.3.4.1. Tanque de cloración

Para la puesta en marcha del tanque de cloración se tendrá que verificar los aspectos que se presentan a continuación:

- Filtraciones. Se recomienda realizar una prueba de estanqueidad previo a su operación
- El funcionamiento del difusor del compuesto.
- Asegurar el suministro continuo del compuesto.
- El lugar del tanque almacenamiento para el compuesto esté en condiciones adecuadas para evitar cualquier tipo de daño de agentes externos y no represente peligro para los operadores del sistema.

5.3.4.1.1. Operación y mantenimiento

Para el buen funcionamiento se tendrá que realizar inspecciones continuas donde se verifique que:

- El difusor tenga un funcionamiento adecuado de tal manera que la dosificación sea la de diseño.
- El estado es estructural del tanque este en buenas condiciones, sin presentar filtraciones.
- La cantidad del compuesto sea la suficiente hasta el próximo abastecimiento del mismo.
- La tubería de entrada y salida de la estructura no presente daño estructural.



6. PRESUPUESTO

En la Tabla 6. 1 se presentan los rubros considerados para la estimación del costo de la obra. Para el cálculo de dichos rubros se usó los precios unitarios elaborados por ETAPA EP en agosto del 2019.

Código	Descripción	Unidad	Precio unitario (USD)	Cantidad	Total
Preliminares					
520002	Desbroce y limpieza	m2	1.33	175.00	232.75
530016	Demolición de Estructuras de hormigón	m3	60.48	14.50	876.96
540320	Retiro de material filtrante y de soporte	m3	46.16	24.00	1107.84
520014	Replanteo y nivelación de áreas	m2	1.29	289.20	373.07
513002	Transporte de material hasta 5km	m3	2.05	38.50	78.93
Obra Civil y suministros					
Excavaciones y relleno					
502002	Excavación a mano en Suelo sin clasificar, Profundidad entre 0 y 2 m	m3	9.94	9.00	89.46
503001	Excavación mecánica en suelo sin clasificar de 0 a 2 m de profundidad,	m3	2.41	36.00	86.76
514004	Relleno compactado con equipo liviano	m3	3.80	52.00	197.60
535200	Material de Reposicion (Incluye esponjamiento)	m3	10.11	7.00	70.77
Desarenador					
506001	Hormigón Ciclópeo 60% HS y 40% piedra	m3	104.97	4.84	508.05
506050	Hormigón Simple 240 Kg/cm2	m3	131.60	2.90	381.64
501010	Encofrado Recto para estructuras de hormigón visto	m2	12.43	60.00	745.80
506004	Curado de superficie de hormigón con aditivo químico	m2	0.53	52.00	27.56
517001	Preparado y pintado de superficie	m2	3.56	52.00	185.12
540570	Pintura acrílica impermeabilizante	m2	5.18	27.90	144.52
535823	Sum, Tubería PVC E/C Desagüe D=200 mm	m	10.82	24.00	259.68
509037	Colocacion Tubería PVC Alcant. D=200 mm	m	0.81	6.00	4.86
535020	Sum, Tubería PVC E/C Desagüe D=110 mm	m	3.26	12.00	39.12



540013	Colocacion Tubería PVC Alcant. D=110 mm	m	0.37	12.00	4.44
535134	Sum, Codo PVC E/C Desagüe D=110 mm 90 grad,	u	3.09	3.00	9.27
509055	Colocacion Acc PVC E/C sin anclajes, D=110 mm	u	5.18	3.00	15.54
540684	Sum, y colocación ladrillo (lecho de secado)	m2	19.28	1.00	19.28
540160	Sum,-Ins, Vertedero (tool galvanizado)	u	102.92	2.00	205.84
540096	Sum,-Ins, Compuerta 0,3 x 0,3 m	u	161.10	2.00	322.20
540420	Sum,-Ins, Castillo para operación de válvula de compuerta	u	67.48	2.00	134.96
535628	Sum, Vástago de HG para compuerta	u	5.00	2.00	10.00
540065	Sum-Ins, Rejilla Hierro (Seg. Especificación)	m2	129.77	0.13	16.22
506024	Revestimiento epóxico	m2	20.51	0.25	5.13
Tanque séptico					
535020	Sum, Tubería PVC E/C Desagüe D=110 mm	m	3.26	6.00	19.56
540013	Colocación Tubería PVC Alcant. D=110 mm	m	0.37	6.00	2.22
535135	Sum, Tee PVC Desagüe Pegable D=110 mm	u	3.87	6.00	23.22
509055	Colocación Acc PVC E/C sin anclajes, D=110 mm	u	5.18	6.00	31.08
Sistema de Bombeo					
540672	Sum,-Ins, Bomba Sumergible 3/4 HP	u	794.98	2.00	1589.96
545087	SUM. VALV. CHECK, BRONCE, D=50MM, R/R, 300 PSI	u	100.22	2.00	200.44
540674	Sum,-Ins, Válvula de Compuerta D=50mm, BB, PN10 , volante	u	120.71	4.00	482.84
Humedales					
535193	Sum, Codo PVC E/C D=50 mm 90 grad.	u	1.74	26.00	45.24
535087	Sum, Tee PVC E/C D=50 mm	u	2.33	12.00	27.96
509029	Colocación Acc PVC E/C sin anclajes, D=0 a 50 mm	u	1.86	38.00	70.68
509255	Sum, Tubería PVC E/C 1,00 MPA D= 50 mm	m	1.40	54.00	75.60
509001	Colocación Tubería PVC E/C D= 25 a 50 mm	m	0.23	54.00	12.42
535020	Sum, Tubería PVC E/C Desagüe D=110 mm	m	3.26	48.00	156.48
540013	Colocación Tubería PVC Alcant. D=110 mm	m	0.37	48.00	17.76



535134	Sum, Codo PVC E/C Desagüe D=110 mm 90 grad,	u	3.09	13.00	40.17
535135	Sum, Tee PVC Desagüe Pegable D=110 mm	u	3.87	8.00	30.96
509055	Colocación Acc PVC E/C sin anclajes, D=110 mm	u	5.18	21.00	108.78
535416	Sum, Tubería PVC Drenaje Perforada D=110 mm	m	3.25	42.00	136.50
540095	Sum, y colocación Grava para filtros	m3	54.06	67.50	3649.05
506001	Hormigón Ciclópeo 60% HS y 40% piedra	m3	104.97	17.00	1784.49
506050	Hormigón Simple 240 Kg/cm2	m3	131.60	16.00	2105.60
516001	Acero de Refuerzo (Incluye corte y doblado)	Kg	1.80	638.00	1148.40
501010	Encofrado Recto para estructuras de hormigón visto	m2	12.43	65.00	807.95
506004	Curado de superficie de hormigón con aditivo químico	m2	0.53	229.00	121.37
517001	Preparado y pintado de superficie	m2	3.56	229.00	815.24
540570	Pintura acrílica impermeabilizante	m2	5.18	155.00	802.90
540566	Sum, Plancha de acero inoxidable (e=3mm)	u	450.00	15.00	6750.00
535631	Sum,-Ins, Geotextil	m2	1.10	28.40	31.24
516025	Instalación/confección de Elementos de Acero ASTM A36 y elementos de sujeción	kg	0.98	338.80	332.02
Tanque de cloración					
535602	Sum, Tee PVC U/E D=200 mm, Inyectada	u	90.33	1.00	90.33
535601	Sum, Codo PVC U/E R/L D=200 mm 90 grad,	u	80.02	1.00	80.02
509024	Colocación Acc PVC U/E sin anclajes, D=200 mm	u	12.58	2.00	25.16
589074	Sum. e inst. de analizador de cloro residual - dosificador automático de cloro gas conforme especificaciones adjuntas. Incluye parametrización y programación.	u	3369.01	1.00	3369.01
506001	Hormigón Ciclópeo 60% HS y 40% piedra	m3	104.97	2.00	209.94
506050	Hormigón Simple 240 Kg/cm2	m3	131.60	4.00	526.40
516001	Acero de Refuerzo (Incluye corte y doblado)	Kg	1.80	172.80	311.04
501010	Encofrado Recto para estructuras de hormigón visto	m2	12.43	35.00	435.05
506004	Curado de superficie de hormigón con aditivo químico	m2	0.53	26.00	13.78



517001	Preparado y pintado de superficie	m2	3.56	26.00	92.56
540570	Pintura acrílica impermeabilizante	m2	5.18	12.30	63.71
TOTAL				USD 31347.96	

Tabla 6. 1. Rubros del proyecto de rediseño



7. CONCLUSIONES

A partir de los aforos realizados a la entrada de la PTAR Acchayacu se ha podido identificar la existencia de un importante aporte de caudal de agua lluvia y de caudal de infiltración en la red de alcantarillado sanitario. Las caracterizaciones muestran que dichos caudales ocasionan concentraciones altamente diluidas en parámetros como la DBO, lo cual dificulta el desarrollo de procesos biológicos dentro del sistema. Por otra parte, la alta variabilidad en las concentraciones de DBO y DQO sugiere la existencia de conexiones ilegales. Para asegurar un buen funcionamiento de los sistemas de tratamiento es importante la identificación y suspensión de este tipo de conexiones.

La concentración de la mayoría de los contaminantes presentes efluente se encuentra dentro del límite establecido por la normativa, sin embargo, se puede aseverar que estas bajas concentraciones se deben al alto grado de dilución del afluente ya que la eficiencia de remoción de contaminantes es muy baja e incluso nula en algunas caracterizaciones.

La estructura de entrada a la planta presenta un mal estado estructural y funcional, esto debido al tiempo que lleva operando del sistema y por posibles problemas en el diseño original y/o construcción. El tanque séptico actualmente funciona de manera correcta a pesar de requerir un mejoramiento en el sistema de tuberías (entrada, interconexión entre cámaras y salida). En lo referente al filtro anaerobio, las inspecciones y caracterizaciones demuestran que este no funciona adecuadamente, ya que no se observa la presencia de biomasa activa y el bajo porcentaje de remoción de contaminantes orgánicos en todo el sistema se puede atribuir que se produce en el tanque séptico.

A partir de la revisión de la literatura y de la evaluación de la PTAR, en donde fue posible identificar las posibles deficiencias que presenta el sistema, se planteó alternativas que consideran la reutilización o modificación de estructuras existentes e implementación de nuevas tecnologías que se adapten adecuadamente a las características de la comunidad.

La tecnología seleccionada para la elaboración de la propuesta de rediseño, además de ser una solución económica y técnicamente viable, ofrece resultados favorables en cuanto a remoción de contaminantes como SS y DBO en zonas con temperaturas inclusive inferiores a los que presenta la comunidad Acchayacu. Debido a las limitaciones espaciales, se ha realizado una modificación de dicha tecnología de tal manera que no se afecte la eficiencia en la remoción de estos contaminantes y que a su vez permita, al término del periodo de diseño, la descarga de un efluente en cumplimiento con la normativa. Además, es importante considerar el manual de



operación y mantenimiento para garantizar un funcionamiento óptimo de este y todos los procesos unitarios que conforman el sistema.



8. BIBLIOGRAFÍA

- Acosta M., M. E., Solís, H., & Basani, M. (2018). *Lineamientos para la gestión social en proyectos de agua potable y saneamiento en comunidades rurales*.
<https://doi.org/10.18235/0001128>
- Alvarado, A., Larriva, J., Sánchez, E., Idrovo, D., & Cisneros, J. F. (2017). Assessment of decentralized wastewater treatment systems in the rural area of Cuenca, Ecuador. *Water Practice and Technology*, 12(1), 240-249.
<https://doi.org/10.2166/wpt.2017.027>
- CEPIS. (2005a). *Guía para el diseño de sedimentadores y desarenadores*.
- CEPIS. (2005b). *Guía para el diseño de tanque séptico, tanque imhoff y laguna de estabilización*.
- CONAGUA. (2015). *Manual Filtros anaerobios de flujo ascendente*.
- Delgadillo, O., Camacho, A., Pérez, L., & Andrade Mauricio. (2010). *Depuración de aguas residuales por medio de humedales artificiales*.
- Erviti, B. (2000). *ESTUDIOS DE POBLACIÓN*. La Habana.
- ETAPA EP. (2017). Saneamiento. Recuperado 15 de septiembre de 2019, de <https://www.etapa.net.ec/Informaci%C3%B3n/Saneamiento>
- Fernández, D., Solís, H., & Basani, M. (2018). *Evolución reciente y perspectivas de los servicios de agua potable y alcantarillado en Ecuador*.
<https://doi.org/10.18235/0001171>
- Geerts, S. M., & McCarthy, B. (1999). *Wastewater Treatment by Peat Filters*. 7.
- Gobierno Parroquial de Tarqui. (2015). *Plan de desarrollo y ordenamiento territorial de la parroquia Tarqui*.
- Gustafson, D., Anderson, J., & Heger, S. (2001). *Peat Filters*.
- INEC. (2015). *Estadística de información ambiental económica en los Gobiernos Autónomos Descentralizados Municipales. Agua y Alcantarillado*.
- Kadlec, R., & Wallace, S. (2009). *Treatment Wetlands*.



- López, R. (2003). *ELEMENTOS DE DISEÑO PARA ACUEDUCTOS Y ALCANTARILLADOS* (Segunda). Escuela Colombiana de Ingeniería.
- Mara, D. D. (2004). *Domestic wastewater treatment in developing countries*. London ; Sterling, VA: Earthscan Publications.
- Massoud, M. A., Tarhini, A., & Nasr, J. A. (2009). Decentralized approaches to wastewater treatment and management: Applicability in developing countries. *Journal of Environmental Management*, 90(1), 652-659. <https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2008.07.001>
- Matovelle, P., & Torres, S. (2019). *Determinación de la tasa de transporte de carga de lecho en ríos de montaña con pendientes entre el 4% y 10% y sedimento grueso, considerando material de lecho con una granulometría natural*. Recuperado de <http://dspace.ucuenca.edu.ec/handle/123456789/32384>
- Metcalf & Eddy. (1995). *Wastewater engineering: Treatment, disposal, and reuse* (3rd ed; G. Tchobanoglous & F. L. Burton, Eds.). New York: McGraw-Hill.
- Ministerio de Desarrollo Económico. (2000). *Reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico*. Bogotá.
- Ministerio del Agua. (2007). *Reglamentos técnicos de diseño de sistemas de alcantarillado sanitario y pluvial*. Bolivia.
- Ministerio del Ambiente. (2017). *Anexo 1 del Libro VI del Texto Unificado de Legislación Secundaria*.
- Molle, P., Merlin, G., & Boutin, C. (2005). *How to treat raw sewage with constructed wetlands: An overview of the French systems*.
- Noyola, A., Morgan, J., & Guereca, L. (2013). *SELECCIÓN DE TECNOLOGÍAS PARA EL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES*.
- Nuevo, D. (2016). Humedales artificiales en depuración de aguas residuales | Formación de ingenieros. Recuperado 21 de septiembre de 2019, de <https://www.tecpa.es/humedales-artificiales-en-depuracion-de-agua-residual/>



- Ospina, D. (1981). *MODELOS MATEMATICOS ELEMENTALES EN PROYECCIONES DE POBLACION*.
- Padrón, J. (2018). *Evaluación del desempeño de un sistema piloto de humedales de flujo subsuperficial horizontal para el tratamiento de aguas residuales domésticas en ecosistemas de montaña*. 83.
- Paing, J., Guilbert, A., Gagnon, V., & Chazarenc, F. (2015). Effect of climate, wastewater composition, loading rates, system age and design on performances of French vertical flow constructed wetlands: A survey based on 169 full scale systems. *Ecological Engineering*, 80, 46-52. <https://doi.org/10.1016/j.ecoleng.2014.10.029>
- Pimentel, H. R. (2017, marzo 13). Las aguas residuales y sus efectos contaminantes [Text]. Recuperado 17 de septiembre de 2019, de IAguA website: <https://www.iagua.es/blogs/hector-rodriguez-pimentel/aguas-residuales-y-efectos-contaminantes>
- Romero, J. (1999). *TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES: Teoría y principios de diseño*.
- Secretaría del Agua. (2014). *NORMA DE DISEÑO PARA SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, DISPOSICIÓN DE EXCRETAS Y RESIDUOS LÍQUIDOS EN EL PAREA RURAL*.
- Singh, N. K., Kazmi, A. A., & Starkl, M. (2015). A review on full-scale decentralized wastewater treatment systems: Techno-economical approach. *Water Science and Technology*, 71(4), 468-478. <https://doi.org/10.2166/wst.2014.413>
- Sperling, M. von. (2007). *Wastewater characteristics, treatment and disposal*. London: IWA Publ.
- Stefanakis, A., Akratos, C. S., & Tsihrintzis, V. A. (2014). *Vertical flow constructed wetlands: Eco-engineering systems for wastewater and sludge treatment* (First edition). Amsterdam ; Boston: Elsevier.
- Troesch, S., Salma, F., & Esser, D. (2014). *Constructed wetlands for the treatment of raw wastewater: The French experience*.



UNATSABAR. (2003). *Especificaciones Técnicas para el Diseño de Tanques Sépticos.*

UNATSABAR. (2005). *GUÍAS PARA EL DISEÑO DE TECNOLOGÍAS DE ALCANTARILLADO.*

Vymazal, J., & Kröpfelová, L. (2008). *Wastewater Treatment in Constructed Wetlands wit Horizontal Sub-Surface Flow.*

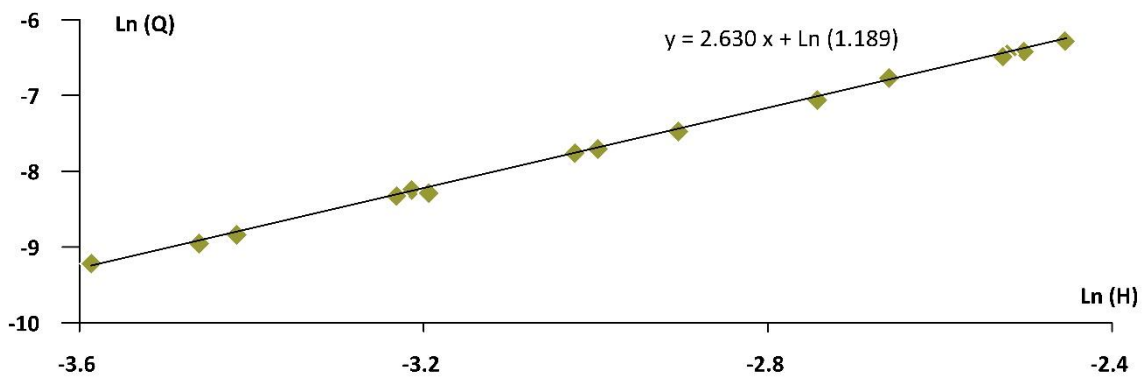
WHO. (2019). Saneamiento. Recuperado 17 de septiembre de 2019, de <https://www.who.int/es/news-room/fact-sheets/detail/sanitation>

ANEXO A. Calibración del vertedero

Datos obtenidos en laboratorio: nivel de agua sobre el vertedero H y caudal real que atraviesa el canal Q_{real} .

Ensayo	H [cm]	Q real [L/s]
1	8.59	1.87
2	8.19	1.62
3	8.03	1.57
4	7.99	1.52
5	7.00	1.15
6	6.44	0.86
7	5.48	0.57
8	4.99	0.45
9	4.86	0.43
10	4.02	0.26
11	4.10	0.25
12	3.95	0.24
13	3.28	0.15
14	3.14	0.13
15	2.77	0.10

Ajuste logarítmico de los datos experimentales H vs Q_{real} :

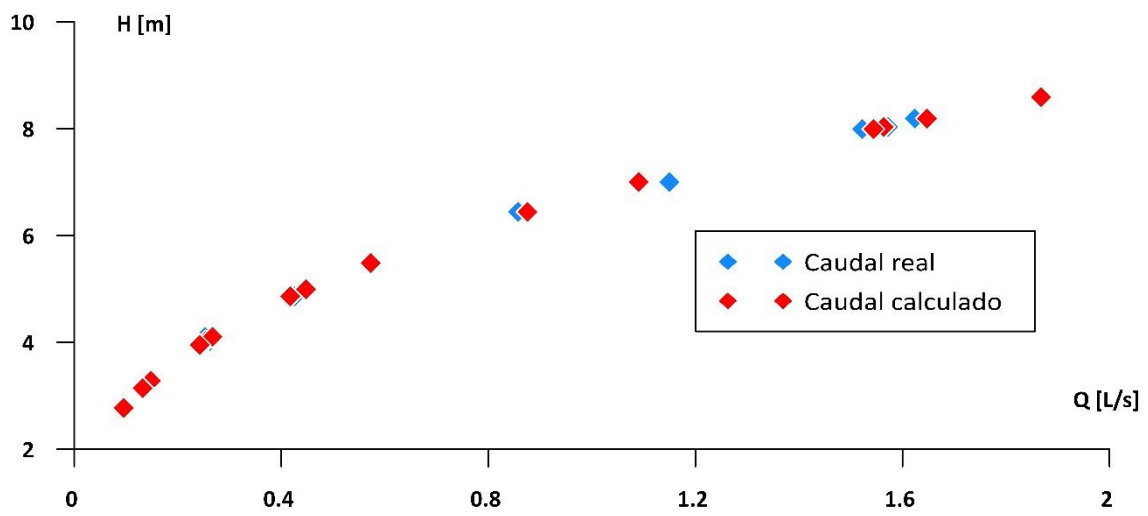


Ecuación específica del vertedero ensayado:

$$Q = 1.189 * H^{2.63}$$



Curva de calibración resultante:



**ANEXO B. Registro de aforos realizados a la entrada de la PTAR Acchayacu**

Hora	15/01/2019	21/02/2019	28/02/2019	31/05/2019	20/08/2019
				y 01/06/2019	y 21/08/2019
18:00					0.81
19:00				1.07	0.90
20:00				1.24	0.87
21:00				0.99	0.84
22:00				1.03	0.75
23:00				0.85	0.68
00:00				1.01	0.72
01:00				0.82	0.62
02:00				0.93	0.49
03:00				0.85	0.50
04:00				0.84	0.47
05:00				0.88	0.50
06:00		0.65	2.92	0.89	
07:00		0.73	2.26	1.15	0.81
08:00		0.90	2.94	0.93	0.74
09:00				1.05	0.65
10:00	0.48			0.96	0.56
11:00	0.54			0.96	0.51
12:00			1.98	0.96	
13:00			2.21	0.87	
14:00			1.53		
Q max	0.84	1.27	4.55	1.27	1.02
Q medio	0.56	0.76	2.55	0.97	0.71

ANEXO C. Diseño de la transición

Para el diseño de la transición se tienen los siguientes datos de partida:

Caudal de diseño (Q)	1.920	L/s
Ángulo (α)	11.54	°
Longitud de la transición (L)	1.00	m
Datos a la entrada de la transición:		
Ancho (B_1)	0.300	m
Cota del fondo (z_1)	0.065	m
Datos a la salida de la transición:		
Ancho (B_2)	0.700	m
Cota del fondo (z_2)	0.000	m
Calado (y_2)	0.086	m
Velocidad (v_2)	0.032	m/s



Para el cálculo del calado a la entrada de la transición se satisface la siguiente igualdad:

$$\Delta y'_{total} = (y_1 + z_1 - z_2) - y_2$$

$\Delta y'_{total}$ corresponde a la pérdida por conversión y para transiciones de expansión se calcula mediante:

$$\Delta y'_{total} = (1 - C_o) * \Delta h_v$$

Donde:

$$C_o = 0.5 \text{ (para transiciones rectas)}$$

$$\Delta h_v: \text{Cambio de energía por velocidad } \left(\frac{v_1^2 - v_2^2}{2g} \right)$$

De aquí se obtiene lo siguiente:

Calado a la entrada (y_1)	0.023	m
Velocidad a la entrada (v_1)	0.281	m/s
Δh_v	0.006	m
$\Delta y'_{total}$	0.002	m

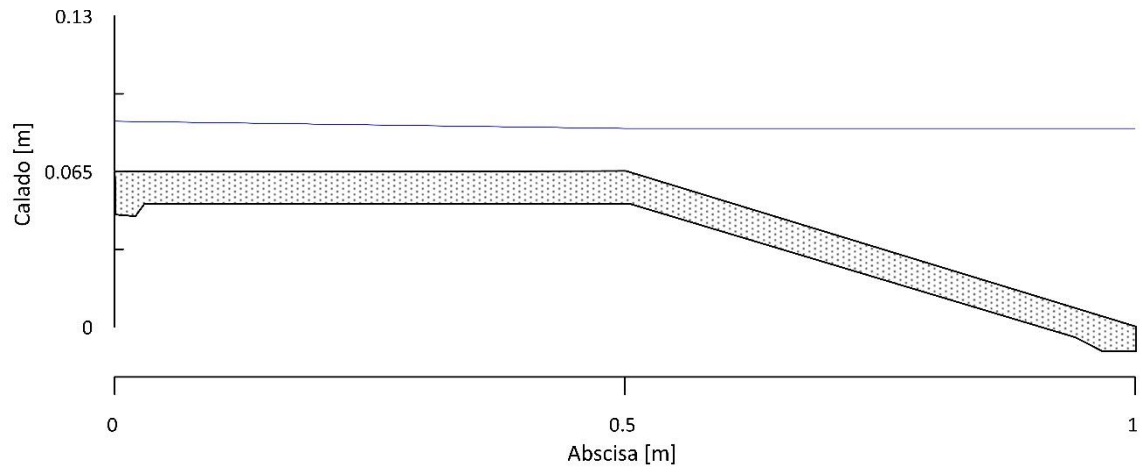
Tabla de cálculo para diseño de la transición:

Estación	x	$\Delta y'_{parci}$	Δh_v	h_v	V (m/s)	A (m ² /s)	0.5B (m)	y	Pendiente	Δh_f	$\sum \Delta h_f$	Cota superior	Cota fondo
0	0.00	0.000	0	0.0040	0.281	0.0068	0.150	0.023	2.90E-03			0.085	0.062
1	0.10	0.000	0.000	0.0039	0.278	0.0069	0.170	0.020	3.19E-03	3.04E-04	3.04E-04	0.085	0.064
2	0.20	0.000	0.000	0.0037	0.270	0.0071	0.190	0.019	3.25E-03	3.22E-04	6.27E-04	0.084	0.065
3	0.35	0.000	0.001	0.0031	0.245	0.0078	0.220	0.018	2.80E-03	4.54E-04	7.76E-04	0.084	0.066
4	0.40	0.001	0.001	0.0028	0.233	0.0083	0.230	0.018	2.49E-03	1.32E-04	5.86E-04	0.084	0.066
5	0.50	0.001	0.002	0.0020	0.200	0.0096	0.250	0.019	1.69E-03	2.09E-04	3.41E-04	0.084	0.064
6	0.60	0.001	0.003	0.0013	0.161	0.0119	0.270	0.022	9.14E-04	1.30E-04	3.39E-04	0.083	0.061
7	0.70	0.002	0.003	0.0008	0.123	0.0156	0.290	0.027	4.11E-04	6.63E-05	1.96E-04	0.083	0.056

Para facilitar el proceso constructivo se hace un ajuste en la cota de fondo como se muestra en la siguiente tabla:

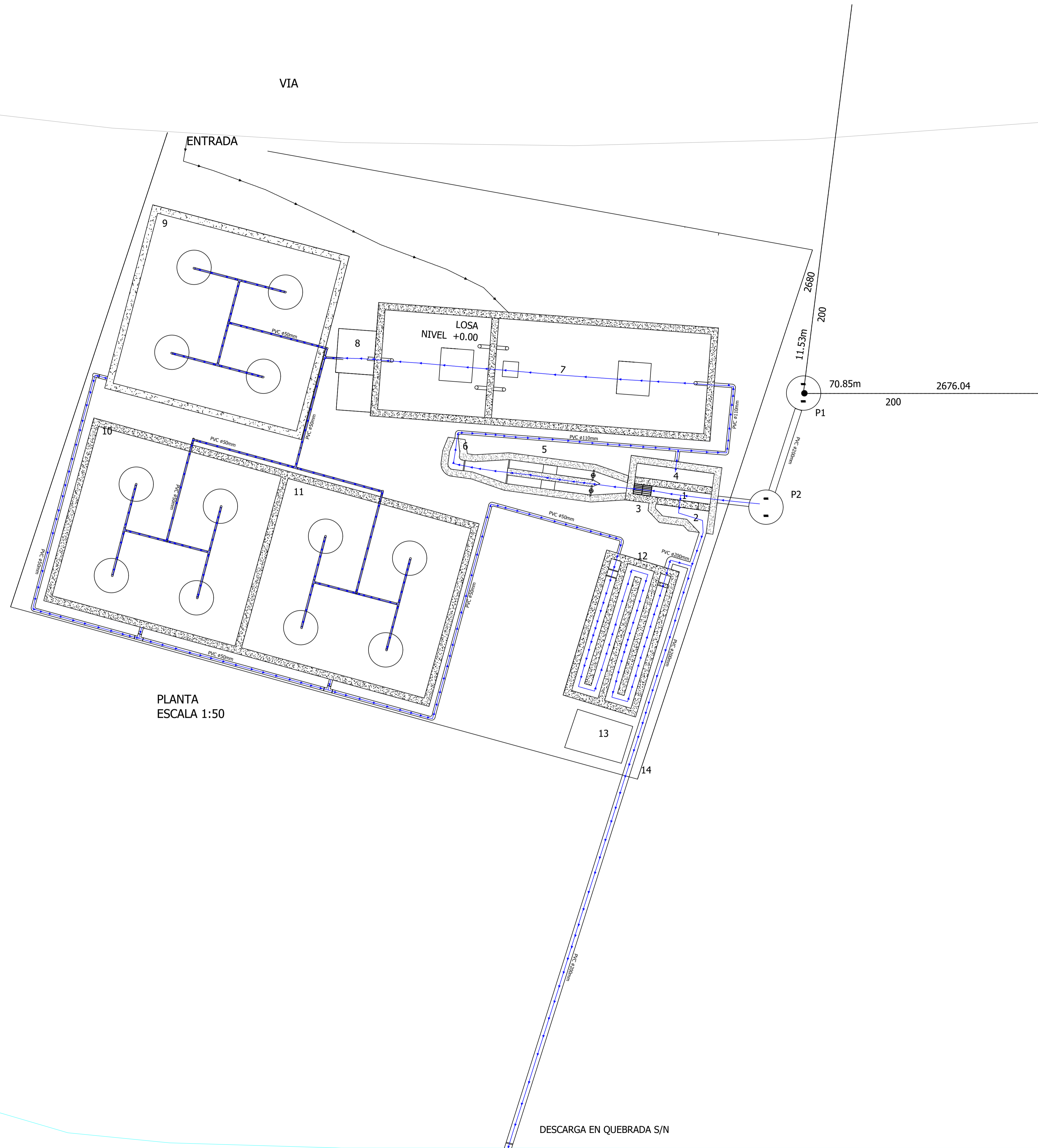
Abscisa (m)	Ancho (m)	Calado (m)	Cota de agua (m)	Cota de fondo (m)
0.00	0.30	0.023	0.088	0.065
0.50	0.50	0.084	0.084	0.065
1.00	0.70	0.086	0.086	0.000

Perfil de la superficie de agua y del fondo de la transición:

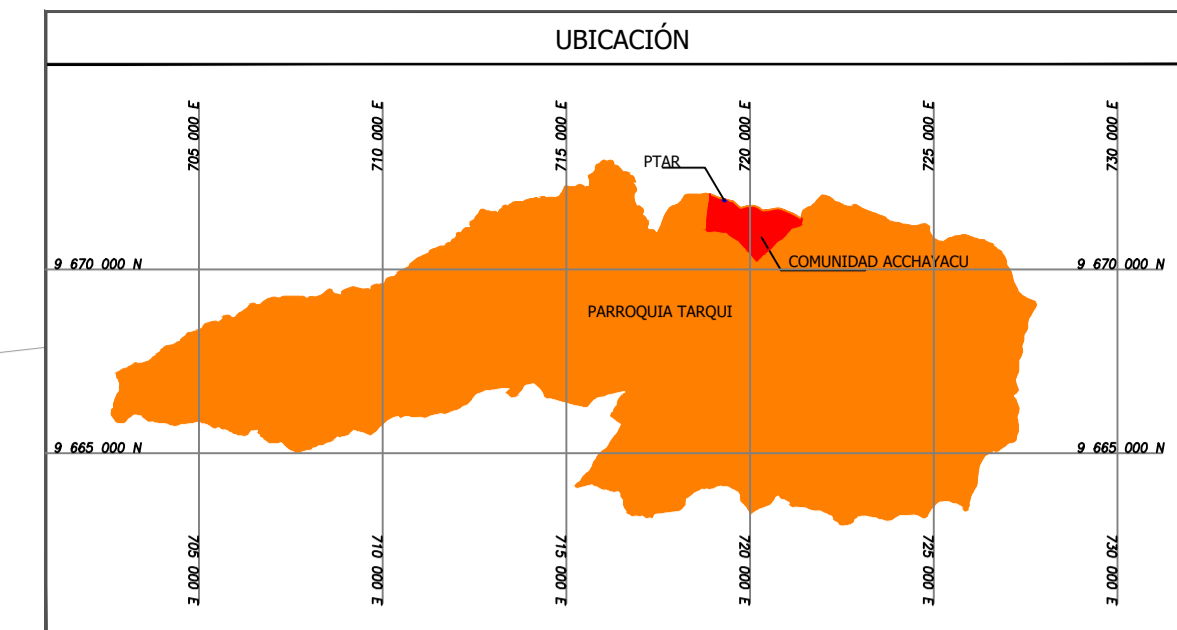




ANEXO D. Planos constructivos de la propuesta de rediseño definitiva



PLANTA
ESCALA 1:50

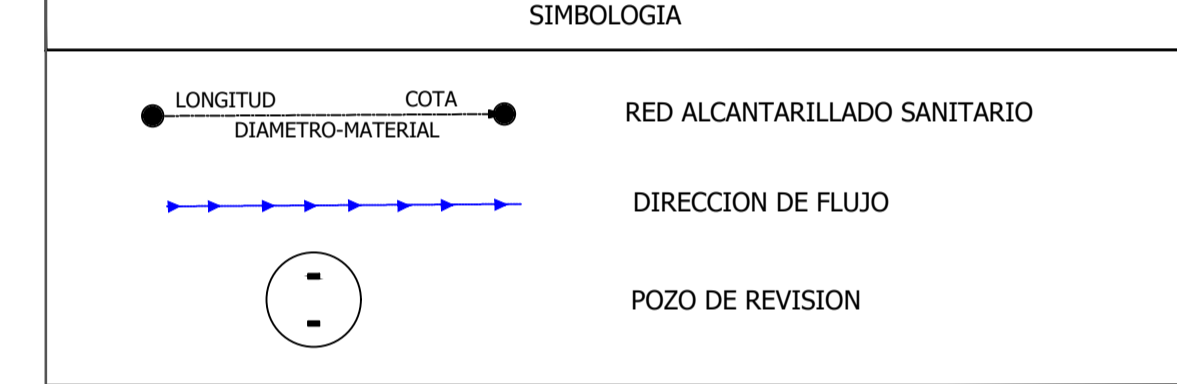


- Leyenda
1. Canal de llegada
 2. Vertedero de excesos
 3. reja de entrada
 4. Lecho de secado
 5. Desarenador
 6. Vertedero medidor de caudal
 7. Tanque séptico
 8. Bomba de distribución
 9. Humedal #1
 10. Humedal #2
 11. Humedal #3
 12. Tanque de cloracion
 13. Almacenamiento del compuesto
 14. Tubería de efluente

NOTAS

Todas las tuberías son de PVC con presión nominal de trabajo de 0.8 MPa.

Abreviaturas:
 • PVC= Policloruro de Vinilo



PROYECTO:

EVALLIACION Y REDISEÑO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES ACCHAYACU, PARROQUIA TARQUI, DEL CANTÓN CUENCA, ECUADOR



CONTIENE

PLANTA DE LA CONFIGURACIÓN DEL SISTEMA

ESCALA:

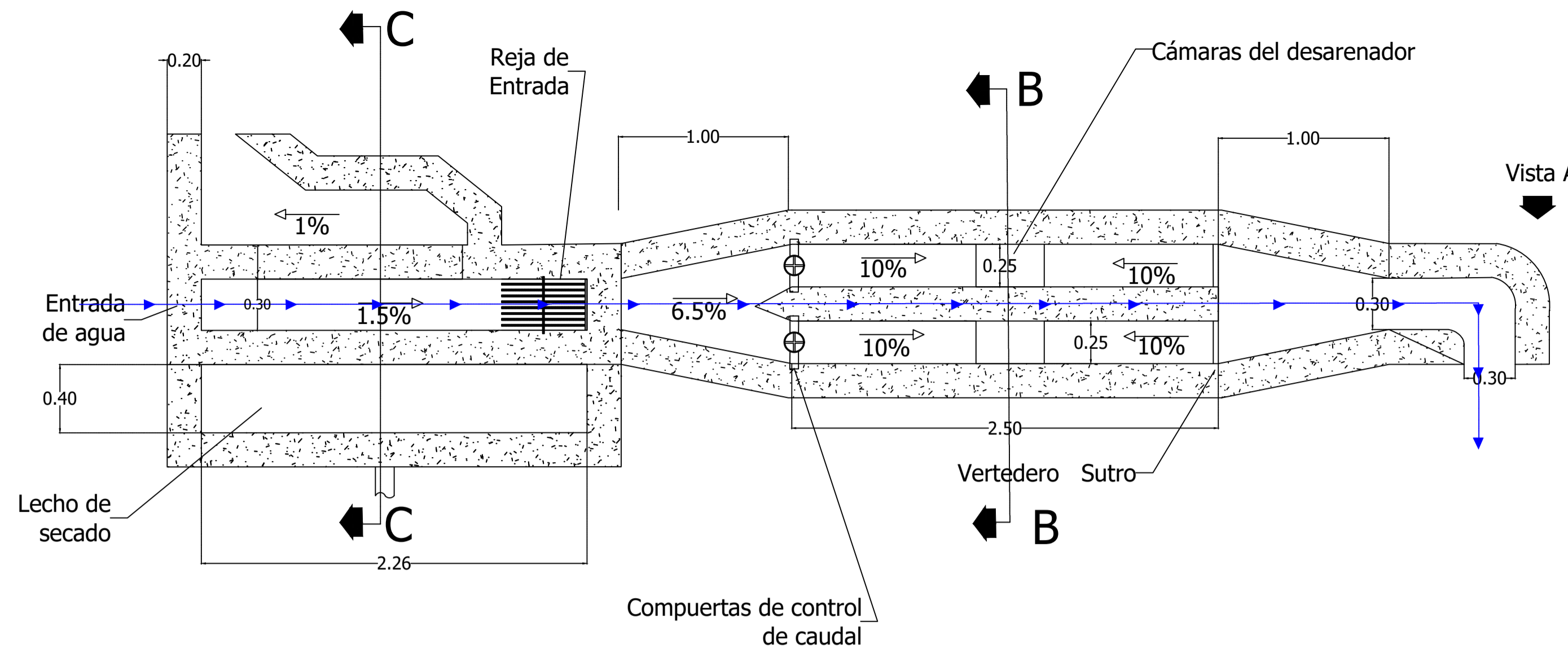
INDICADAS

REVISADO POR :

Ing. Andres Alvarado M.
DIRECTOR DE TRABAJO DE TITULACIÓN

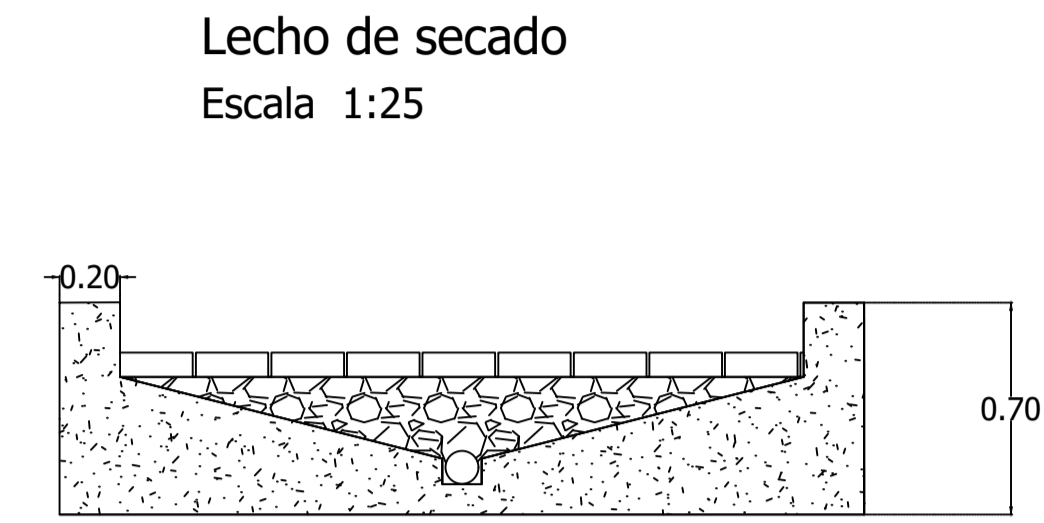
DISEÑA:

Cristhian Gonzalez Tello.
Andrea Narvaez Torres

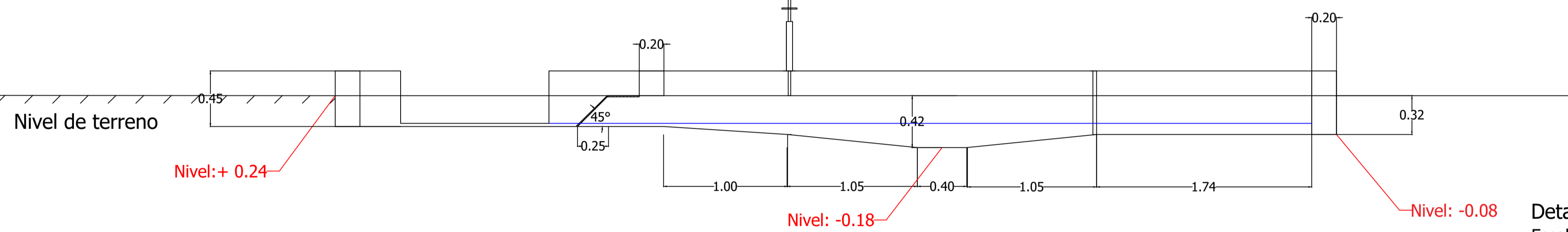


Planta. Desarenador
Escala 1:25

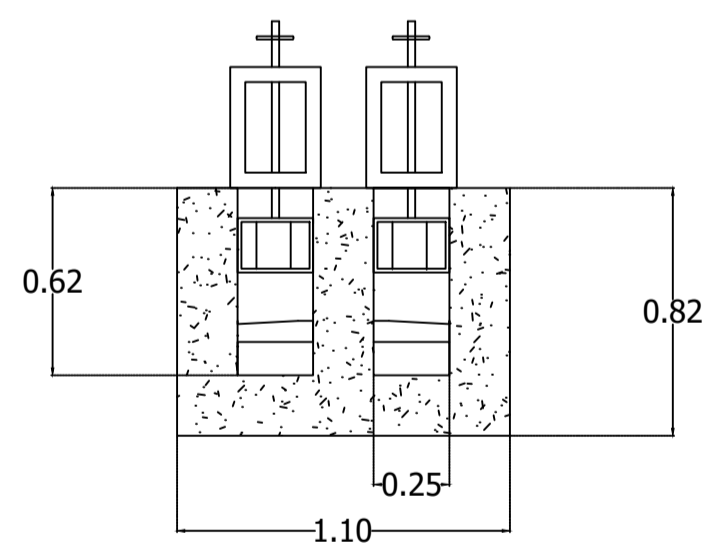
Vista A sin pared lateral
Escala 1:25



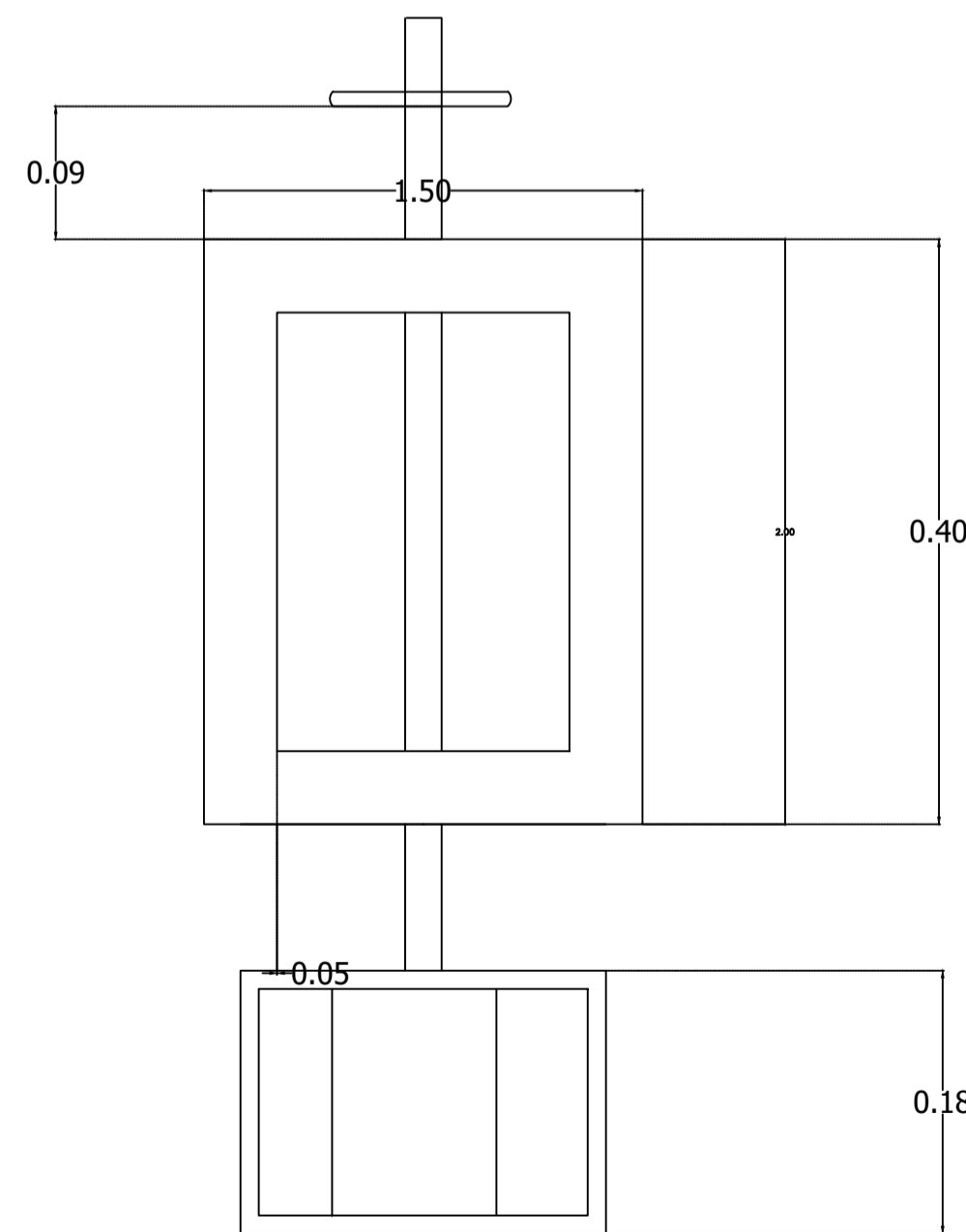
Lecho de secado
Escala 1:25



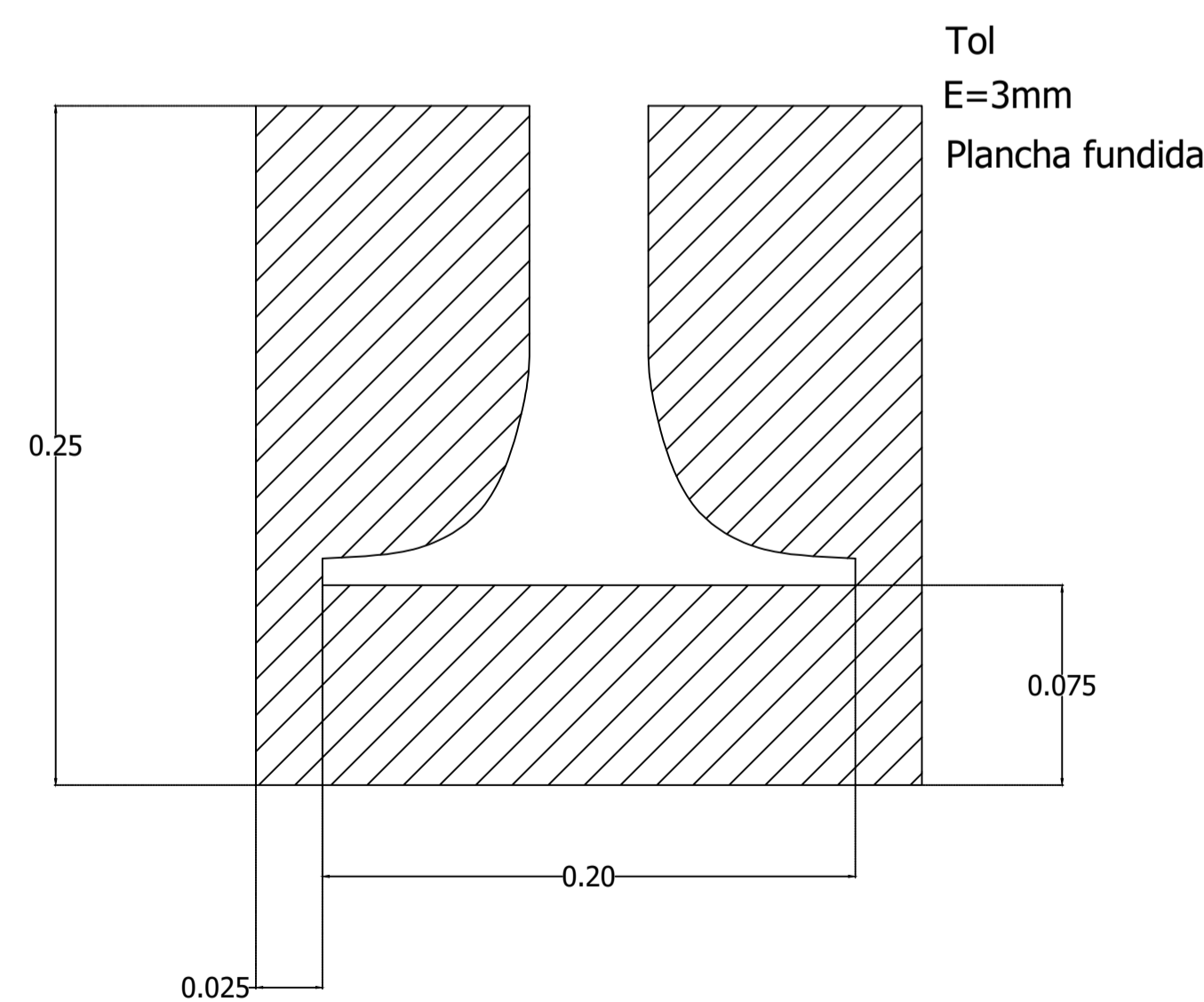
Corte B-B
Escala 1:25



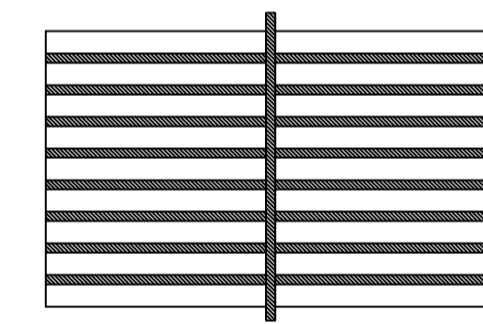
Detalle compuerta
Escala 1:5



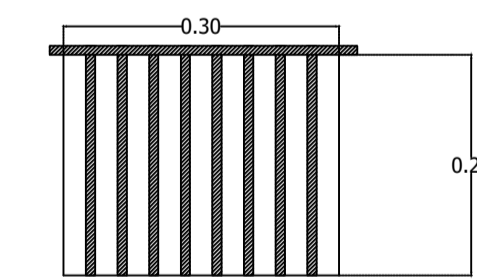
Detalle Vertedero Sutró
Escala 1:2.5



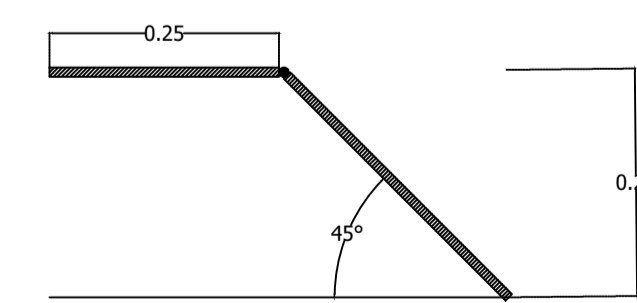
Detalle de regilla de entrada
Escala 1:8



VARILLA DE ϕ 10 mm c/25 cm
PLANTA

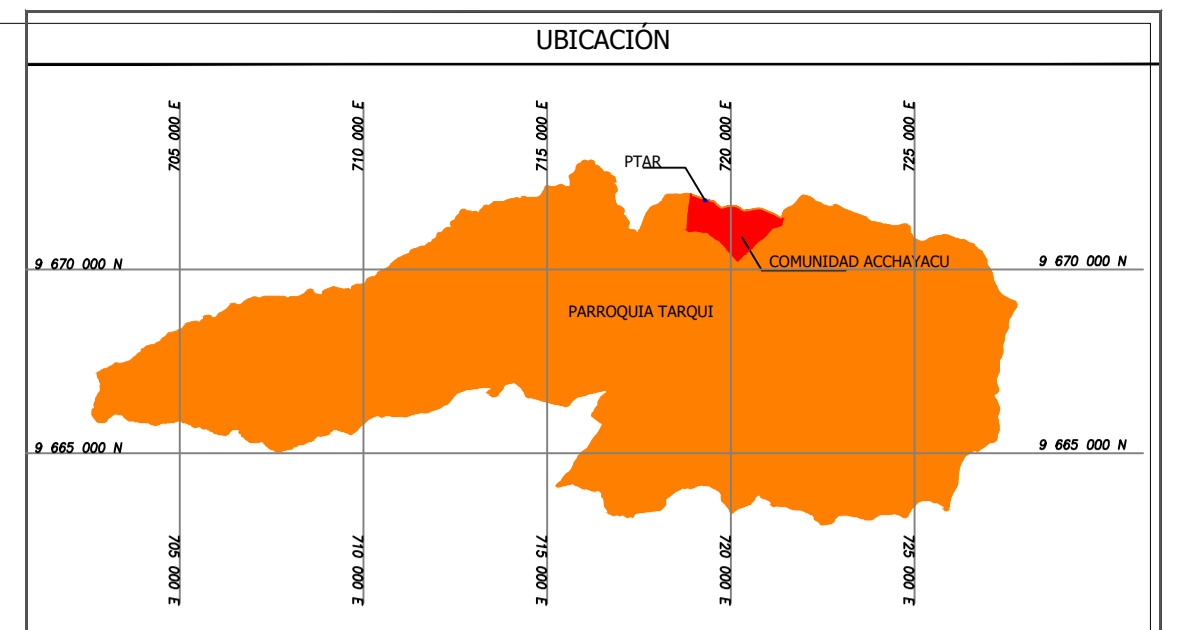
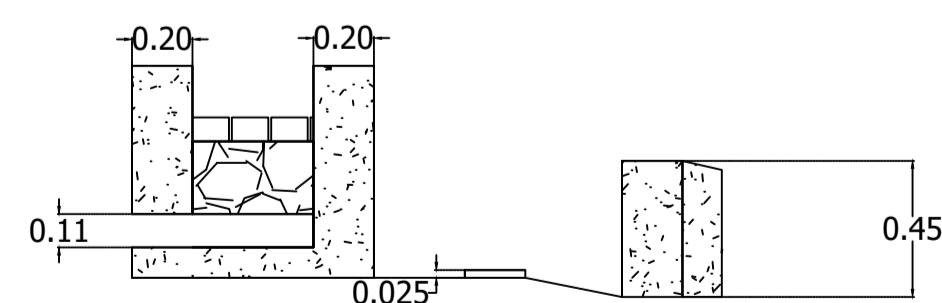


VISTA FRONTAL



VISTA LATERAL

Corte C-C
Escala 1:25



UBICACIÓN

Legenda

NOTAS

Todas las tuberías son de PVC con presión nominal de trabajo de 0.8 MPa.

Abreviaturas:
• PVC= Policloruro de Vinilo

SIMBOLOGIA

DIRECCION DE FLUJO

PROYECTO:
EVALUACION Y REDISEÑO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES ACCHAYACU, PARROQUIA TARQUI, DEL CANTÓN CUENCA, ECUADOR



CONTIENE

Desarenador: Planta y vista lateral sin paredes.
Detalles: Vertedero Sutró, Compuerta y Rejilla.

ESCALA:

INDICADAS

REVISADO POR :

Ing. Andres Alvarado M.
DIRECTOR DE TRABAJO DE TITULACIÓN

DISEÑA:

Cristhian Gonzalez Tello.
Andrea Narvaez Torres

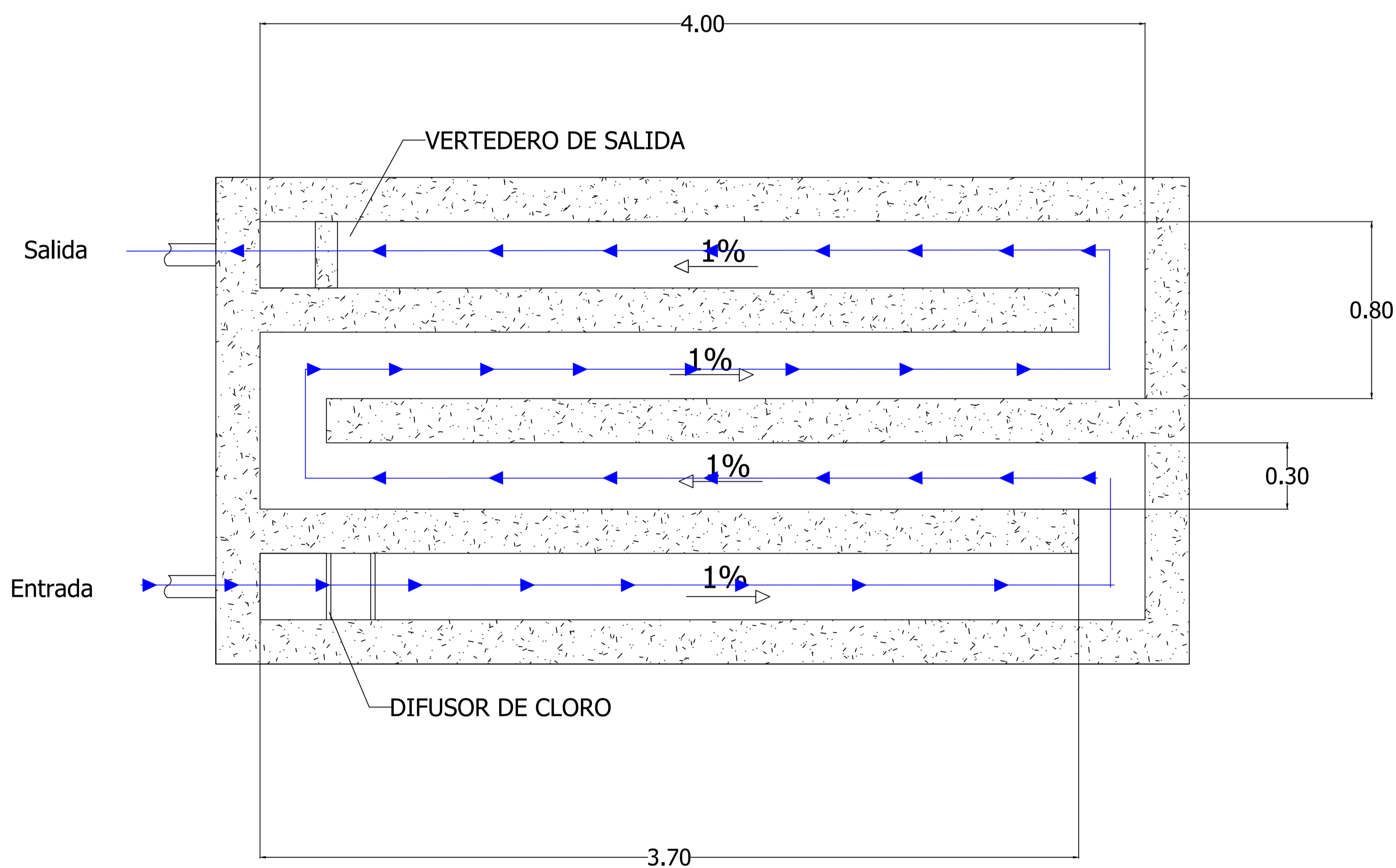
SISTEMA DE REFERENCIACIÓN ESPACIAL:

UTM, Datum WGS 84, Zona 17 Sur.

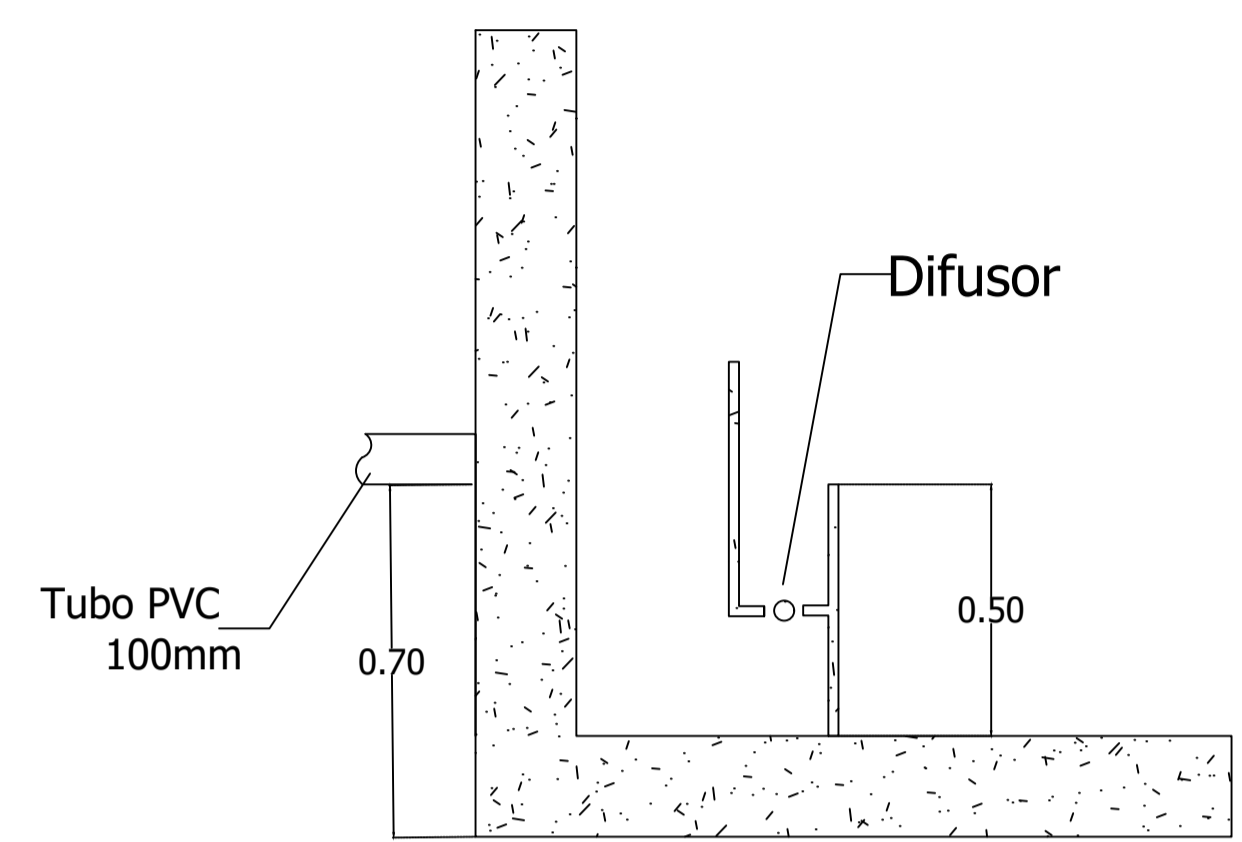
LÁMINA N°:

2 de 5

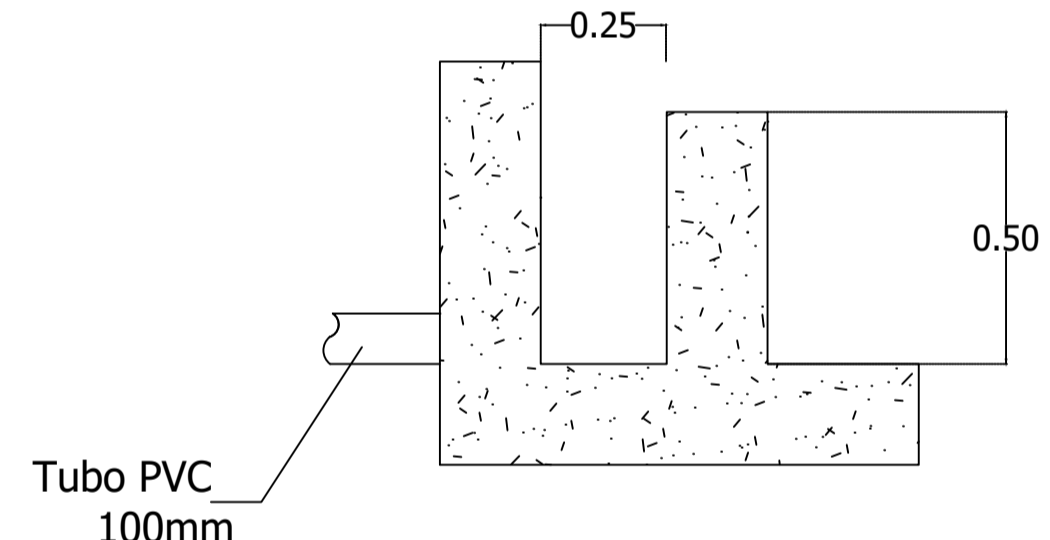
TANQUE DE CLORACIÓN PLANTA
ESCALA 1:15



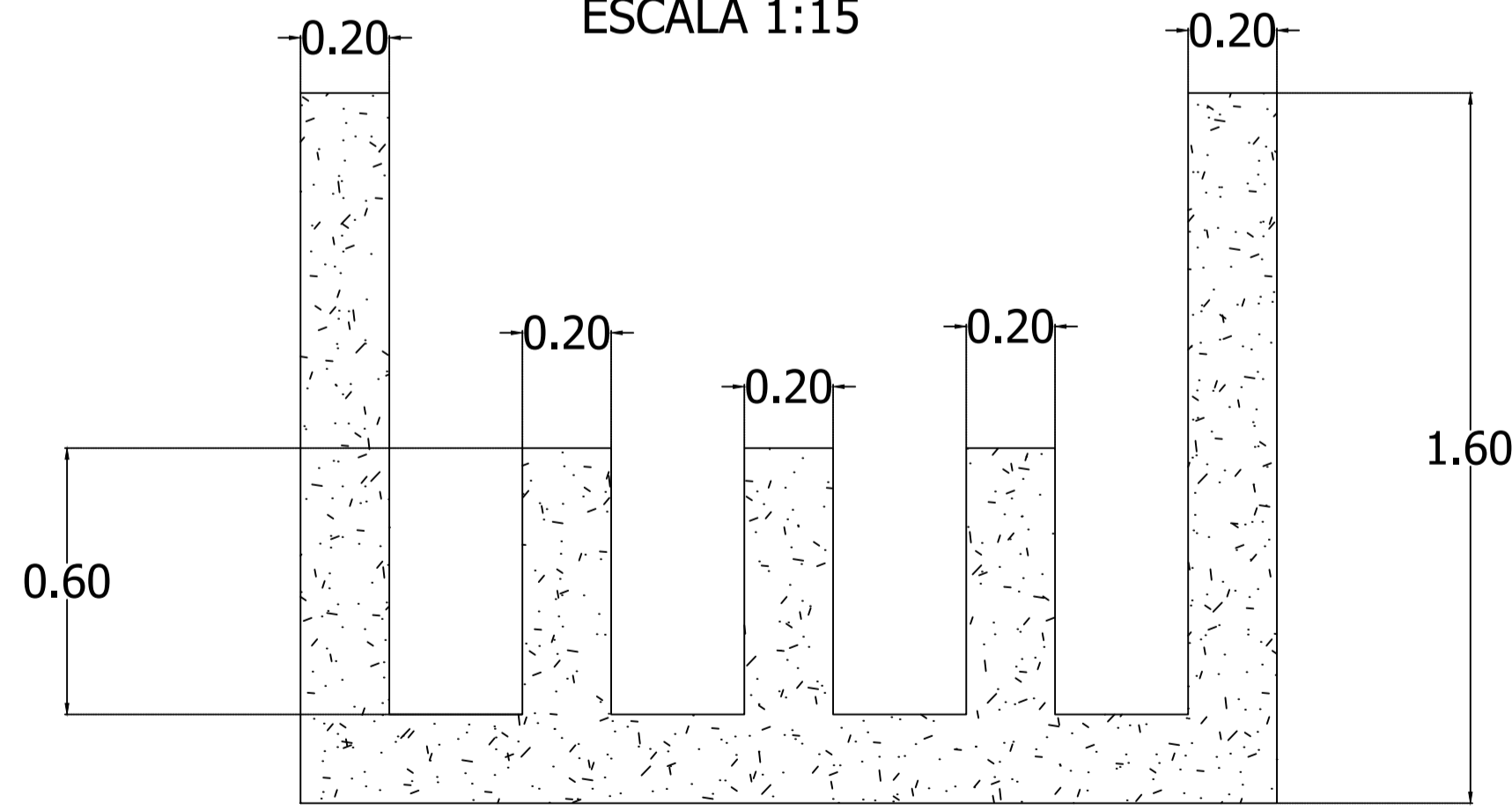
DETALLE DIFUSOR DE CLORO
ESCALA 1:15



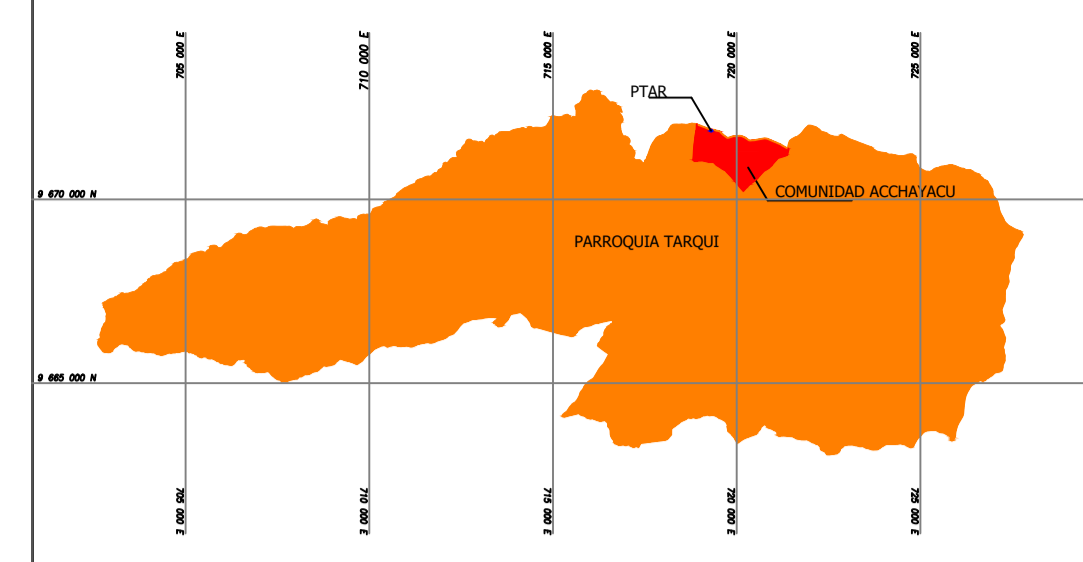
DETALLE VERTEDERO DE SALIDA
ESCALA 1:15



VISTA LATERAL
ESCALA 1:15



UBICACIÓN



Leyenda

NOTAS

Todas las tuberías son de PVC con presión nominal de trabajo de 0.8 MPa.
Abreviaturas:
• PVC= Policloruro de Vinilo

SIMBOLOGIA



PROYECTO:
EVALUACION Y REDISEÑO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES ACCHAYACU, PARROQUIA TARQUI, DEL CANTÓN CUENCA, ECUADOR



CONTIENE:
Tanque de coloración: Planta y vista lateral sin paredes.
Detalles: Difusor de cloro, Vertedero de salida.

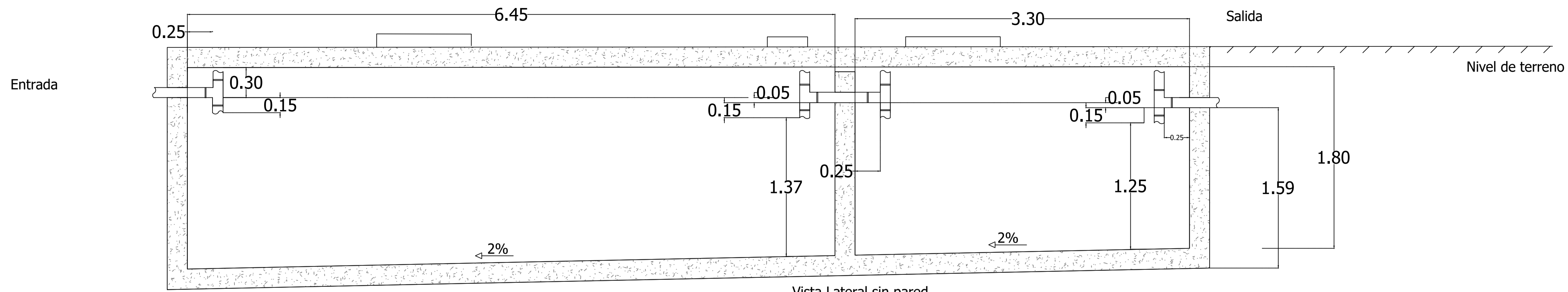
ESCALA:
INDICADAS

REVISADO POR :

Ing. Andres Alvarado M.
DIRECTOR DE TRABAJO DE TITULACIÓN

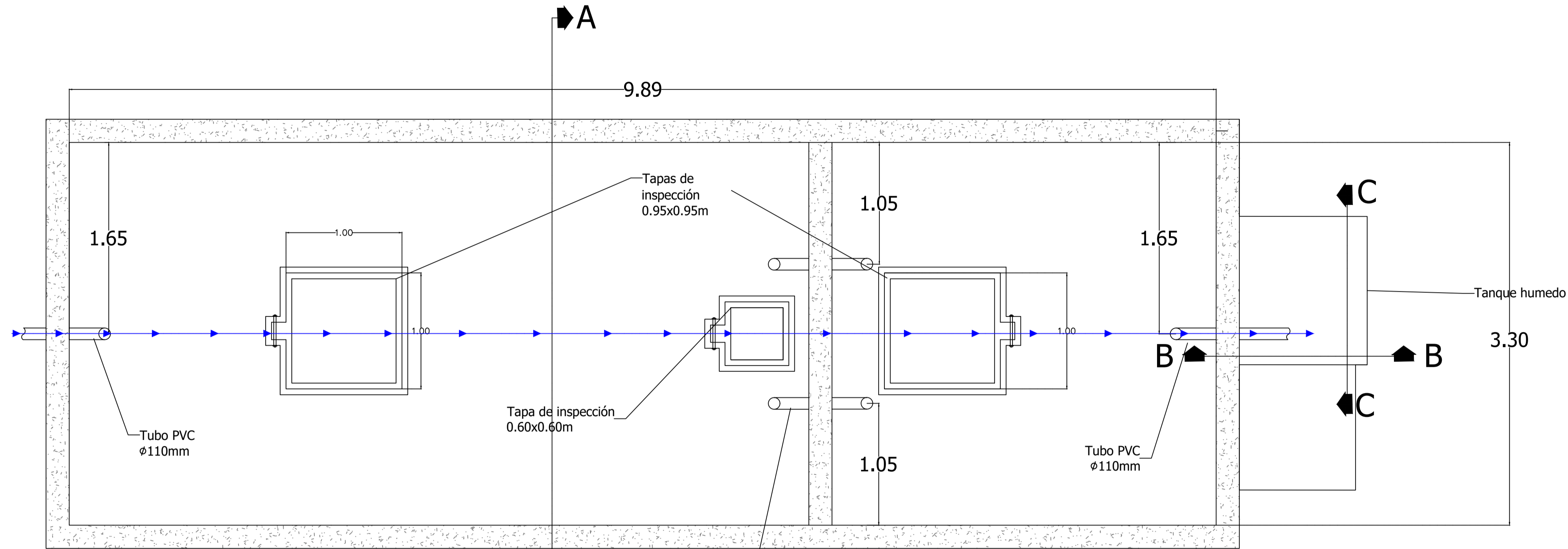
DISEÑA:

Cristhian Gonzalez Tello.
Andrea Narvaez Torres



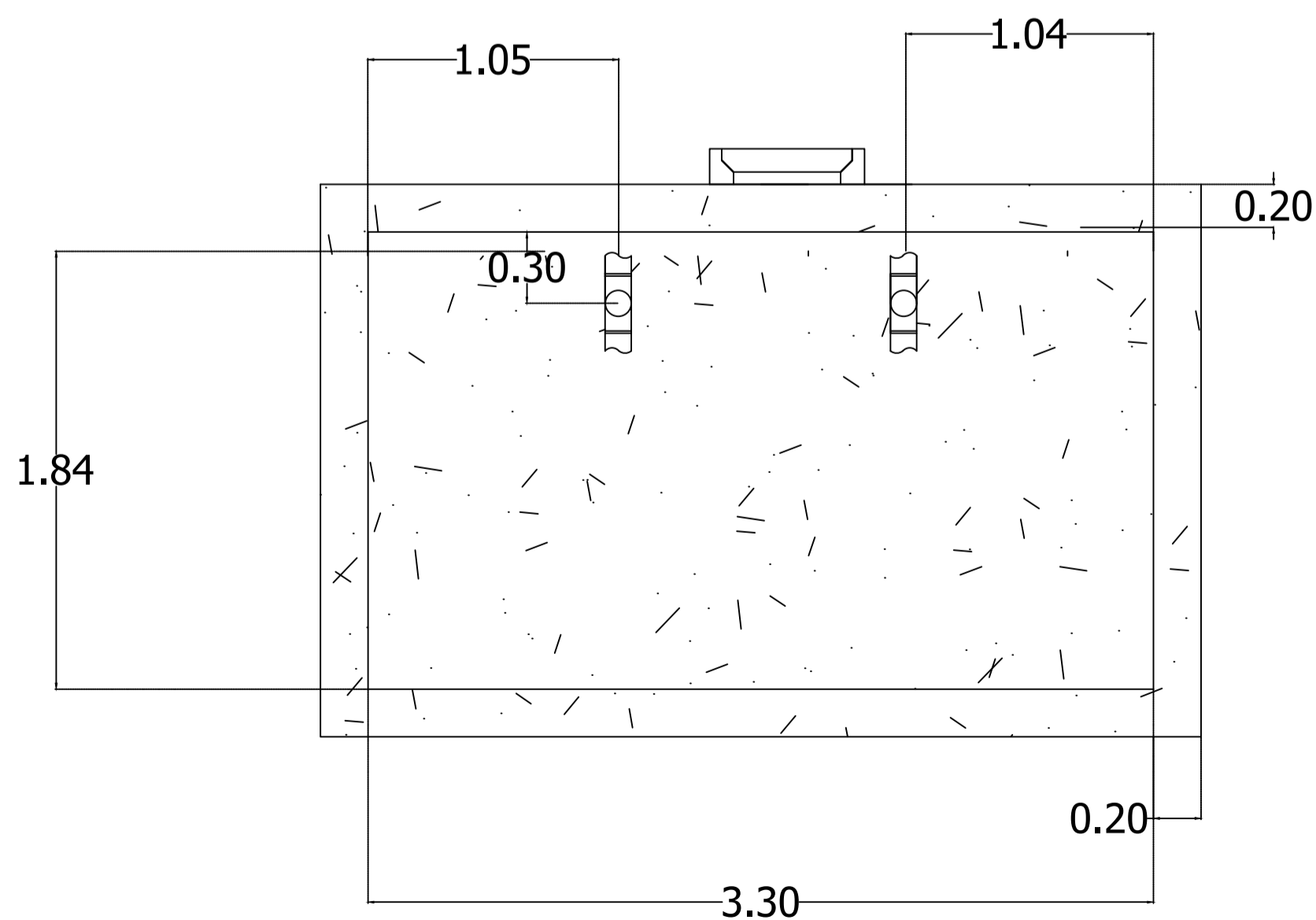
Vista Lateral sin pared

ESCALA 1:25



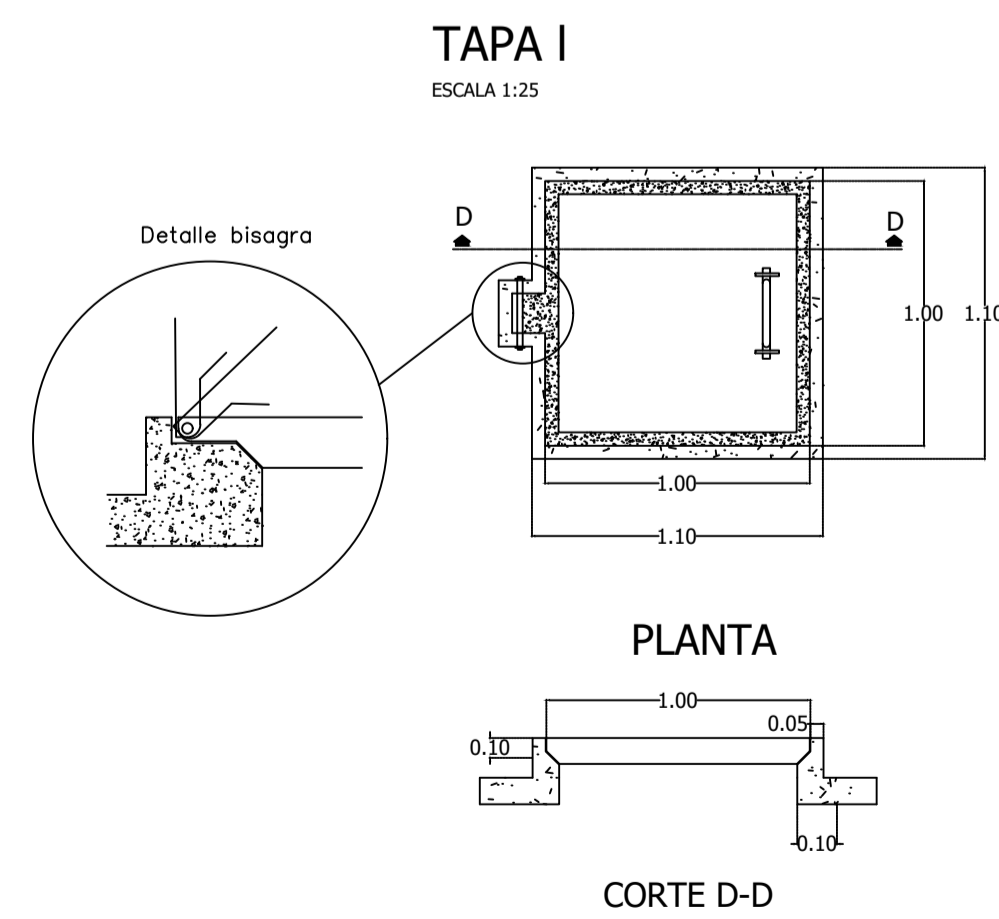
Planta

ESCALA 1:25



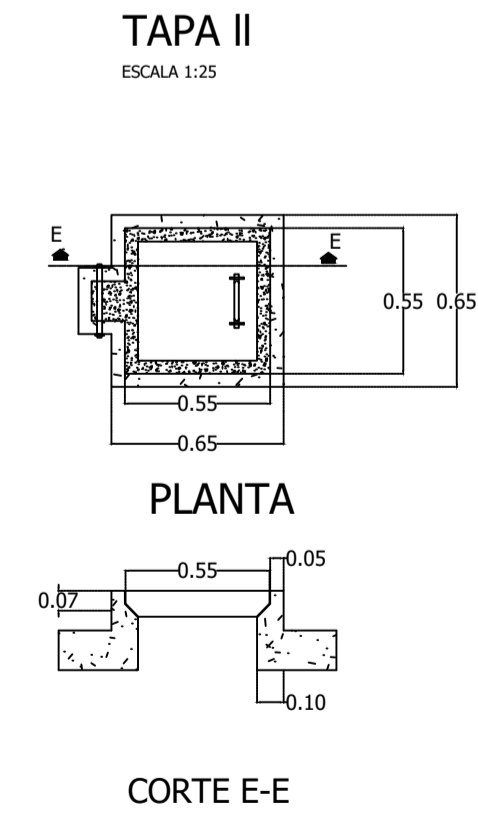
Corte A-A'

ESCALA 1:25



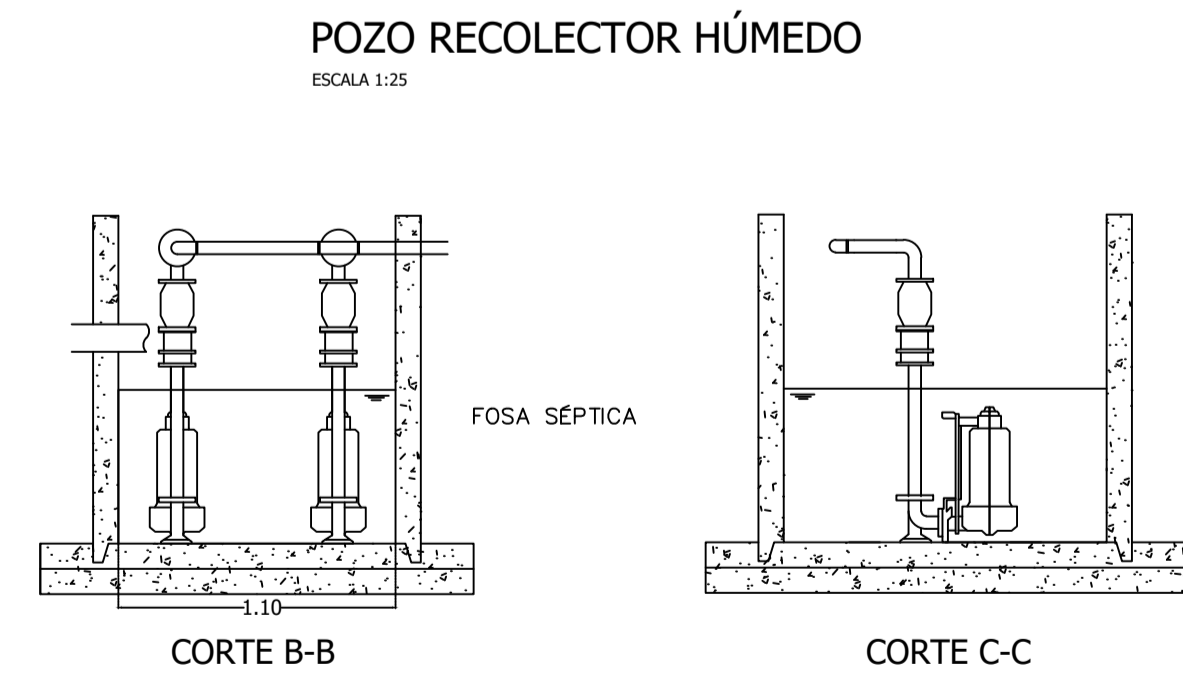
TAPA I

ESCALA 1:25



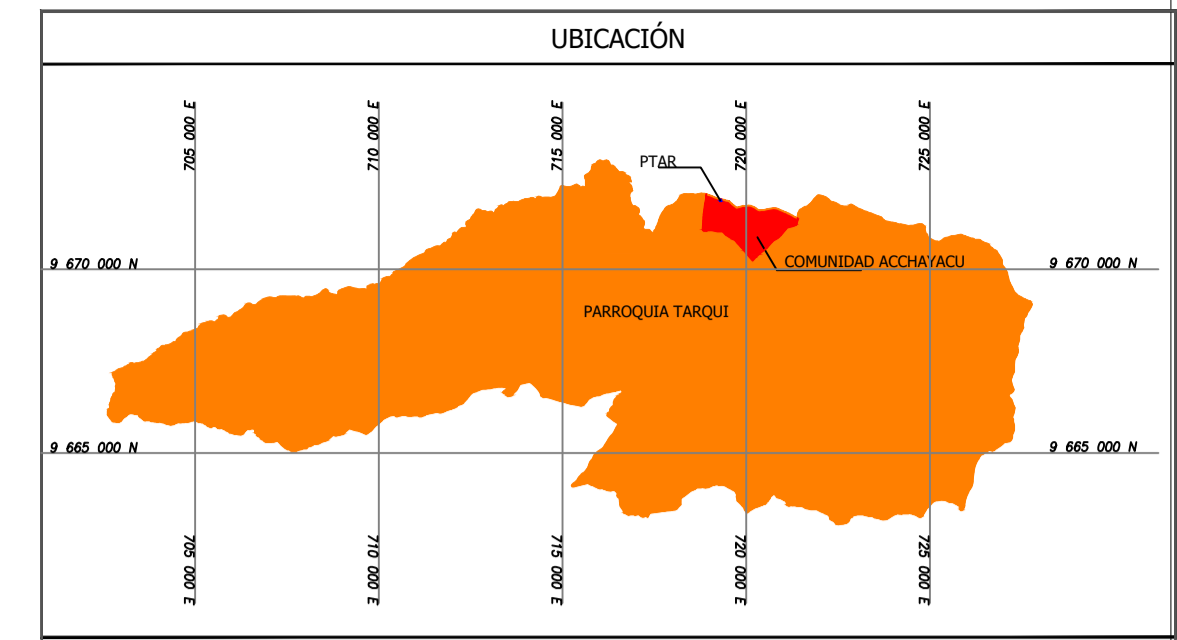
TAPA II

ESCALA 1:25



POZO RECOLECTOR HÚMEDO

ESCALA 1:25



Leyenda

NOTAS

Todas las tuberías son de PVC con presión nominal de trabajo de 0.8 MPa.

Abreviaturas:

- PVC= Policloruro de Vinilo

SIMBOLOGÍA

DIRECCION DE FLUJO

PROYECTO:

EVALUACION Y REDISEÑO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES ACCHAYACU, PARROQUIA TARQUI, DEL CANTÓN CUENCA, ECUADOR



CONTIENE:

Tanque Septico: Planta y vista lateral sin paredes.
Detalles: Tapas y Pozo recolector.

ESCALA:

INDICADAS

REVISADO POR :

Ing. Andres Alvarado M.
DIRECTOR DE TRABAJO DE TITULACIÓN

DISEÑA:

Cristhian Gonzalez Tello.
Andrea Narvaez Torres

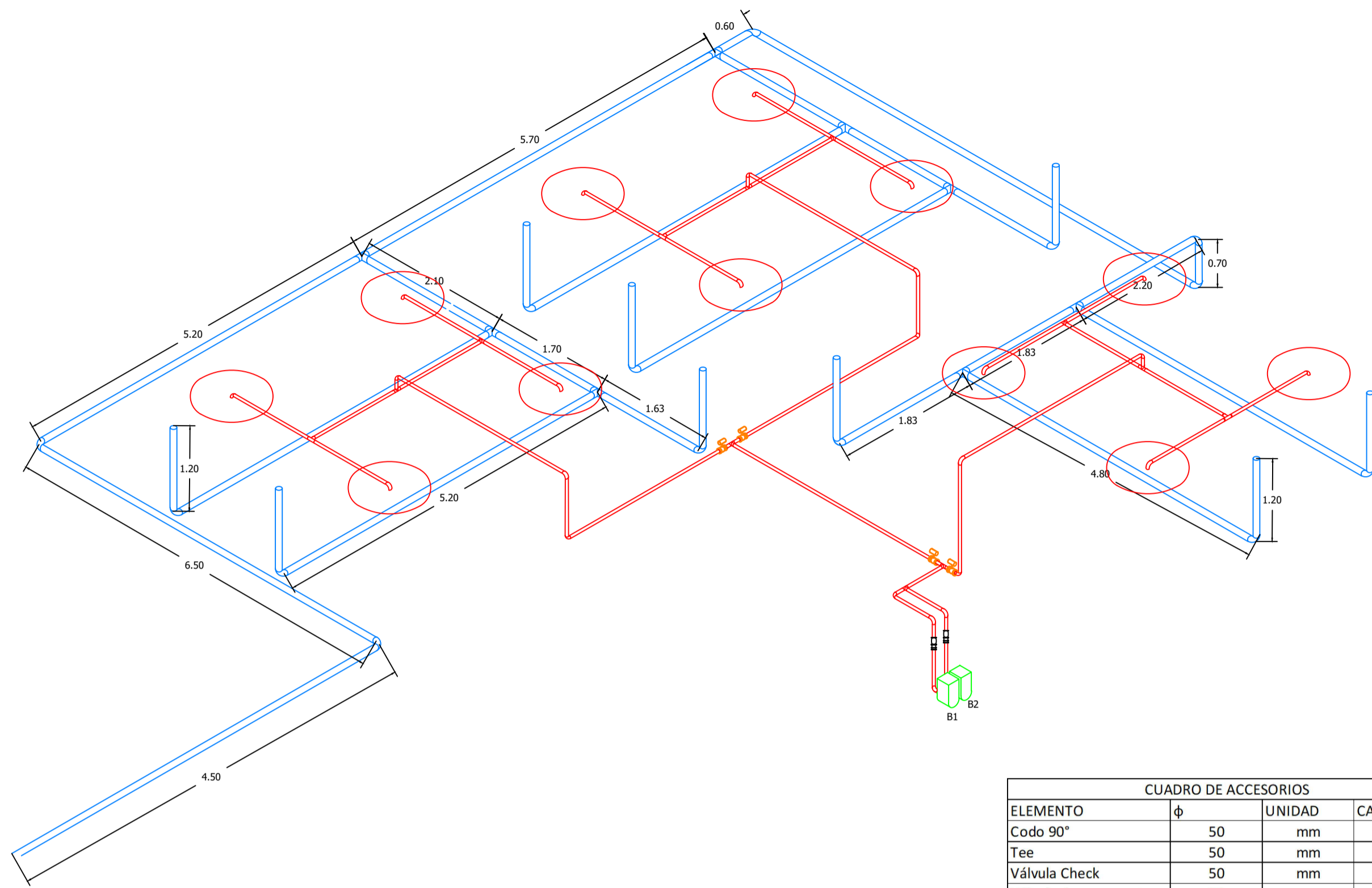
SISTEMA DE REFERENCIACIÓN ESPACIAL:

UTM, Datum WGS 84, Zona 17 Sur.

LÁMINA N°:

3 de 5

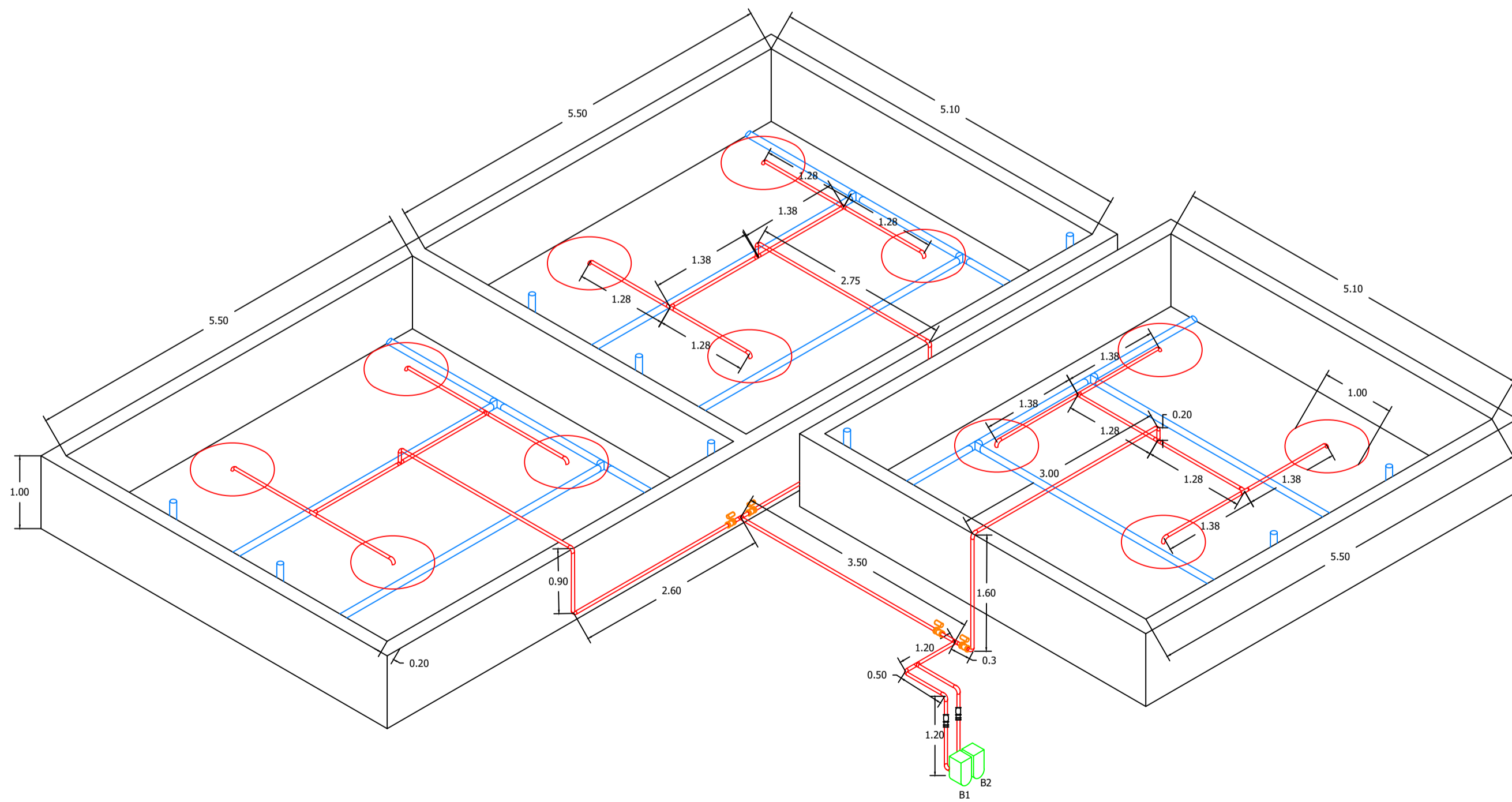
Isometría de Tuberías
Sin Escala



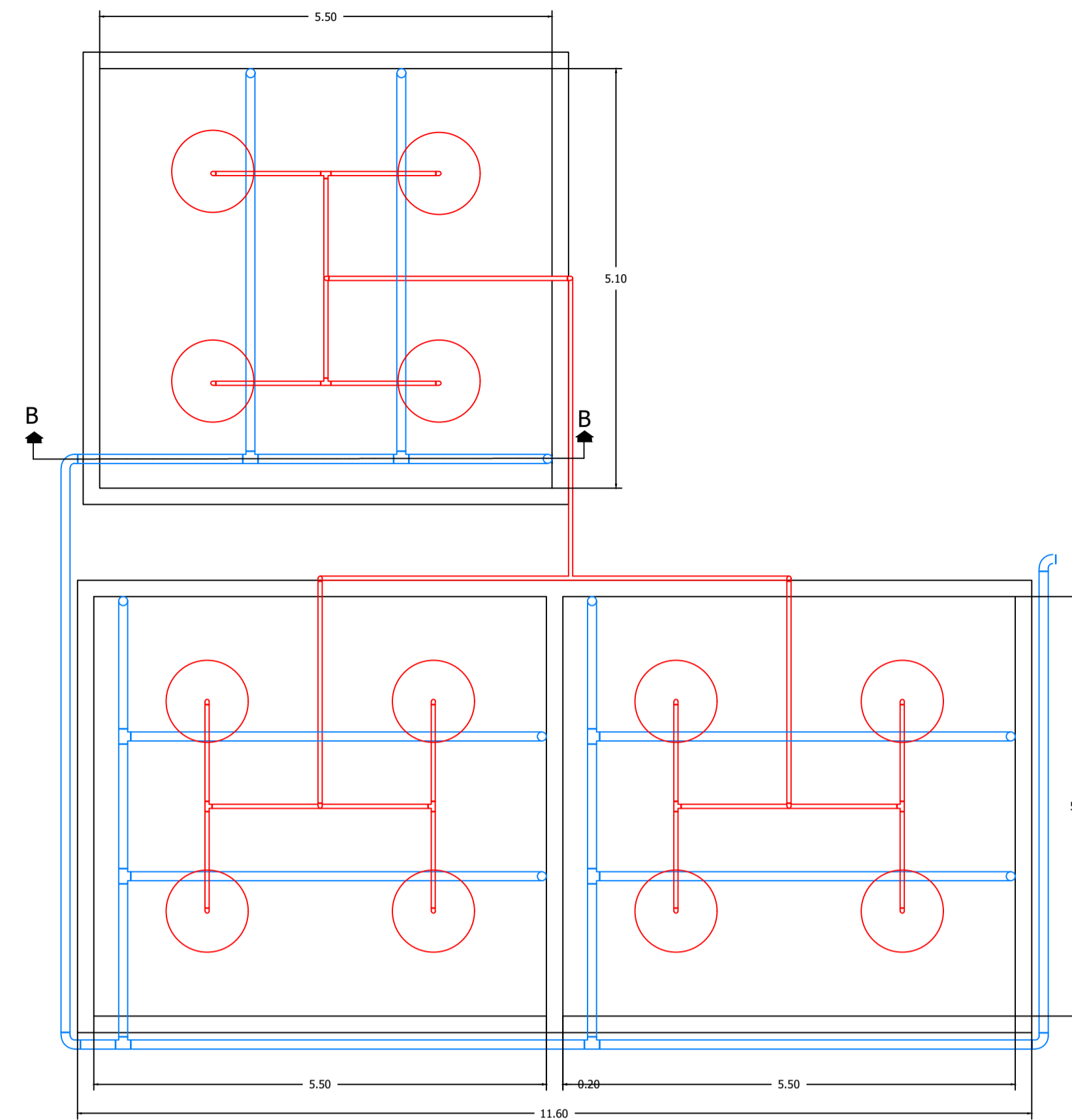
CUADRO DE ACCESORIOS			
ELEMENTO	φ	UNIDAD	CANTIDAD
Codo 90°	50	mm	26
Tee	50	mm	12
Válvula Check	50	mm	2
Válvula de compuerta	50	mm	3
Codo 90°	110	mm	13
Tee	110	mm	8
Tubería PVC	50	m	22.00
Tubería PVC	110	m	45.50
Tubería PVC perforada	110	m	41.00

CUADRO DE BOMBAS			
BOMBA	POTENCIA [HP]	CAPACIDAD [L/s]	OBSERVACIONES
B1	0.2	2.86	Sumergida
B2	0.2	2.86	Sumergida

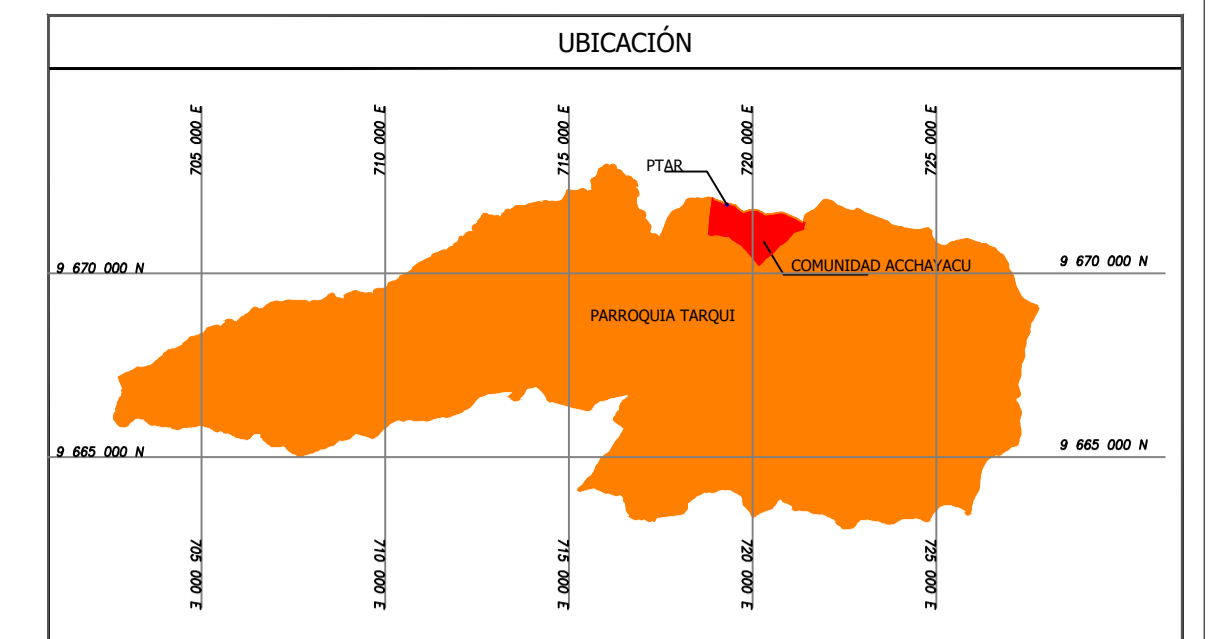
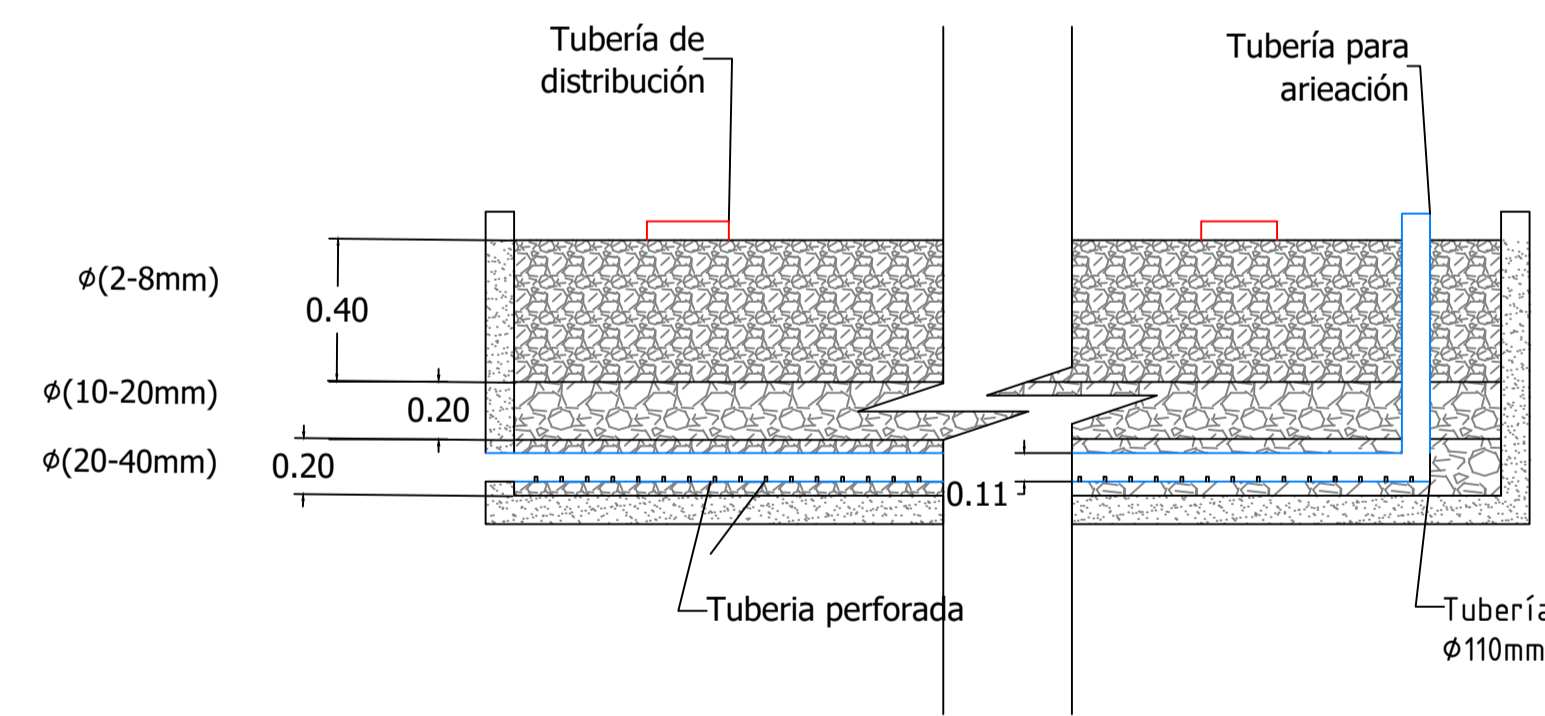
Estacion de tratamiento
Sin Escala



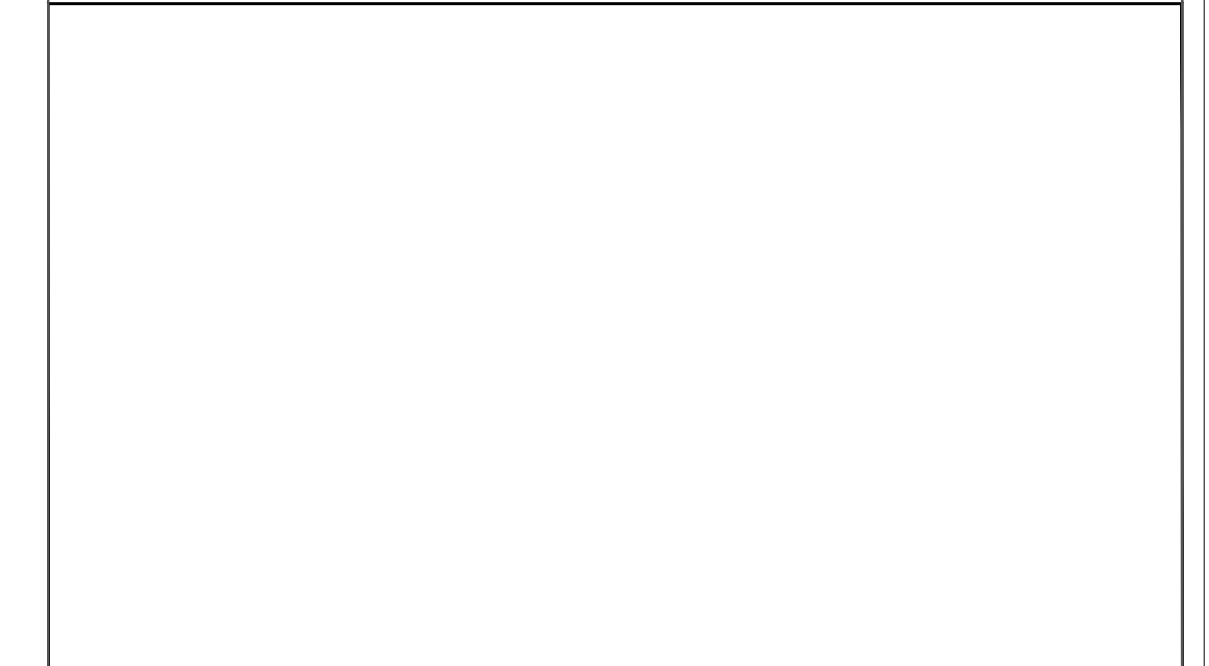
Dimensiones y distribución de humedales
Sin Escala



Corte A-A
Sin Escala



Leyenda



NOTAS

Todas las tuberías son de PVC con presión nominal de trabajo de 0.8 MPa.
Abreviaturas:
• PVC= Policloruro de Vinilo

SIMBOLOGIA



PROYECTO:

EVALUACION Y REDISEÑO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES ACCHAYACU, PARROQUIA TARQUI, DEL CANTÓN CUENCA, ECUADOR



CONTIENE:

Isometría de tuberías.
Estratificación de humedales.

ESCALA:

INDICADAS

REVISADO POR :

Ing. Andrés Alvarado M.
DIRECTOR DE TRABAJO DE TITULACIÓN

DISEÑA:

Cristhian Gonzalez Tello.
Andrea Narvaez Torres

SISTEMA DE REFERENCIACIÓN ESPACIAL:

UTM, Datum WGS 84, Zona 17 Sur.

LÁMINA N°:

4 de 5