

UNIVERSIDAD PERUANA UNIÓN
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
Escuela Profesional de Ingeniería Civil



Una Institución Adventista

Plan de manejo integral con las aguas residuales de Villa
Chullunquiani, del distrito de Juliaca, provincia San Román – Puno

Por:

Rosa Nery Charaña Mamani

Asesor:

Ing. Rubén Fitzgerald Sosa Aquisé

Juliaca, diciembre de 2018

DECLARACION JURADA DE AUTORIA DEL INFORME DE TESIS

Ing. Rubén Fitzgerald Sosa Aquise, de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura, Escuela Profesional de Ingeniería Civil, de la Universidad Peruana Unión.

DECLARO:

Que el presente informe de investigación titulado: "Plan de Manejo Integral con las aguas residuales de Villa Chullunquiani, del distrito de Juliaca, Provincia San Román - Puno" constituye la memoria que presenta la bachiller Rosa Nery Charaña Mamani para aspirar al título Profesional de Ingeniero Civil ha sido realizada en la Universidad Peruana Unión bajo mi dirección.

Las opiniones y declaraciones en este informe son de entera responsabilidad del autor, sin comprometer a la institución.

Y estando de acuerdo, firmo la presente declaración en Juliaca a los trece días del mes de diciembre del año dos mil dieciocho.



Ing. Rubén Fitzgerald Sosa Aquise

Plan de Manejo Integral con las aguas residuales de Villa
Chullunquiani, del distrito de Juliaca, Provincia San Román - Puno

TESIS

Presentada para optar el título profesional de Ingeniero Civil


JURADO CALIFICADOR



Ing. Herson Duberly Pari Cusi
Presidente



Ing. José Pacori Pacori
Secretario



Ing. Ecler Mamaní Chambi
Vocal



Ing. Juan Eduardo Vigo Rivera
Vocal



Ing. Rubén Fitzgerald Sosa Aquisé
Asesor

Juliaca, 13 de diciembre de 2018

DEDICATORIA

A Dios en primer lugar por el conocimiento y la oportunidad de concluir esta etapa y a mis padres por recordarme mi deber en este lugar y su apoyo incondicional.

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios por su amor infinito hacia mi persona, el cuidado, las bendiciones y las oportunidades que me dio en este lugar, por darle un sentido a mi vida, por permitirme concluir mi carrera a pesar que todo parecía perdido, su ayuda me permitió cumplir esta meta y las metas próximas.

Como no reconocer el apoyo de mis padres, por sus palabras de motivación que me hacían sentir que no estaba sola y que esto no solo era mi sueño, sino también el de ellos.

El agradecimiento a la escuela profesional de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura de la Universidad Peruana Unión y a todos sus docentes que ayudaron en mi formación, por el apoyo de mi asesor de tesis Ing. Rubén Sosa Aquis que tuvo toda la paciencia del mundo con mi persona; así mismo a todas las personas que me han apoyado de una y mil maneras, sin ese apoyo no hubiera podido concluir.

ÍNDICE GENERAL

AGRADECIMIENTO	v
ÍNDICE DE TABLAS	ix
CAPÍTULO I	17
PROBLEMA.....	17
1.1. Planteamiento de problema	17
1.2. Justificación.....	18
1.2.1. Justificación Social	18
1.2.2. Justificación ambiental.....	18
1.2.3. Justificación económica	18
1.2.4. Justificación técnica	19
1.3. Objetivos de la investigación	20
1.3.1. Objetivo General.....	20
1.3.2. Objetivos específicos.	20
CAPÍTULO II	21
REVISIÓN DE LITERATURA	21
2.1. Antecedentes de la Investigación	21
2.1.1. Antecedente Internacional 1.....	21
2.1.2. Antecedente Internacional 2.....	22
2.1.3. Antecedente Nacional.	23
2.1.4. Antecedente Local.....	24
2.2. Marco Normativo	25
2.2.1. Política Nacional de saneamiento.....	25
2.2.2. Límites Máximos Permisibles.....	25
2.2.3. Valores Máximos Admisibles (VMA).....	26

2.2.4. Estándares de Calidad Ambiental para agua.....	27
2.2.5. Reglamento nacional de Edificaciones OS.090.	29
2.3. Marco Conceptual	30
2.3.1. Topografía.....	30
2.3.2. Suelo.	32
2.3.3. Manejo Integral.....	33
2.3.4. Aguas Residuales.	33
2.3.5. Planta De Tratamiento De Aguas Residuales.	43
1.1.2. Marco conceptual.....	55
CAPITULO III.....	57
MATERIALES Y MÉTODOS.....	57
3.1. Metodología y tipo de la investigación	57
3.1.1. Metodología de Investigación.....	57
3.1.2. Alcance de la Investigación.	58
3.1.3. Diseño de investigación.	58
3.2. Desarrollo De La Investigación.....	59
3.3. Formulación de hipótesis.....	60
3.3.1. Hipótesis General.....	60
3.3.2. Hipótesis Específicas.	60
3.4. Variables de estudio.	60
3.4.1. Variable Dependiente (y).....	61
3.4.2. Variable Independiente (X).....	61
3.5. Datos generales de la zona de estudio	61
3.5.1. Ubicación geográfica.	61
3.5.2. Ubicación Política.....	61

3.5.3. Descripción de la Zona de Estudio.	63
3.6. Población y Unidad de estudio.....	63
3.7. Instrumentos	67
3.7.1. Ficha de recolección de datos	67
3.8. Diagnóstico del sistema de Alcantarillado Sanitario.....	67
3.8.1. Descripción del Sistema de Alcantarillado Actual.	68
3.8.2. Descripción del Sistema de Disposición Final de las Aguas Residuales.	70
3.9. Manejo Integral con base el saneamiento sostenible descentralizado.....	73
3.9.1. Dotación.	73
3.9.2. Reutilización de recursos.	92
3.10. Gestión Operativa.....	93
CAPITULO IV	94
RESULTADOS Y DISCUSIONES.....	94
4.1. Resultados	94
4.1.1. Red del sistema de alcantarillado actual.	94
4.1.2. Propuesta de Planta de tratamiento de Aguas residuales.	98
CAPITULO V	105
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	105
5.1. Conclusiones	105
5.2. Recomendaciones.....	106
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	107
ANEXOS	111

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Límites Máximos Permisibles para los efluentes de PTAR.	26
Tabla 2. Valores Máximos Admisibles (VMA).....	27
Tabla 3. Riego de vegetales y bebida de animales.	27
Tabla 4. Procesos de tratamiento en aguas residuales.	29
Tabla 5. Periodo de diseño recomendado.	37
Tabla 6. Consumo promedio diario de agua por individuo.	38
Tabla 7. Dotación para poblaciones.....	38
Tabla 8. La dotación de agua para locales educacionales y residencias estudiantiles.	39
Tabla 9. Pendiente mínima para colectores de alcantarillado sanitario.	41
Tabla 10. Separación entre cámaras de inspección.....	42
Tabla 11. Información típica para el proyecto de rejas de barras de limpieza manual y mecánica.	43
Tabla 12. Tiempo requerido para digestión de lodos.....	48
Tabla 13. Valores típicos para el tanque de sedimentación primaria.	50
Tabla 14. Dimensiones típicas de un sedimentador primario.	51
Tabla 15. Número de Alumnados en el nivel Inicial del C.A.T.	64
Tabla 16. Número de Alumnados en el nivel Primario del C.A.T.	65
Tabla 17. Número de Alumnados en el nivel Secundario del C.A.T.	65
Tabla 18. Números del personal del Campus Universitario.	66
Tabla 19. Número de alumnado de la Universidad Peruana Unión.....	66
Tabla 20. Cantidades de obras existentes del sistema de alcantarillado.	69
Tabla 21. Tanque Séptico Dimensiones y Estado.....	70

Tabla 22. Efluentes de Villa Chullunquiani y los Límites Máximos Permisibles.	73
Tabla 23. Coeficientes de Rugosidad y Velocidad.	76
Tabla 24. Velocidad Mínima según diferentes autores.	77
Tabla 25. Relaciones hidráulicas para tuberías parcialmente llenas en función de q/Q para n/N variable con la altura de lámina.	78
Tabla 26. Parámetros para el diseño de Cribas.	80
Tabla 27. Tiempos de retención hidráulica.	83
Tabla 28. Constantes empíricas a 20°C.	84
Tabla 29. Diseño de Zanja de Oxidación.	85
Tabla 30. Variantes para el diseño de Zanjas de oxidación.	86
Tabla 31. Parámetros para el diseño de Espesadores por gravedad.	90
Tabla 32. Días de digestión.	92
Tabla 33. Caudal de Infiltración Actual.	95
Tabla 34. Propuesta de Red de Colectores para Villa Chullunquiani.	97
Tabla 35. Propuesta de Red de Emisor para Villa Chullunquiani.	98
Tabla 36. Resultados del diseño de Cribas.	99
Tabla 37. Resultados del diseño de Desarenador.	100
Tabla 38. Resultados del diseño de Desengrasador.	100
Tabla 39. Resultados del diseño del tanque sedimentador primario.	101
Tabla 40. Resultados del diseño de zanja de oxidación.	102
Tabla 41. Resultados del diseño de sedimentador secundario.	102
Tabla 42. Resultados del diseño de Cámara de Contacto de cloración.	103
Tabla 43. Resultados del diseño de espesadores por gravedad.	103

Tabla 44. Resultados del diseño de Lecho de Secados.....	103
Tabla 45. Resultados del Efluente tratado.	104

ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1.</i> Porcentaje de la población que cuenta con diferentes sistemas de saneamiento (UNESCO, 2017).	21
<i>Figura 2.</i> Plano planimétrico (Mendoza, 2010).	30
<i>Figura 3.</i> Plano altimétrico. (Mendoza, 2010).	31
<i>Figura 4.</i> Clases de distancias (Jimenez, 2007)	32
<i>Figura 5.</i> Esquema de una red de alcantarillado convencional. (OPS & CEPIS, Guías para el diseño de tecnologías de alcantarillado, 2005).....	36
<i>Figura 6.</i> Rejillas de limpieza manual. (CONAGUA, 2009).....	44
<i>Figura 7.</i> Geometría del desarenador flujo horizontal. (OPS & CEPIS, 2005)	45
<i>Figura 8.</i> Canal Parshall. (Sostenible, s.f.).....	46
<i>Figura 9.</i> Tanque Séptico. (OPS & CEPIS, 2005)	47
<i>Figura 10.</i> TANQUE IMHOFF. (OPS & CEPIS, 2005)	48
<i>Figura 11.</i> Variación del tiempo de decantación respecto a la temperatura en sedimentadores primarios. (Metcalf & Eddy, 1995).	49
<i>Figura 12.</i> Esquema de una instalación de canal de oxidación. (Henández, 2015)	53
<i>Figura 13.</i> Filtro Percolador. (Roa, 2012).....	54
<i>Figura 14.</i> Estructura de un humedal artificial horizontal. (SINIA, 2009).....	54
<i>Figura 15.</i> Esquema de la ejecución de la tesis.....	59
<i>Figura 16.</i> Ubicación de la zona de Investigación.	62
<i>Figura 17.</i> Fotografía satelital del C.A.T. (Google Maps.).....	64
<i>Figura 18.</i> Fotografía Satelital UPeU (Google Maps).	65
<i>Figura 19.</i> Ficha de recolección de Datos.....	67

<i>Figura 20.</i> Áreas que cuentan con la red de Alcantarillado.	68
<i>Figura 21.</i> Descripción de los estados de los buzones y Caja de Registro.	69
<i>Figura 22.</i> Estado actual de la red de Alcantarillado.	70
<i>Figura 23.</i> Estado actual de los Tanques Sépticos.	71
<i>Figura 24.</i> Disposición final de Aguas Residuales.	72
<i>Figura 25.</i> Foto satelital de las áreas habilitadas para la disposición final de las aguas Residuales. (Google Maps).....	72
<i>Figura 26.</i> Proceso de la PTAR.	80
<i>Figura 27.</i> Desarenador.....	82
<i>Figura 28.</i> Diseño estandarizado de la canaleta Parshall. (CONAGUA, Sistemas de Medición del Agua: Producción, Operación y consumo).....	82
<i>Figura 29.</i> Parámetros que indica la Norma OS. 090.	86
<i>Figura 30.</i> Parámetros para los Sedimentadores Secundarios (Norma OS.090).....	89
<i>Figura 31.</i> Dosificación de Cloro. (Metcalf & Eddy, 1995).	90
<i>Figura 32.</i> Detalle del proceso de una zanja de oxidación.(https://docplayer.es/47538182-Microorganismos-de-plantas-depuradoras.html).....	101

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo A. Diagnóstico.....	111
Anexo B. Plantilla de Caudal de la población	112
Anexo C. Plantilla Diseño de la red de Colectores	112
Anexo D. Plantilla Diseño de la red de Emisor	112
Anexo E. Plantilla Diseño de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales	112
Anexo F. Planos del diseño de la Nueva Red de Alcantarillado	112
Anexo G. Plano de Detalles de Buzones-B1	112
Anexo H. Plano de Detalles de Buzones-B2	112
Anexo I. Plano del proceso de la PTAR - A1	112
Anexo J. Cortes del plano en Planta General - A2	112
Anexo K. Cortes del plano en Planta General y decantador primario - A3.....	112
Anexo L. Plano del Pre-Tratamiento de la PTAR - A4 y A5	112
Anexo M. Plano del Decantador Secundario – A6.....	112
Anexo N. Plano de Zanja de oxidación – A7	112
Anexo O. Plano del Espesador de Lodos – A8.....	112
Anexo P. Plano del Lecho de Secados – A9	112
Anexo Q. Caracterización del agua residual.....	112

RESUMEN

La presente investigación su objetivo es implementar un plan de manejo integral con las aguas residuales de Villa Chullunquiani. Para el siguiente modelo del manejo integral se tiene que conocer los siguientes componentes: la dotación, el tipo de tecnología, el proceso constructivo, gestión operativa y la reutilización del efluente a extraer, abordando el cierre del ciclo del saneamiento. El estudio comprendió la caracterización del agua, el crecimiento de la población futura, estudios de suelos, topográficos e hidráulicos de acuerdo al RNE OS.090 y OS.070, obteniendo como variable de estudio las características físicas y químicas de las aguas residuales y como variable de respuesta el plan de manejo integral de las aguas residuales. Se realizó el diseño del sistema de alcantarillado y la planta de tratamiento de aguas residuales considerando las características propias de la población y la condición topográfica del lugar, buscando contribuir con los lineamientos para mejorar la gestión de servicios de saneamiento en la población, dando una solución al sistema de saneamiento mediante el reusó de aguas en la población de Villa Chullunquiani. Para concluir, la elaboración de un plan de manejo integral beneficia en el mejoramiento de la red de alcantarillado sanitario y su sistema de tratamiento de aguas residuales evitando la contaminación al realizar el cierre del agua y nutrientes; siendo funcional para poblaciones pequeñas.

Palabras Clave: Aguas residuales, suelo, manejo integral, efluente, alcantarillado, planta de tratamiento, dotación, saneamiento, gestión.

ABSTRACT

The present investigation aims to implement a comprehensive management plan with the wastewater from Villa Chullunquiani. For the following model of integral management, the following components must be known: the endowment, the type of technology, the construction process, operational management and the reuse of the effluent to be extracted, addressing the closure of the sanitation cycle. The study included water characterization, future population growth, soil, topographic and hydraulic studies according to RNE OS.090 and OS.070, obtaining as a study variable the physical and chemical characteristics of wastewater and how response variable the integral wastewater management plan. The design of the sewage system and the wastewater treatment plant were made considering the characteristics of the population and the topographic condition of the place, seeking to contribute with the guidelines to improve the management of sanitation services in the population, giving a solution to the sanitation system through the reuse of water in the town of Villa Chullunquiani. To conclude, the elaboration of a comprehensive management plan benefits in the improvement of the sanitary sewer network and its wastewater treatment system avoiding contamination when closing the water and nutrients; being functional for small populations.

Keyword: Wastewater, soil, integral management, effluent, sewerage, treatment plant, endowment, sanitation, management.

CAPÍTULO I

PROBLEMA

1.1. Planteamiento de problema

En estos tiempos se aprecia el acelerado crecimiento poblacional y el desarrollo industrial, por ende ha generado el incremento de la producción de aguas residuales y sobre cargas hidráulicas en las redes de alcantarillado, para tal efecto la contaminación debido a que las cajas de inspección, buzones y tanque sépticos colapsen, no permitiendo la adecuada circulación de las aguas residuales, posteriormente provocando malos olores, de igual forma las aguas residuales son vertidas sin ningún tratamiento alguno o parcial en las cámaras receptoras, generando de esta forma grandes problemas de orden ecológico y de salud pública.

En el Perú, Se estimó en la cobertura rural que en el año 2016 el 75.4% de la población carecen de alcantarillado y en la cobertura urbana el 11.7% de la población carecen de alcantarillado, de acuerdo al Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, Plan Nacional de Saneamiento 2017 – 2021 que aprueba el D. S. N° 018-2017-VIVIENDA. Los servicios en agua y saneamiento son insostenibles por insuficiente inversión, graves problemas económicos de los operadores, falta de apoyo estatal y normas legales inadecuadas.

La población de Villa Chullunquiani se expone el déficit del sistema de alcantarillado y PTAR, al mismo tiempo no cuenta con una cobertura universal para la red de alcantarillado, igualmente la red de alcantarillado hoy en día es desordenada, tiene muchas pérdidas en sus tramos existentes, tanques sépticos, cajas de inspección, infiltraciones y malos olores que generan una incomodidad a toda la población existente. Los servicios de saneamiento en Villa

Chullunquiani son insostenibles por la insuficiente inversión y la debida importancia que se requiere.

1.2. Justificación

1.2.1. Justificación Social

El impacto social para la población será en tener un buen sistema de alcantarillado y su disposición final de las aguas residuales, que no presente la emanación de olores y colapsos. En la zona, el medio de la extracción del agua potable es a través del sub suelo y manantiales, si se tiene un sistema adecuado de alcantarilla y PTAR su infiltración será el menor porcentaje posible hacia el suelo y será menos perjudicial hacia la salud de la sociedad.

1.2.2. Justificación ambiental

El sistema de saneamiento permite el uso eficiente del agua, contribuyendo con el desarrollo sostenible de una población al perseverar los cuerpos del agua. El reúso de las aguas residuales en parques, jardines, carreteras, construcciones u otras actividades contribuye en la reducción del uso de aguas de fuentes natural; asimismo el previo tratamiento de las aguas residuales antes de ser descargada, produce la reducción de contaminación a los ecosistemas existentes en la zona (aguas superficiales y subterráneas). Se busca con el proyecto reducir al más mínimo la contaminación al medio ambiente (suelo, agua, subsuelo y aire) y reutilizar las aguas en áreas verdes evitando la sobre carga del caudal en una zona inhabilitada.

1.2.3. Justificación económica

El presente proyecto busca determinar un plan de manejo integral con las aguas residuales de la población, considerando el clima, nivel freático, características del suelo y características del agua residual obteniendo una trabajabilidad óptima. Generando que a largo plazo sea económica mediante la reutilización del agua en áreas verdes.

1.2.4. Justificación técnica

De acuerdo al Diagnóstico de las plantas de tratamiento de aguas residuales en el ámbito de operación y mantenimiento de las EPS de saneamiento se identificó en 1 de julio de 2014, 204 PTAR construidas y en construcción, de las cuales 172 se encuentran construidas y son operadas por la EPS o se encuentran en proceso de transferencia. Las 32 PTAR restantes se encuentran en construcción (19 en proceso de construcción y 13 con construcción paralizada por más de un año). (SUNASS, GIZ, & PROAGUA, Diagnóstico de las Plantas de tratamiento de aguas residuales en el ámbito de operación de las entidades prestadoras de Servicios de saneamiento, 2016)

En Perú el inventario tecnológico de plantas de tratamiento de aguas residuales en las EPS muestra que de las 143 PTAR, 143 se compone de lagunas de estabilización en sus diferentes variedades de comportamiento biológico (11 anaerobias, 112 facultativas o 9aireadas), siendo las lagunas facultativas las más empleadas el 78%, 5 Filtros Percoladores, 3 Lodos Activados, 1 RAFA (UASB) y 2 Tanques Imhoff. Además 43% de las plantas reciben un caudal mayor al de diseño, lo cual sólo sería viable si la carga orgánica del afluente fuera menor al inicialmente diseñado. (SUNASS & GTZ/PROAGUA, Diagnóstico Situacional de los Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales en las EPS del Perú y Propuestas de Solución, 2008)

El diseño que será propuesto para el sistema de alcantarillado y la PTAR será adecuado para la zona tomando en cuenta los siguientes factores: clima, nivel freático, características del suelo y características del agua.

1.3. Objetivos de la investigación

1.3.1. Objetivo General.

Generar un plan de manejo integral con las aguas residuales de Villa Chullunquiani, del distrito de Juliaca, provincia San Roman - Puno.

1.3.2. Objetivos específicos.

- Sugerir un mejoramiento al sistema de alcantarillado actual para el plan de manejo integral con las aguas residuales de Villa Chullunquiani, del distrito de Juliaca.
- Identificar el tipo de tecnología que se usara para el plan de manejo integral con las aguas residuales de Villa Chullunquiani, del distrito de Juliaca.
- Seleccionar el sistema de disposición final de las aguas residuales, para Villa Chullunquiani, del distrito de Juliaca.

CAPÍTULO II

REVISIÓN DE LITERATURA

2.1. Antecedentes de la Investigación

2.1.1. Antecedente Internacional 1.

Se estima que en el mundo más del 80 por ciento de las aguas residuales (más del 95 por ciento en algunos países en desarrollo) se vierte al medio ambiente sin tratamiento alguno. La contaminación del agua en la mayoría de los ríos de África, Asia y América Latina es cada vez peor. En 2012, se registraron más de 800.000 muertes en el mundo a causa del consumo de agua potable contaminada e instalaciones para el lavado de manos y servicios de saneamiento inadecuados. Cada vez son más las zonas muertas desoxigenadas en mares y océanos a causa del vertido de aguas residuales sin tratar, lo cual afecta a los ecosistemas marinos en una superficie de 245.000 km².

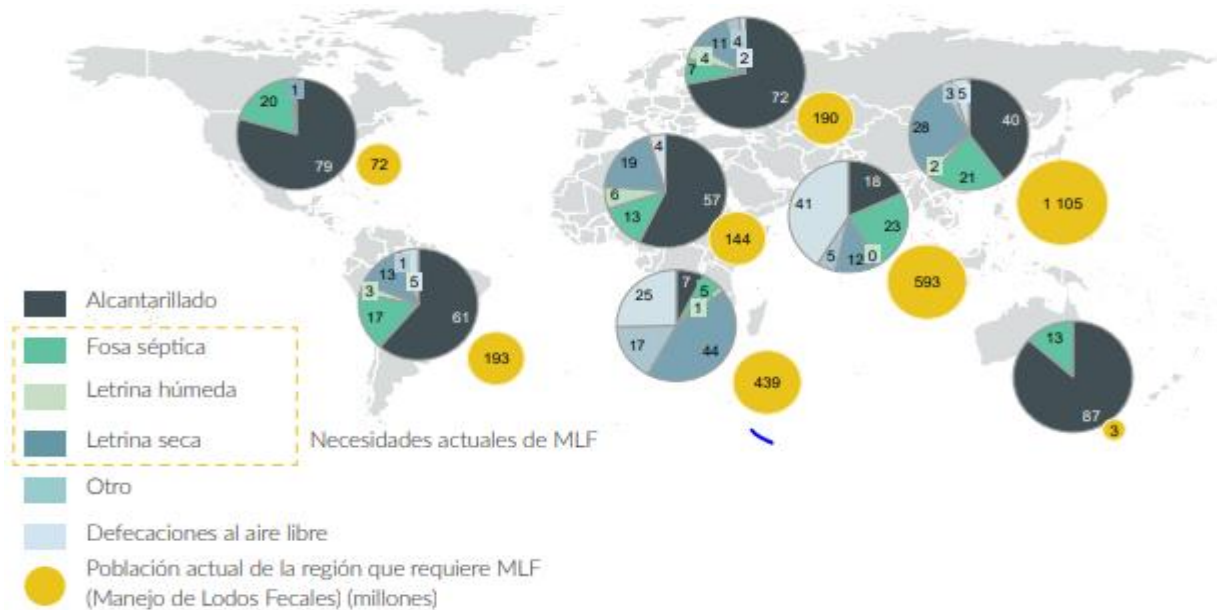


Figura 1. Porcentaje de la población que cuenta con diferentes sistemas de saneamiento (UNESCO, 2017).

La Organización de las Naciones Unidas para la educación, la Ciencia y la Cultura (UNESCO), en el *“Informe Mundial de las Naciones Unidas sobre el Desarrollo de los Recursos Hídricos 2017, AGUAS RESIDUALES: EL RECURSO DESAPROVECHADO”*; se tuvo como objetivo, demostrar que para una mejor gestión de las aguas residuales implica la eliminación de contaminantes de los flujos de aguas residuales y la reutilización de las aguas regeneradas. Llegando como conclusión que las aguas residuales son un recurso y no solo podrían ser una solución en la escasez de agua sino que también son una rica fuente de nutrientes, minerales y energía (UNESCO, 2017).

2.1.2. Antecedente Internacional 2.

El documento, NSSD-Bolivia busca aportar al Programa Nacional del uso eficaz del agua, proponiendo lineamientos para la construcción de un sistema integral sostenible de gestión a través del saneamiento sostenible descentralizado mediante una PTAR, proporcionando la reutilización del efluente, cierre el ciclo de agua y nutrientes. La cobertura del modelo es para comunidades y poblaciones menores de 10.000 habitantes.

Los autores Patricia Cabalherio, Marina Dockweiler y Patricia Rojas; en la revista de *“Modelo integral de sostenibilidad de plantas de tratamiento de aguas residuales con reúso de aguas tratadas”*, tuvo como objetivo aportar al desarrollo de conocimiento y generación de modelos de Saneamiento Sostenible Descentralizado como alternativa para incrementar a escala, la cobertura de este servicio y concluyendo que la PTAR, como tecnología para el SSD, son interesantes por su costo reducido, facilidad en operación y mantenimiento. Proporcionan el cierre del ciclo del agua y causan una contribución de la población favorecida. Pero para su mantenimiento se pretende la intervención social.

2.1.3. Antecedente Nacional.

Los principales desafíos encontrados en el presente diagnóstico de las PTAR son los siguientes:

Respecto al marco normativo:

Falta del permiso para el vertimiento o la reutilización del efluente (más del 90%), no se cuenta con lugares autorizados para la disposición del lodo y residuos sólidos obtenidos en el sistema de tratamiento de aguas residuales y el deficiente sistema de tratamiento de lodos por ende no se reúsa en áreas agrícolas. (SUNASS, GIZ, & PROAGUA, 2016).

“Respecto a la selección de las alternativas tecnológicas: falta de capacidad para cubrir los elevados costos de operación y mantenimiento de tecnologías avanzadas, falta de operación, laboratorios y cercos perimétricos, así como de saneamiento legal del terreno en las PTAR.” (SUNASS, GIZ & PROAGUA, 2016).

Respecto a la operación y el mantenimiento: La deficiencia en la remoción de lodos (50%) para las PTAR con sistemas de lagunas de estabilización, sobrecarga orgánica o hidráulica (50%), deficientes manuales que contengan el proceso de operación, mantenimiento y monitoreo, además el personal no presenta los recursos necesarios para dar el adecuado funcionamiento del sistema de tratamiento de aguas residuales. (SUNASS, GIZ, & PROAGUA, 2016).

El autor Superintendencia Nacional de Servicios de Saneamiento (SUNASS). En el *“Diagnóstico de las plantas de tratamiento de aguas residuales en el ámbito de operación de las entidades prestadoras de servicios de saneamiento”*, con el objetivo de ampliar la cobertura, mejorar la calidad y sostenibilidad de los servicios de aguas servidas. Concluyendo de que se

deben preferir tecnologías con costos de operación y mantenimiento que sean sostenibles con el pago de las tarifas de agua, se deben preferir PTAR con reúso antes que con vertimiento del efluente y definir caudales máximos para el uso de tecnologías manuales (por ejemplo: 25 L/s). Las PTAR con caudales mayores requieren obligatoriamente tecnologías automatizadas.

2.1.4. Antecedente Local

Según estudios del PNUMA en Puno existen más de 20 lagunas de estabilización en diferentes ciudades, los mismos presentan problemas: unas colapsadas otras con serias deficiencias de funcionamiento por recibir cargas por encima de los caudales de diseño y falta de programas de mantenimiento. Entonces todas las aguas residuales producidas por las poblaciones se vierten directamente al lago Titicaca y otras a través de los ríos por ser una cuenca endorreica.

El autor Rogelio O. Florez Franco en el informe *“ANALISIS DEL PROBLEMA DEL AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO: CIUDAD DE PUNO Situación Actual y Realidad”*, tuvo como objetivo analizar la problemática de los servicios de saneamiento, sus efectos en la salud y el medio ambiente, esta problemática centrada en los sistemas de tratamiento de las aguas residuales producidas por las poblaciones. Llegando a las siguientes conclusiones:

- El vertimiento de aguas residuales a los cuerpos receptores viene afectando la calidad del agua sigue siendo una gran amenaza para la salud humana afectando el medio ambiente.
- No existen plantas de tratamiento con tecnologías adecuadas que permitan cumplir con las normas y falta de sinceramiento en las tarifas para garantizar su sostenibilidad y funcionamiento, además de una falta de cultura de pago por parte de la población.

- Puno requiere la construcción de una planta de tratamiento de aguas residuales y la limpieza de la laguna de estabilización del Espinar como una medida preventiva del problema de salud pública.

2.2. Marco Normativo

2.2.1. Política Nacional de saneamiento.

De acuerdo al Decreto Supremo N° 007-2017-VIVIENDA:

La Política Nacional de Saneamiento es el conjunto de orientaciones dirigidas a la mejora de la gestión y desempeño del sector saneamiento. Dichos objetivos son los siguientes:

1. Incrementar la cobertura, calidad y sostenibilidad de los servicios de saneamiento, con la finalidad de alcanzar el acceso universal.
2. Reducir la brecha de infraestructura en el sector y asegurar el acceso a los servicios de saneamiento prioritariamente de la población rural y de escasos recursos.
3. Incrementar los niveles de eficiencia en la prestación de servicios con altos indicadores de calidad, continuidad y cobertura.
4. Lograr la gestión sostenible del ambiente y de los recursos hídricos en la prestación de los servicios de saneamiento.

Conforme a lo descrito en el Decreto Supremo N° 007-2017-VIVIENDA, se puede reflejar los siguientes objetivos en la realización de un plan de manejo Integral con las aguas residuales dentro del campus universitario y durante la ejecución del mismo.

2.2.2. Límites Máximos Permisibles

El DECRETO SUPREMO N° 003-2010-MINAM nos aprueba los Límites Máximos Permisibles para los efluentes de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales Domésticas o Municipales, en la tabla 1, nos muestra la medida de concentración de elementos, parámetros

físicos, químicos y biológicos, que caracterizan a un efluente, que al ser excedida puede causar daños a la salud y al ambiente.

Tabla 1
Límites Máximos Permisibles para los efluentes de PTAR.

PARÁMETROS	UNIDAD	LMP DE EFLUENTES PARA SER VERTIDOS A CUERPOS DE AGUAS
Aceites y grasas	mg/l	20
Coliformes	NMP/100	10000
Termotolerantes	ml	10000
Demanda Bioquímica de Oxígeno	mg/l	100
Demanda Química de Oxígeno	mg/l	200
pH	Unidad	6.5 - 8.5
Sólidos totales en suspensión	mg/l	150
Temperatura	C°	<35

Nota: Los LMP de efluentes de PTAR que se establecen en la presente norma entran en vigencia y son de cumplimiento obligatorio a partir del día siguiente de su publicación en el Diario Oficial El Peruano.

2.2.3. Valores Máximos Admisibles (VMA).

Este Decreto Supremo N° 021-2009-VIVIENDA. - Aprueban Valores Máximos Admisibles (VMA) de las descargas de Aguas Residuales no Domésticas en red de alcantarillado Sanitario. La presente norma establece las descargas máximas de aguas residuales no domésticas en el sistema de alcantarillado sanitario a fin de evitar el deterioro de las instalaciones, infraestructura, garantizando la sostenibilidad de los sistemas de alcantarillado y tratamiento de las aguas residuales.

Los VMA son ajustables en la cobertura nacional y es obligatorio el cumplimiento para todos los usuarios que evacuen descargas de aguas residuales no domésticas.

Tabla 2
Valores Máximos Admisibles (VMA).

PARÁMETROS	UNIDAD	EXPRESIÓN	VMA PARA DESCARGAS AL SISTEMA DE ALCANATRILLADO
Demanda Bioquímica de Oxígeno	mg/l	DBO5	500
Demanda Química de Oxígeno	mg/l	DQO	1000
Sólidos suspendidos totales	mg/l	S.S.T.	500
Aceites y Grasas	mg/l	A y G	100

Nota: Valores máximos admisibles del anexo 1 del Decreto Supremo N° 021-2009-VIVIENDA.

2.2.4. Estándares de Calidad Ambiental para agua.

En el DECRETO SUPREMO N° 004-2017-MINAM está categorizada por 4 niveles y el tercer nivel tiene por nombre el riego de vegetales y bebida de animales, y subcategorizada por agua para riego no restringido.

Tabla 3
Riego de vegetales y bebida de animales.

Parámetros	Unidad de medida	D1: Riego de vegetales		D2: Bebidas de animales
		Agua para riego no restringido (c)	Agua para riego restringido	Bebidas de animales
FÍSICOS-QUÍMICOS				
Aceites y Grasa	mg/L	5		10
Bicarbonatos	mg/L	518		**
Cianuro Wald	mg/L	0,1		0,1
Cloruros	mg/L	500		**
Color (b)	Color verdadero Escala Pt/Co	100(a)		100(a)
Conductividad	µS/cm	2500		5000
Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO5)	mg/L	15		15

Demanda Quimica de Oxígeno (DQO)	mg/L	40	40
Detergentes (SAAM)	mg/L	0,2	0,5
Fenoles	mg/L	0,002	0,01
Floruros	mg/L	1	**
Nitrato (NO ₃ -N)+ Nitritos (NO ₂ -N)	mg/L	100	100
Nitritos (NO ₂ -N)	mg/L	10	10
Oxígeno Disuelto (valor mínimo)	mg/L	≥ 4	≥ 5
Potencial de Hidrogeno (pH)	Unidad de pH	6,5-8,5	6,5-8,4
Sulfatos	mg/L	1000	1000
Temperatura	°C	Δ3	Δ3
INORGÁNICOS			
Aluminio	mg/L	5	5
Arsénico	mg/L	0,1	0,2
Bario	mg/L	0,7	**
Berilio	mg/L	0,1	0,1
Boro	mg/L	1	5
Cadmio	mg/L	0,01	0,05
Cobre	mg/L	0,2	0,5
Cobalto	mg/L	0,05	1
Cromo Total	mg/L	0,1	1
Hierro	mg/L	5	**
Litio	mg/L	2,5	2,5
Magnesio	mg/L	**	250
Manganeso	mg/L	0,2	0,2
Mercurio	mg/L	0,001	0,01
Niquel	mg/L	0,2	1
Plomo	mg/L	0,05	0,05
Selenio	mg/L	0,02	0,05
Zinc	mg/L	2	24
ORGÁNICO			
<u>Bifenilos Policlorados</u>			
Bifenilos Policlorados (PCB)	μg/L	0,04	0,045
PLAGUICIDAS			
Paratión	μg/L	35	35
<u>Organoclorados</u>			
Aldrín	μg/L	0,004	0,7
Clordano	μg/L	0,006	7

Dicloro Difenil Tricloroetno (DDT)	µg/L	0,001	30	
Dieltrín	µg/L	0,5	0,5	
Endosulfán	µg/L	0,01	0,01	
Endrin	µg/L	0,004	0,2	
Heptacloro y Heptcloro Epóxico	µg/L	0,01	0,03	
Lindano	µg/L	4	4	
<u>Carbamato</u>				
Aldicarb	µg/L	1	11	
MICROBIOLÓGICOS Y PARASITOLÓGICO				
Califormes Termotoleantes	NMP/100ml	1000	2000	1000
Escherichia coli	NMP/100ml	1000	**	**
Huevos de Helmitos	Huevo/L	1	1	**

Nota: El símbolo ** dentro de la tabla significa que el parámetro no aplica para esta Subcategoría. Δ 3: significa variación de 3 grados Celsius respecto al promedio mensual multianual del área evaluada. (a): Para aguas claras. (b): Después de filtración simple. (c): Para el riego de parques públicos, campos deportivos, áreas verdes y plantas ornamentales, sólo aplican los parámetros microbiológicos y parasitológicos del tipo de riego no restringido. (DECRETO SUPREMO N° 004-2017-MINAM).

2.2.5. Reglamento nacional de Edificaciones OS.090.

Para la selección de los procesos de tratamiento de las aguas residuales se usará como pauta los valores que se encuentra en la norma OS. 090 el ítem 4.3.13.

Tabla 4
Procesos de tratamiento en aguas residuales.

PROCESOS DE TRATAMIENTO	REMOCIÓN (%)		REMOCIÓN ciclos log 10	
	DBO	Sólidos en suspensión	Bacterias	Helmitos
Sedimentación Primaria	25 - 30	40 - 70	0 - 1	0 - 1
Lodos activados (a)	70 - 95	70 - 95	0 - 2	0 - 1
Filtros percoladores (a)	50 - 90	70 - 90	0 - 2	0 - 1
Lagunas aereadas (b)	80 - 90	(c)	1 - 2.	0 - 1
Zanjas de oxidación (d)	70 - 95	80 - 95	1 - 2.	0 - 1
Lagunas de estabiización (e)	70 - 85	(c)	1 - 6.	1 - 4.

Nota: (a) precedidos y seguidos de sedimentación; (d) seguidas de sedimentación; datos obtenidos de la norma OS. 090.

2.3. Marco Conceptual

2.3.1. Topografía.

“La topografía es una ciencia aplicada que, a partir de principios, métodos y con la ayuda de instrumentos permite representar gráficamente las formas naturales y artificiales que se encuentran sobre una parte de la superficie terrestre, como también determinar la posición relativa o absoluta de puntos sobre la Tierra.” (Jimenez, 2007).

2.3.1.1. División básica de la Topografía.

2.3.1.1.1. Planimetría.

La planimetría tiene la finalidad de obtener la representación en una superficie plana. “Se encarga de representar gráficamente una porción de tierra sin tener en cuenta los desniveles o diferentes alturas que pueda tener el mencionado terreno.” (Mendoza, 2010).

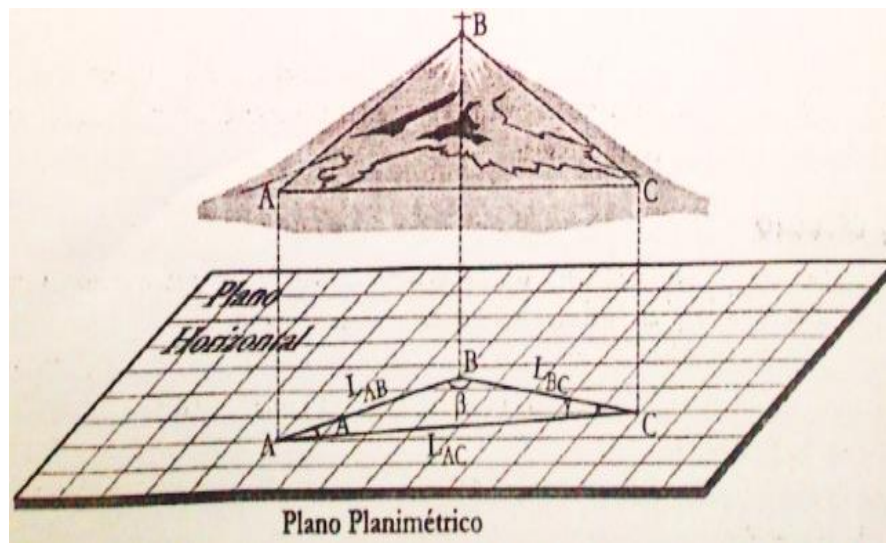


Figura 2. Plano planimétrico (Mendoza, 2010).

2.3.1.1.2. Altimetría.

La altimetría consigue presentar el relieve del terreno con respecto a un plano de referencia como lo indica Jorge Mendoza en el párrafo siguiente, “Se encarga de representar gráficamente las diferencias altitudes de los puntos de la superficie terrestre respecto a una superficie de referencia.” (Mendoza, 2010).

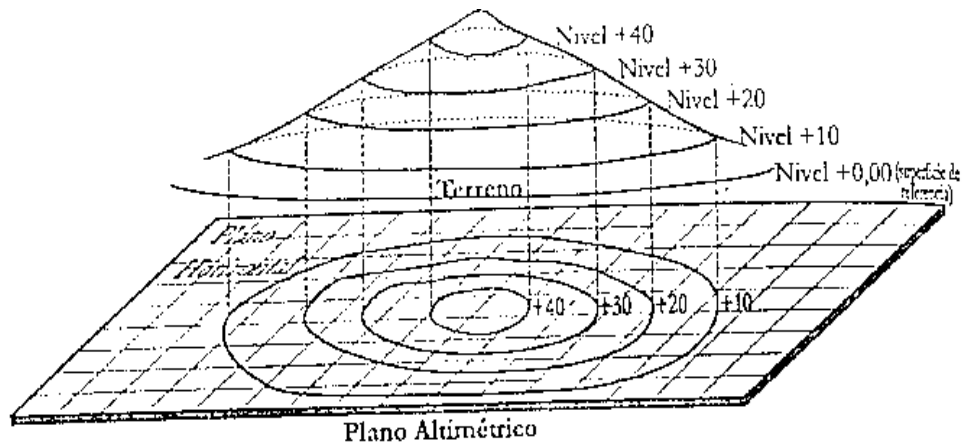


Figura 3. Plano alimétrico. (Mendoza, 2010).

2.3.1.2. Clases de distancias.

Existen tres clases de distancias:

1. Distancia Real: “Es la longitud del alineamiento teniendo en cuenta todas las irregularidades del terreno (todo su desarrollo); equivale a estirar el perfil y a medir su longitud.” (Jimenez, 2007).

2. Distancia Geométrica:” Es la longitud de la recta que une los puntos extremos de un alineamiento (sin tener en cuenta el perfil del alineamiento).” (Jimenez, 2007).

3. Distancia Horizontal (reducida o Topográfica): “Es la proyección de la distancia geométrica sobre un plano horizontal, es lo que se denomina propiamente como distancia topográfica. Medir esta distancia es el objeto de la planimetría.” (Jimenez, 2007).

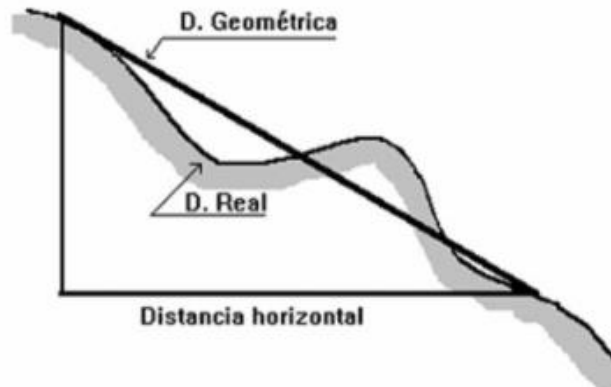


Figura 4. Clases de distancias (Jimenez, 2007)

2.3.1.3. Levantamiento topográfico.

El levantamiento topográfico es una fase de un estudio técnico y descriptivo sobre un terreno por el cual es una representación gráfica que se denomina levantamiento y su resultado se le conoce como plano, que contiene una proyección de puntos del terreno a levantar ofreciendo así una visión en planta (Jimenez, 2007).

2.3.2. Suelo.

El suelo está compuesto por materia orgánica, minerales, organismos vegetales, organismos animales, aire y agua. Es una capa delgada que se ha estado formándose lentamente, a través de los siglos, por la desintegración de las rocas superficiales por la acción del agua y los cambios climáticos.

2.3.3. Manejo Integral.

Es la admisión de todas las medidas necesarias en las actividades de prevención, reducción, separación, acopio, almacenamiento, transporte, aprovechamiento, tratamiento y/o disposición final y la reutilización, de manera apropiada, para proteger la salud humana y el medio ambiente contra los efectos dañinos temporales y/o permanentes que puedan derivarse de las aguas residuales.

Manejo Integral se describe como un manual que permite señalar a lo que es total o global. Por ejemplo: “Este país necesita un proyecto integral y no medidas que actúan como parches para solucionar sólo los problemas más urgentes.” (Pérez & Merino, 2014).

2.3.3.1. Manejo integral de aguas residuales.

Se entiende por manejo integral de aguas residuales, el proceso mediante el cual se comienza una gestión coordinada y proyectada para el agua residual a fin de mejorar los beneficios económicos y el bienestar social, generando una sostenibilidad a los ecosistemas.

2.3.4. Aguas Residuales.

Se denomina aguas residuales a aquellas que resultan del uso doméstico o industrial que se trasladan al sistema de alcantarillado de una determinada población después de haber sido usada. También se puede decir que es cualquier tipo de agua cuya calidad se vio afectada de manera negativa.

2.3.4.1. Sistema De Alcantarillado Sanitario.

Este sistema nos sirve para poder evacuar las aguas que han sido generadas por un habitante de una población esto va unido junto al abastecimiento de agua potable, que es prioridad fundamental para tener un desarrollo urbano, esto no termina de satisfacer ya que se encuentra

el problema del desalojo de las aguas residuales, que por lo tanto se requiere de una construcción de un sistema de alcantarillado sanitario para poder eliminar estas aguas que son generadas por los integrantes dentro de la zona urbana. (SIAPA, 2014, p. 2).

La composición que integran este sistema son una principal fuente para poder tener un buen funcionamiento de este que son algunos de los siguientes: atarjeas, subcolectores, colectores, interceptores, emisores, plantas de tratamiento, estaciones de bombeo, descarga final y obras accesorias. El destino final de estas aguas residuales será depositado en un cuerpo receptor hasta lograr el reusó dependiendo de la magnitud del tratamiento que se realice y contribuyendo también con las condiciones de estudio. (SIAPA, 2014, p. 2)

2.3.4.2. Componentes de las redes de Alcantarillado.

2.3.4.2.1. Red de artejas.

La recolección es una etapa fundamental en este sistema y es por esto que a través de esta red se podrá recolectar y también transportar las aguas residuales como domésticas, comerciales e industriales hacia los colectores. Y están acompañadas por tuberías que ayudan a la circulación de las aguas residuales. (SIAPA, 2014, p. 4).

Esta red tiene inicio por una descarga domiciliaria que a su vez esta designado bajo un parámetro que en la mayoría de los casos es de 15cm (6") siendo este la condición mínima. (SIAPA, 2014, p. 4).

2.3.4.2.2. Subcolectores, Colectores e interceptores.

- **Sub-Collector:** Es la tubería que recibe las aguas negras de las atarjeas para después conectarse a un colector.

- **Colector:** Es la tubería que recoge las aguas negras de las atarjeas. Puede terminar en un interceptor, en un emisor o en la planta de tratamiento. No es admisible conectar los albañales directamente a un colector; en estos casos el diseño debe prever atarjeas paralelas a los colectores.
- **Interceptor:** Son las tuberías que interceptan las aportaciones de aguas negras de dos o más colectores y terminan en un emisor o en la planta de tratamiento.

2.3.4.2.3. *Emisores.*

“Emisor es el conducto que recibe las aguas de uno o más colectores o interceptores, no recibe ninguna aportación adicional (atarjeas o descargas domiciliarias) en su trayecto y su función es conducir las aguas negras a la planta de tratamiento.” (SIAPA, 2014, p. 4).

2.3.4.3. *Sistema Convencional.*

Alcantarillado Convencional: “Son para la recolección y conducción de las aguas residuales. Está constituido por redes colectoras que son construidas, en la parte central de calles e instaladas en pendiente, permitiendo que se establezca un flujo por gravedad hacia la planta de tratamiento.” (OPS & CEPIS, 2005, p. 6).

En la CEPIS nos indica que existe otro componente que son las conexiones domiciliarias que son conectadas con las redes de desagüe de las viviendas con un objetivo de guiar las aguas residuales hacia las alcantarillas más próximas. (OPS & CEPIS, 2005, p. 6).

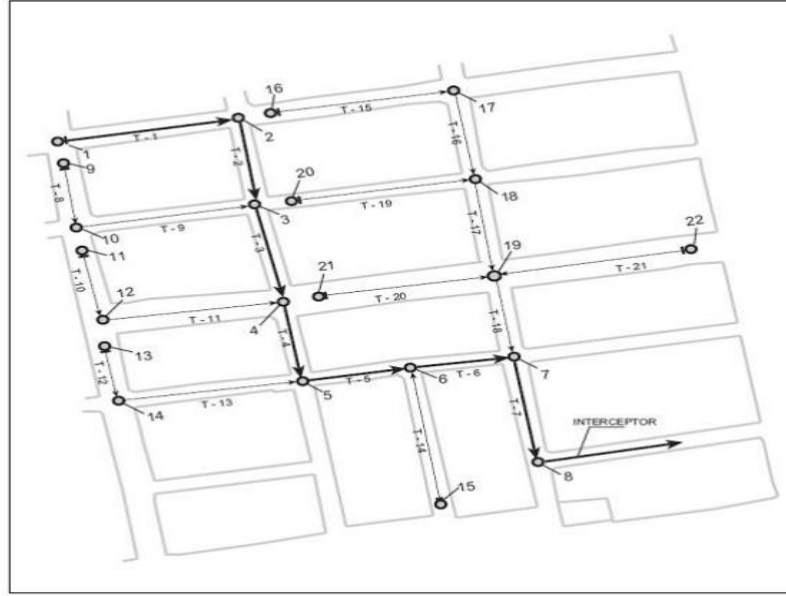


Figura 5. Esquema de una red de alcantarillado convencional. (OPS & CEPIS, Guías para el diseño de tecnologías de alcantarillado, 2005)

2.3.4.4. Sistema No Convencional.

- a) **Alcantarillado simplificado:** “Un sistema de alcantarillado sanitario simplificado se diseña con los mismos lineamientos de un alcantarillado convencional, pero teniendo en cuenta la posibilidad de reducir diámetros y disminuir distancias entre pozos al disponer de mejores equipos de mantenimiento.” (CONAGUA, 2009, p. 5).
- b) **Alcantarillado condominial:** “Son los alcantarillados que recogen las aguas residuales de un pequeño grupo de viviendas, menor a una hectárea, y las conduce a un sistema de alcantarillado convencional.” (CONAGUA, 2009, p. 5).
- c) **Alcantarillado de pequeño diámetro.** Su Propósito es que los colectores reciban solo las aguas residuales para su disposición y tratamiento. Otros sólidos que son de obstrucción para los tubos son separados del flujo, estos sólidos se acumulan en los tanques, que son extraídos periódicamente para una disposición segura. (OPS & CEPIS, 2005, p. 10).

2.3.4.5. *Método de cálculo de la demanda de la población.*

2.3.4.5.1. *Periodo de diseño.*

“El período de diseño permite definir el tamaño del proyecto en base a la población a ser atendida al final del mismo.” (OPS & CEPIS, 2005, p. 17).

Si el período del proyecto es corto, el sistema requerirá una menor inversión a corto plazo, pero luego requerirá inversiones mayores por el crecimiento poblacional. Por otro lado, con un período de diseño mayor requerirá mayor inversión inicial, pero después no necesitará de nuevas inversiones. Para proyectos rurales se recomienda considerar periodos de diseño cortos y considerando la construcción por etapas, a fin de compensar los posibles errores en las estimaciones del crecimiento de población. (OPS & CEPIS, 2005, p. 17).

Tabla 5
Periodo de diseño recomendado.

Elemento del sistema	Periodo (años)
Obras de captación	
Pozos	
Plantas de tratamiento (1)	
Reservorio	20
Tuberías de conducción, impulsión distribución	
Caseta de bombeo	
Equipos de bombeo	10

Nota: (OPS & CEPIS, Criterios básicos para la implementación de sistemas de agua y saneamiento en los ámbitos rural y de pequeñas ciudades , 2006)

2.3.4.5.2. *Dotación de agua.*

El consumo diario de agua por individuo observados empíricamente en las áreas pobres estudio realizado en Brasil el año 1905 lo podemos apreciar en la siguiente tabla:

Tabla 6
Consumo promedio diario de agua por individuo.

Naturaleza	Consumo (l/hab/día)
Bebida	2
Preparación de alimentos	6
lavado de utensilios	2-9
lavado de manos y cara	5
Baño	10 -30
Lavado de ropa	10-15
Limpieza de recipientes sanitarios	9-10
Perdidas eventuales	6-13
Total	50-90

Fuente: (OPS & CEPIS, Guías para el diseño de tecnologías de alcantarillado, 2005)

En la norma OS.100 nos dice que, si no hay la existencia de estudios, se considerará una dotación para sistemas con conexiones domiciliarias de: 180 I/hab/d, en clima frío y de 220 I/hab/d en clima templado y cálido. Para viviendas con lotes de área menor o igual a 90 m², las dotaciones serán de 120 I/hab/d en clima frío y de 150 I/hab/d en clima templado y cálido. (OS100, 2006, p. 1).

En sistemas convencionales la CEPIS nos muestra las siguientes cantidades de dotación de acuerdo al tipo de población existente:

Tabla 7
Dotación para poblaciones.

Zona	Dotación lt/hab/día	
	Rural	Pequeñas ciudades
Sierra	40	
Costa	50	100
Selva	60	

Nota: Datos obtenidos de (OPS & CEPIS, 2006)

Tabla 8

La dotación de agua para locales educacionales y residencias estudiantiles.

Tipo de local educacional	Dotación Diaria
Alumnado y personal no residente	50 l por persona
Alumnado y personal residente	200 l por persona

Nota: Dato obtenido del reglamento IS 010

2.3.4.5.3. *Demanda.*

Cantidad de agua potable que requiere una determinada población para satisfacer sus necesidades y su consumo varía en función del clima y temperatura. El consumo promedio diario anual, se obtiene del resultado de una estimación del consumo per cápita y se determina mediante la siguiente formula:

$$Q_m = \frac{C \times P_f \times \text{dotación}(d)}{86400s/día}$$

Donde:

Q_m= Consumo promedio diario (l/s)

P_f= Población Futura (hab.)

D= Dotación (l/hab./día)

C= Coeficiente de retorno (0.80)

Coeficiente de retorno (C) es la cantidad de aguas residuales generada por una población. El porcentaje de agua que no ingresa a las redes de alcantarillado, depende de diversos factores, por ejemplo: “los hábitos, las características de la comunidad, y las variaciones del consumo según las estaciones climáticas. Es recomendable estimar este factor en base a información y estudios, cuando no puedan ser realizados es recomendable asumir valores entre 0,80 a 0,85.” (OPS & CEPIS, 2005).

2.3.4.6. Tubería.

La red de alcantarillado se compone de tubos y conexiones, el cual permite la conducción de las aguas residuales. Para la recolección de las aguas en la red de alcantarillado, intervienen diversos factores, como: “Resistencia mecánica, resistencia estructural del material, durabilidad, capacidad de conducción, características de los suelos y agua, economía, facilidad de manejo, colocación e instalación, facilidad de mantenimiento y reparación.” (CONAGUA, 2009, p. 12).

2.3.4.7. Criterio de la fuerza tractiva.

“La fuerza tractiva mínima debe ser suficiente para transportar entre el 90% al 95% del material granular que se estima ingresar en el sistema de alcantarillado.” (PROAGUA & GTZ, 2003, p. 45). La fuerza tractiva mínima para los sistemas de alcantarillado sanitario es:

$$\tau_{min} = 0.10Kg/m^2$$

La tensión tractiva (τ), “Es la fuerza tangencial por unidad de área mojada ejercida por el flujo de aguas residuales sobre un colector y en consecuencia sobre el material depositado.” (OPS & CEPIS, 2005, p. 31).

$$\tau = \rho gRS$$

Donde:

S=Pendiente de la Tubería (m/m)

τ =Fuerza Tractiva o Tensión de Arrastre (Kg/m²)

ρ =densidad de aguas residuales (kg/m³)

R=Radio Hidráulico (m)

g=Gravedad (m/s²)

2.3.4.8. Pendiente mínima.

Las pendientes de las tuberías deben cumplir la condición de auto limpieza aplicando el criterio de tensión Tractiva. Cada tramo debe ser verificado por el criterio de tensión tractiva media. (OS070, 2009, p. 4).

$$S_{min} = 0.0055Q_i^{-0.47}$$

Qi= Caudal Inicial (l/s)

Tabla 9
Pendiente mínima para colectores de alcantarillado sanitario.

Diámetro	Pendiente Mínima (Smin)	Capacidad Plena	
		Velocidad	Caudal
M	o/oo	m/s	l/s
0.10	6.53	0.53	4.2
0.15	4.35	0.57	10.0
0.20	3.27	0.60	18.7
0.25	2.61	0.62	30.4
0.30	2.18	0.60	45.1
0.35	1.87	0.65	63.0
0.40	1.63	0.67	84.2
0.45	1.45	0.68	108.6
0.50	1.31	0.70	136.5
0.55	1.19	0.71	167.8
0.60	1.09	0.72	202.6
0.65	1.00	0.73	240.9
0.70	0.93	0.74	282.9
0.75	0.87	0.74	328.5
0.80	0.82	0.75	377.8
0.85	0.77	0.76	430.9
0.90	0.73	0.77	487.7
0.95	0.69	0.77	548.3
1.00	0.65	0.78	612.7

Fuente: (PROAGUA & GTZ, 2003)

2.3.4.9. Variables hidráulicas.

2.3.4.9.1. Velocidad mínima.

La práctica normal es proyectar el alcantarillado con una pendiente que asegure una velocidad mínima de 0,60 m/s. (OPS & CEPIS, 2005, p. 28).

“Cuando el tirante es menor a la mitad del diámetro de la tubería, la velocidad será menor de 0,60 m/s, mientras que, para tirantes mayores a la mitad del diámetro, la velocidad estará ligeramente superior de 0,60 m/s.” (OPS & CEPIS, 2005, p. 28).

2.3.4.9.2. Velocidad máxima

“La velocidad final (V_f) sea superior a la velocidad crítica (V_c), la altura máxima de lámina líquida admisible debe ser 0,5 del diámetro del colector, asegurando la ventilación del tramo. La velocidad crítica es definida por:” (OPS & CEPIS, 2005, p. 29).

$$V_c = 6\sqrt{gR}$$

Donde:

V_c = Velocidad crítica (m/s)

g = Aceleración de la gravedad (m/s²)

R = Radio hidráulico (m)

1.1.1.1. Separación máxima.

La separación máxima entre las cámaras de inspección será:

Tabla 10

Separación entre cámaras de inspección.

Diámetro De Tuberías	Separación Max.
150mm	80m
200 a 250mm	100m
300 a 600 mm	150m
Mayores diámetros	250m

Fuente: (OPS & CEPIS, Guías para el diseño de tecnologías de alcantarillado, 2005, p. 38).

2.3.5. Planta De Tratamiento De Aguas Residuales.

Es la disposición final de las aguas residuales, el proceso consiste en retirar los contaminantes, sin riesgos para la salud y/o medio ambiente o el reúso en otras actividades de nuestra vida cotidiana.

2.3.5.1. *Pretratamiento.*

Es la eliminación de los objetos o residuos de gran escala en tamaño, que son arrastrados junto con las aguas residuales, como plásticos, arenas de gran tamaño o finos, etc. Sirviendo para proteger a los equipos en las siguientes fases.

2.3.5.1.1. *Cribado o rejillas.*

La operación de cribado se emplea para remover el material grueso, generalmente flotante, contenido en algunas aguas residuales, que puede obstruir o dañar bombas, tuberías y equipos de las plantas de tratamiento o interferir con la buena operación de los procesos de tratamiento.

Las rejillas de barras se pueden ser manual o mecánico. Las características de ambos tipos se comparan en la Tabla 11. Y por siguiente se analiza los detalles de cada tipo de rejilla, así como los factores que hay que considerar en el proyecto de las instalaciones de rejillas.

Tabla 11
Información típica para el proyecto de rejillas de barras de limpieza manual y mecánica.

Características	Limpieza manual	Limpieza Mecánica
Tamaño de la barra:		
Anchura, mm	5-15	5-15
Profundidad, mm	25-37,5	25-37,5
Separación entre barras, mm	25-50	15-75
Pendiente en relación a la vertical, grados	25-50	50-82,5
Velocidad de aproximación , m/s	150	150
Perdida de carga admisible, mm	150	150

Nota: Valores a considerar para la realización del diseño de cribas o rejillas. (Metcalf & Eddy, 1995)

Rejas de limpieza manual: Para estos tipos según el autor citado nos muestra que se emplean en pequeñas estaciones de bombeo de agua. Que en casos se utilice rejas de limpieza manual, la longitud no tendrá que exceder de 3m. (Metcalf & Eddy, 1995, p. 510).

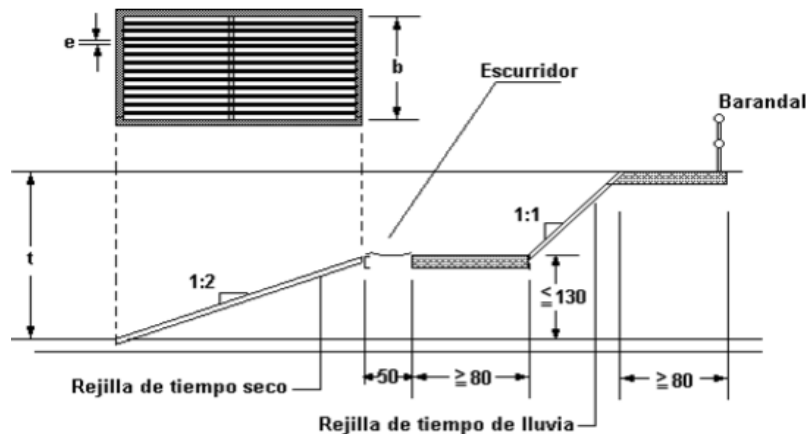


Figura 6. Rejillas de limpieza manual. (CONAGUA, 2009)

Rejas de limpieza mecánica: Se ha utilizado desde hace más de 50 años, su objetivo es reducir y separar los residuos de gran tamaño. En la mayoría de los diseños son de materiales resistentes a la corrosión como el acero inoxidable o los materiales plásticos. (Metcalf & Eddy, 1995, p. 511).

2.3.5.1.2. Desarenadores.

“Tienen como función remover y evacuar las partículas que la captación de una fuente superficial permita pasar, estas partículas pueden causar abrasiones al equipo mecánico provocando su desgaste y reducen la formación de depósitos pesados en tuberías, canales y conductos.” (Bravo, 2007, p. 49).

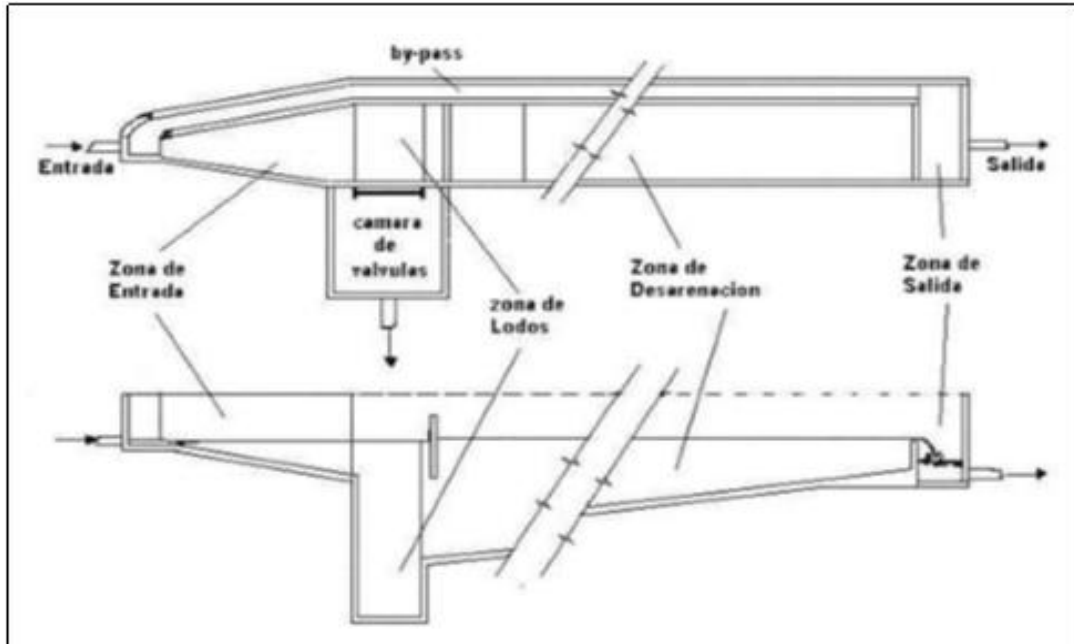


Figura 7. Geometría del desarenador flujo horizontal. (OPS & CEPIS, 2005)

2.3.5.1.3. Medición de gastos.

Los dispositivos de medición del gasto son esenciales para la operación de las plantas de tratamiento de aguas residuales y se incluyen generalmente en el tratamiento primario.

El canal Parshall ha sido empleado como dispositivo de medición de gastos en las plantas de tratamiento de aguas residuales, instalaciones en las que el bajo costo. La ventaja del canal Parshall que lo hace ser el más utilizado, es que su forma no permite la acumulación de sólidos en ninguna parte del canal.

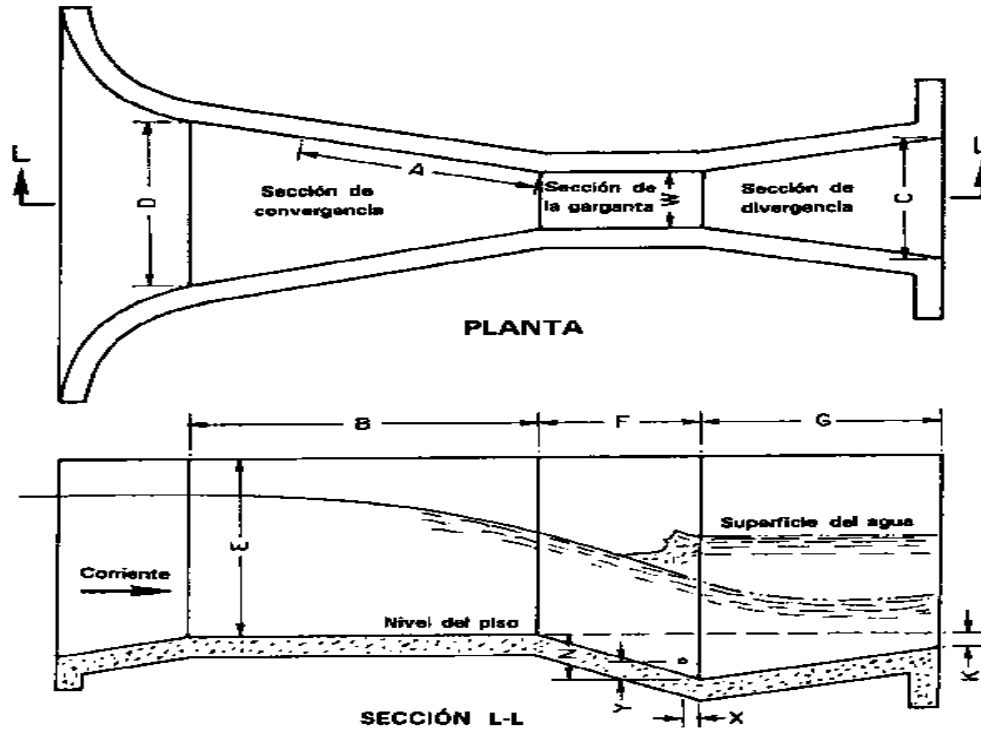


Figura 8. Canal Parshall. (Sostenible, s.f.)

2.3.5.2. Tratamiento primario.

“Es la separación por medios físicos y a veces con químicos, de los sólidos en suspensión no retenidos en el tratamiento previo, así como de las sustancias flotantes y aceites. Entre otras, la sedimentación, la floculación y la flotación.” (OS 090, 2006, p. 93)

El objetivo del tratamiento primario es de reducir la carga para que el posterior tratamiento remueva los sólidos orgánicos e inorgánicos sedimentables. (OS 090, 2006, p. 93).

2.3.5.2.1. Tanque Séptico.

Uno de los objetivos es generar una estabilidad hidráulica, permitiendo la sedimentación en las partículas pesadas. La materia orgánica que contiene las capas de lodos es descompuesta por bacterias anaerobias por ende los tanques sépticos evacuan un efluente anaerobio y “contiene

probablemente un elevado número de agentes patógenos, que son una fuente potencial de infección, no debe usarse para regar cultivos ni descargarse canales o aguas superficiales sin permiso de la autoridad sanitaria.” (OPS & CEPIS, 2005, p. 5).

2.3.5.2.2. Tanque imhoff.

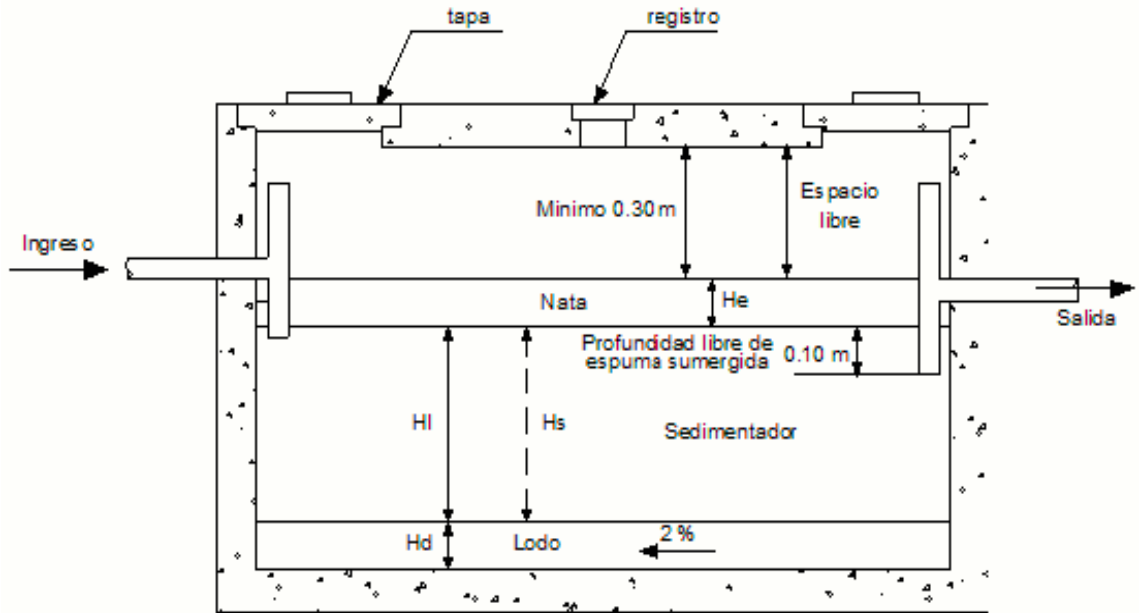


Figura 9. Tanque Séptico. (OPS & CEPIS, 2005)

El tanque imhoff es una unidad de tratamiento primario cuya finalidad es la remoción de sólidos suspendidos.

“Para comunidades de 5000 habitantes o menos, los tanques imhoff ofrecen ventajas para el tratamiento de aguas residuales domésticas, ya que integran la sedimentación del agua y a digestión de los lodos sedimentados en la misma unidad.” (OPS & CEPIS, 2005, p. 11).

El tanque imhoff típico es de forma rectangular y se divide en tres compartimentos:

- Cámara de sedimentación.
- Cámara de digestión de lodos.

- Área de ventilación y acumulación de natas.

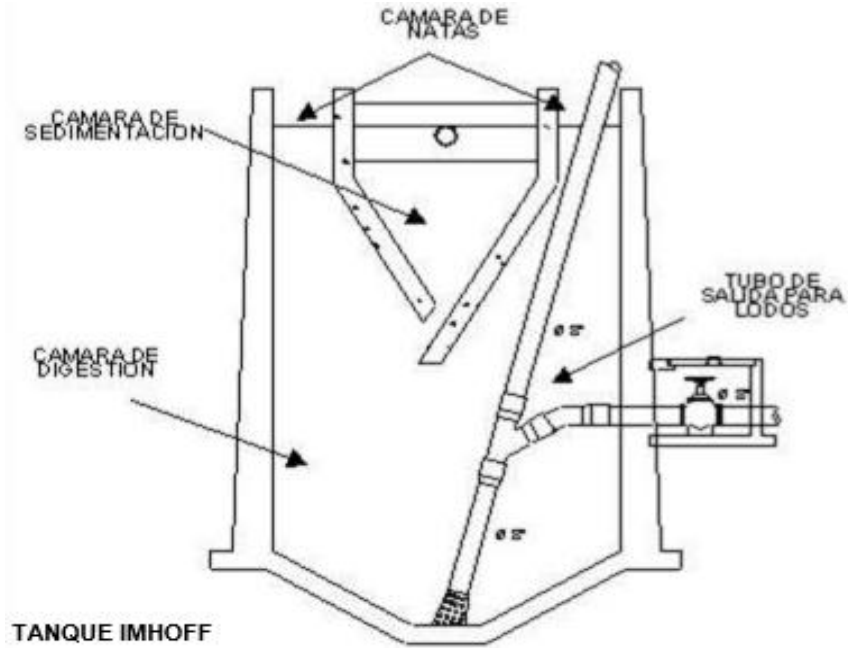


Figura 10. TANQUE IMHOFF. (OPS & CEPIS, 2005)

Tabla 12
Tiempo requerido para digestión de lodos.

TEMPERATURA (°C)	TIEMPO DE DIGESTION (DIAS)
5	110
10	76
15	55
20	40
>25	30

Nota: Valores para el proceso de digestión que tendrá de acuerdo a la temperatura de la zona (OPS & CEPIS, 2005)

El fondo del compartimiento tendrá la forma de un tronco de pirámide, cuyas paredes tendrán una inclinación de 15° a 30° con respecto a la horizontal.

2.3.5.2.3. *Tanque de sedimentación.*

Los tanques de sedimentación primaria son utilizados como único tratamiento o como paso previo al tratamiento posterior. Cuando es utilizado como único tratamiento, sirven para la eliminación de: “Sólidos sedimentables capaces de formar depósitos de fango en las aguas receptoras; aceite libre, grasas, y otras materias flotantes, y parte de la carga orgánica vertida a las aguas receptoras.” (Metcalf & Eddy, 1995, p. 539).

“Los tanques de sedimentación primaria bien dimensionados y explotados con eficiencia eliminan entre el 50% y el 70% de los sólidos suspendidos y entre el 25% y el 40 % de la DB05.” (Metcalf & Eddy, 1995, p. 539).

Tiempo de retención:

“El período de retención nominal será de 1,5 a 2,5 horas (recomendable < 2 horas), basado en el caudal máximo diario de diseño.” (Metcalf & Eddy, 1995, p. 540).

En zonas de climas fríos, los incrementos de la viscosidad del agua producidos por las bajas temperaturas retardan la sedimentación de las partículas en los decantadores y reducen los rendimientos de las instalaciones para temperaturas inferiores a los 20°C.

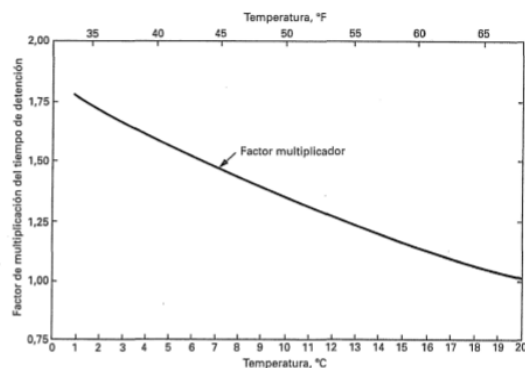


Figura 11. Variación del tiempo de decantación respecto a la temperatura en sedimentadores primarios. (Metcalf & Eddy, 1995).

Tabla 13
Valores típicos para el tanque de sedimentación primaria.

Características	Valor	
	Intervalo	típico
Decantación primaria seguida de tratamiento secundario:		
Tiempo de detención, h	1.5-2.5	2,0
Carga de superficie, m ³ /m. d		
A caudal medio	800-1.200	
A caudal punta	2.000-3.000	2.500
Carga sobre vertedero, m ³ /m. d	10.0000-40.000	20.000
Sedimentación primaria con adición del fango activado en exceso:		
Tiempo de detención, h	1.5-2.5	2,0
Carga de superficie, m ³ /m. d		
A caudal medio	600-800	
A caudal punta	1.200-1.700	1.500
Carga sobre vertedero, m ³ /m. d	10.0000-40.000	20.000

Fuente: (Metcalf & Eddy, 1995).

Tipo tamaño y forma de los tanques: Para la elección del tipo de tanque, “depende del tamaño de la instalación, de las disposiciones y reglamentos de los organismos locales de control, de las condiciones locales del terreno, de la experiencia y juicio del proyectista, y de la estimación de los costos.” (Metcalf & Eddy, 1995, p. 543).

Tabla 14
Dimensiones típicas de un sedimentador primario.

Características	Valor	
	Intervalo	típico
Rectangular:		
Profundidad, m	3-4.5	3.6
Longitud, m	15-90	25-40
Anchura, m	3-25	5-10
Velocidad de los rascadores , m/min	0.6-1.2	0.9
Circular		
Profundidad, m	3-4.5	3.6
Diámetro, m	3-60	12-45
Pendiente	6.25-16	8
Velocidad de los rascadores , m/min	0.02-0.05	0.03

Nota: Si las anchuras de los tanques rectangulares de limpieza mecánica son mayores a 6m, pueden utilizarse compartimientos múltiples con equipos de raspado individuales, permitiendo, por tanto, anchuras de tanques hasta 24m o mayores. (Metcalf & Eddy, 1995, p. 544).

2.3.5.3. *Tratamiento secundario*

Es la eliminación de la materia orgánica biodegradable. Esta etapa proporciona el crecimiento de microorganismos que se alimentan de la materia orgánica, de tal manera que los microorganismos se conviertan en flóculos macroscópicos con suficiente masa y fáciles de sedimentar.

“Se considerarán como tratamiento secundario los procesos biológicos con una eficiencia de remoción de DBO soluble mayor a 80%, pudiendo ser de biomasa en suspensión o biomasa adherida.” (OS 090, 2006, p. 33).

Los sistemas que integran son: lagunas de estabilización, lodos activados, filtros biológicos y módulos rotatorios de contacto.

2.3.5.4. Tipos de etapas en plantas de tratamiento de agua.

2.3.5.4.1. Lagunas de estabilización.

“Las lagunas de estabilización son estanques diseñados para el tratamiento de aguas residuales mediante procesos biológicos naturales de interacción de la biomasa (algas, bacterias, protozoarios, etc.) y la materia orgánica contenida en el agua residual.” (OS 090, 2006, p. 34).

TIPOS:

Lagunas Anaeróbicas

Lagunas Aireadas

Lagunas Facultativas

Lagunas de Maduración

2.3.5.4.2. Tratamiento con lodos activados.

El tratamiento con lodos activados contiene lodos sedimentados con microorganismos activos que retornan al reactor para aumentar la biomasa. “La mezcla de las aguas a tratar con los lodos de retorno recibe el nombre de licor mezclado. El proceso es aerobio, siendo el oxígeno suministrado por el aire de la atmósfera.” (Valdez & Vazquez, 2003, p. 22).

- Sedimentador Secundario
- Zanjas De Oxidación

Canal de oxidación o carrusel

Este sistema consiste en un depósito alargado, que funciona en circuito cerrado. Contiene rotores tipo cepillo que realizan simultáneamente la oxidación y la circulación del licor de mezcla.

“Normalmente, el canal de oxidación se utiliza en pequeñas instalaciones y en aireación prolongada.” (Henández, 2015).

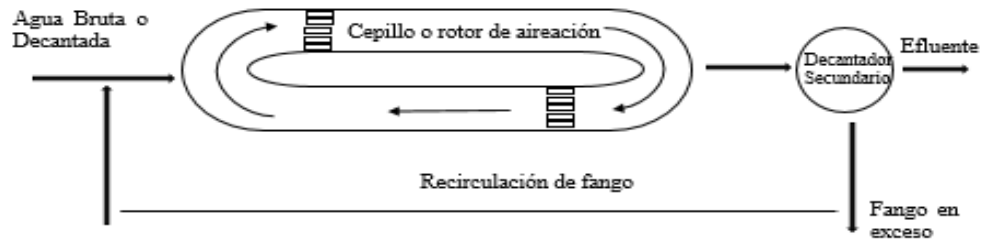


Figura 12. Esquema de una instalación de canal de oxidación. (Henández, 2015)

2.3.5.4.3. Filtros percoladores.

Para los filtros percoladores se debe priorizar un diseño que disminuya la utilización de equipos mecánicos. Por ende, se considera las siguientes opciones: “lechos de piedra, distribución del efluente primario (tratado en tanques Imhoff) por medio de boquillas o mecanismos de brazo giratorios autopropulsados, sedimentadores secundarios sin mecanismos de barrido (con tolvas de lodos) y retorno del lodo secundario al tratamiento primario.” (OS 090, 2006, p. 51).

VENTAJAS: Son adaptables a las fluctuaciones de carga e implican un menor consumo de energía. Para este sistema se suele utilizar químicos para que su rendimiento sea eficaz, proporcionando una trabajabilidad similar al sistema de lodos activados.

DESVENTAJAS: Tienen agentes molestos como moscas, que pueden alterar las funciones de la planta. Si no presenta una adecuada operación y se mantenga, puede volverse anaeróbica, perjudicando la ejecución del tratamiento. En áreas intensamente desarrolladas, estas plantas pueden convertirse en foco de olores ofensivos.

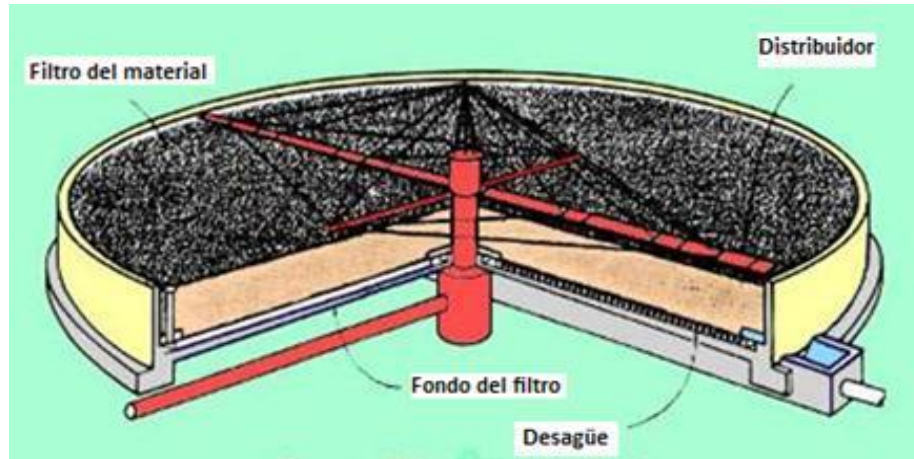


Figura 13. Filtro Percolador. (Roa, 2012)

2.3.5.4.4. Humedales artificiales.

Este sistema es más agradable desde el punto de vista ambiental ya que no requiere instalaciones complejas, tiene un costo de mantenimiento bajo y se acopla al paisaje natural. Y como desventaja principal es la mayor cantidad de superficie que se requiere.

“Es un sistema de tratamiento (estanque o cauce) poco profundo, construido por el hombre, en el que se han sembrado plantas acuáticas, y contado con los procesos naturales para tratar el agua residual.” (Lahora, 2001)

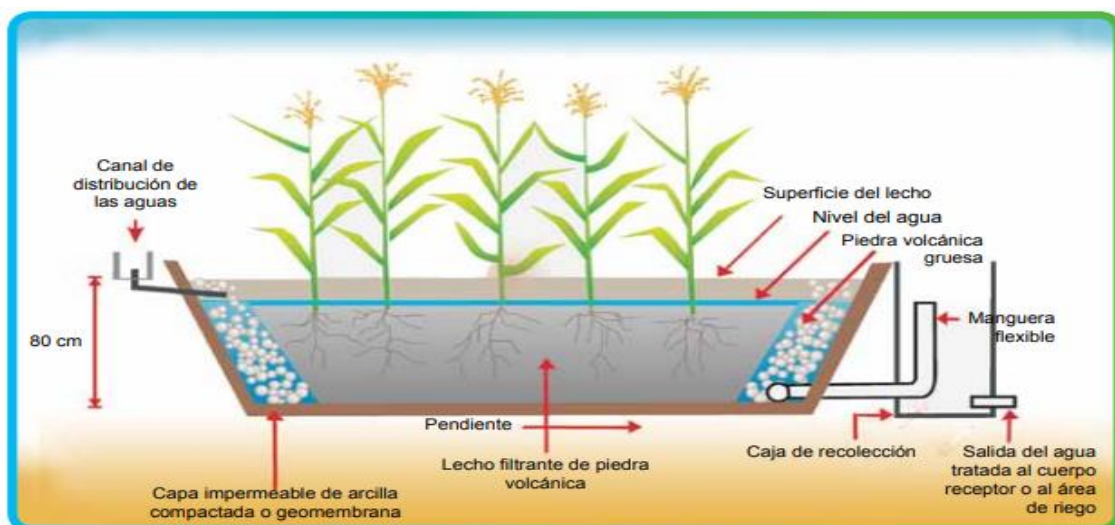


Figura 14. Estructura de un humedal artificial horizontal. (SINIA, 2009)

1.1.2. Marco conceptual.

DEMANDA QUÍMICA DE OXÍGENO (DQO): Es la cantidad de oxígeno requerida para oxidar químicamente los materiales orgánicos presentes en una muestra de agua. Esta oxidación degrada el material orgánico biodegradable y no biodegradable.

“La prueba DQO es usada para medir el material orgánico presente en las aguas residuales, capaz de ser oxidado químicamente con una solución de dicromato en medio ácido.” (Metcalf & Eddy, 1995, p. 93).

DEMANDA BIOQUÍMICA DE OXÍGENO (DBO): “La medida de la DBO es importante en el tratamiento de aguas residuales y para la gestión técnica de la calidad de agua porque se utiliza para determinar la cantidad aproximada de oxígeno que se requerirá para estabilizar biológicamente la materia orgánica.” (OS 090, 2006).

Es la cantidad de oxígeno utilizada por los microorganismos para la descomposición de la materia orgánica, varía según la temperatura y este análisis se realiza durante 5 días a 20°C.

AFLUENTE: Agua residual que ingresa a una planta de tratamiento de aguas residuales o proceso de tratamiento.

EFLUENTE: Agua residual que sale de una planta o un proceso de tratamiento.

OXÍGENO DISUELTO: “La determinación del OD es muy importante por cuanto es el factor que determina la existencia de condiciones aeróbicas o anaeróbicas en un medio particular. La determinación de OD sirve como base para cuantificar el DBO.” (Romero Rojas, 2005, p. 173).

SÓLIDOS SUSPENDIDOS: Son las partículas flotantes y aquellas otras que también son perceptibles a simple vista y tienen posibilidades de ser separadas del líquido por medios físicos sencillos. Dentro de los sólidos suspendidos se pueden distinguir los sólidos sedimentables, que se depositarán por gravedad en el fondo de los receptores. Estos sólidos sedimentables, son una medida aproximada de la cantidad de fango que se eliminará mediante sedimentación.

CAPÍTULO III

MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. Metodología y tipo de la investigación

3.1.1. Metodología de Investigación.

El proyecto de investigación es de tipo CUANTITATIVO porque a través de datos numéricos se establece los resultados utilizando herramientas y conocimientos establecidos de acuerdo a varios autores buscando así una medición controlada de la situación y que está claramente orientada a conseguir un resultado determinado.

“Usa la recolección de datos para probar hipótesis, con base en la medición numérica y el análisis estadístico, para establecer patrones de comportamiento y probar teorías.” (Hernández, Fernández, & Baptista, 2014)

El método de la investigación es EMPIRICO: OBSERVACIÓN tiene como propósito la observación de la situación actual de Villa Chullunqui, esto nos permitirá conocer la realidad mediante la percepción directa de los objetos y fenómenos.

La observación, como procedimiento, puede utilizarse en distintos momentos de una investigación más compleja: en su etapa inicial se usa en el diagnóstico del problema a investigar y es de gran utilidad en el diseño de la investigación. En el transcurso de la investigación puede convertirse en procedimiento propio del método utilizado en la comprobación de la hipótesis.

3.1.2. Alcance de la Investigación.

Para la elaboración de la presente tesis se aplicará el nivel CORRELACIONAL-EXPLICATIVO, debido a que se desarrollaran los estudios de causa y efecto, ya que el propósito del estudio es encontrar la causa del problema, debido a ello realizaremos un diagnóstico de la red de alcantarillado actual, la calidad de las aguas residuales que se vierte al suelo y finalmente proponer un manejo integral de aguas residuales.

Los estudios explicativos, “Como su nombre lo indica, su interés se centra en explicar por qué ocurre un fenómeno y en qué condiciones se manifiesta o por qué se relacionan dos o más variables.” (Hernández, Fernández, & Baptista, 2014).

3.1.3. Diseño de investigación.

La investigación es NO EXPERIMENTAL, porque su realización será sin manipulación de las variables y se analizaran los fenómenos de acuerdo a la observación de todo el sistema en su situación actual.

Además, es TRANSECCIONAL O TRANSVERSAL, porque tiene objetivo indagar la situación y los valores en que se manifiestan una o más variables en un solo momento y tiempo.

Se correlacionan:

X1 _____ Y1

Relación casual:

X1  Y1

3.2. Desarrollo De La Investigación.

La presente investigación se desarrolla primeramente con la recolección de datos, así como la interpretación de los mismos, también la búsqueda de soluciones a través de la teoría existente y fórmulas que me permitirán concluir el proyecto.

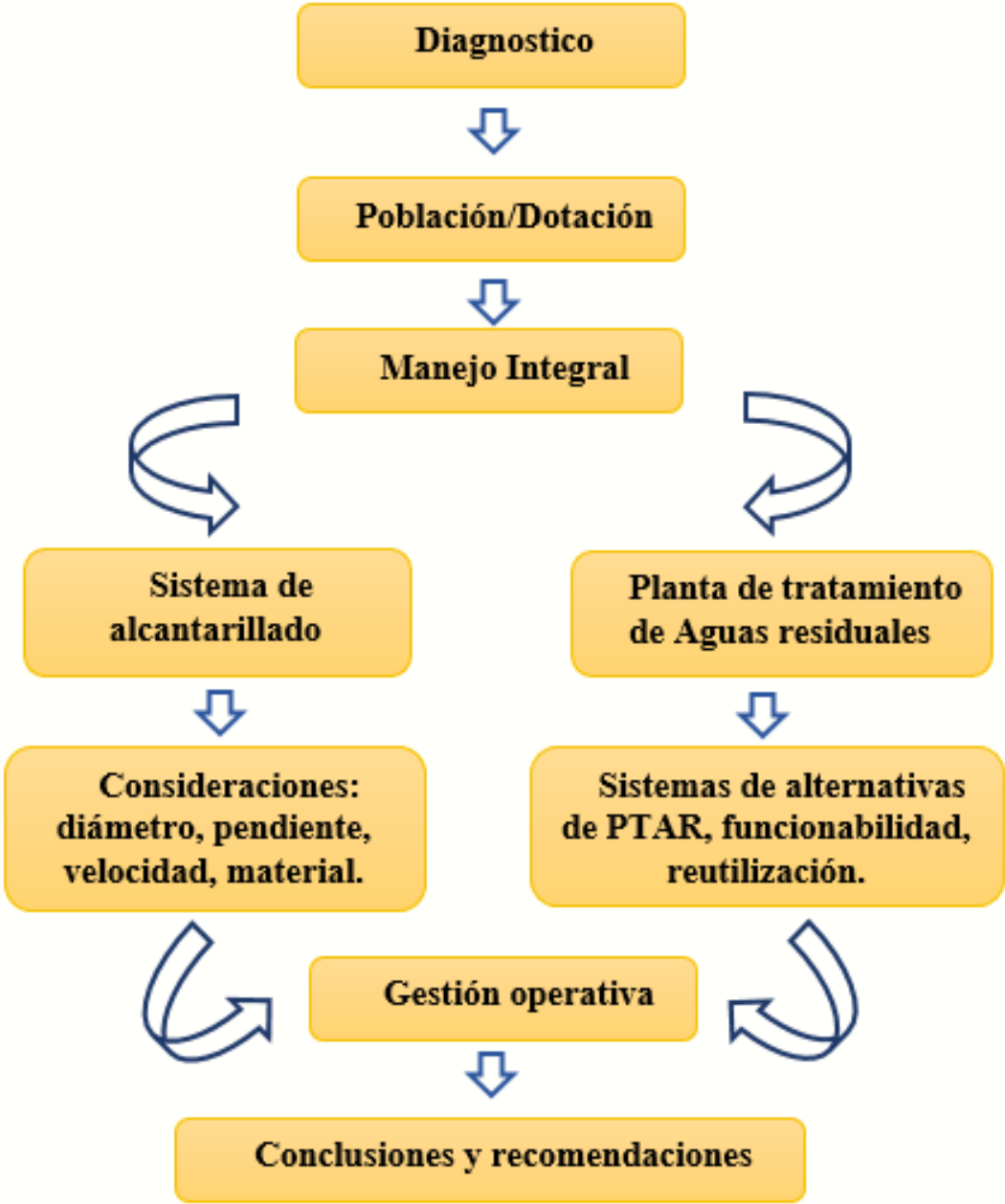


Figura 15. Esquema de la ejecución de la tesis.

3.3. Formulación de hipótesis

3.3.1. Hipótesis General.

La implementación del plan de manejo integral con las aguas residuales tiene mayor probabilidad en la mejora de la salud pública y medio ambiente, en la población de Villa Chullunquiani.

3.3.2. Hipótesis Específicas.

3.3.2.1. *Hipótesis Específicas #1.*

El sistema de alcantarillado actual influye de manera positiva sobre el plan de manejo integral con las aguas residuales de Villa Chullunquiani, del distrito de Juliaca.

3.3.2.2. *Hipótesis Específicas #2.*

El tipo de tecnología que se tendrá para el plan manejo integral con las aguas residuales generará un proceso óptimo de trabajabilidad del sistema de alcantarillado y PTAR en Villa Chullunquiani.

3.3.2.3. *Hipótesis Específicas #3.*

El plan de manejo integral con las aguas residuales en Villa Chullunquiani provoca la adecuada disposición final de las aguas residuales mediante el sistema de planta de tratamiento de aguas residuales.

3.4. Variables de estudio.

“Una variable es una propiedad que puede fluctuar y cuya variación es susceptible de medirse u observarse.” (Hernández, Fernández, & Baptista, 2014).



3.4.1. Variable Dependiente (y).

- Manejo Integral

3.4.2. Variable Independiente (X).

- Agua Residual

3.5. Datos generales de la zona de estudio

3.5.1. Ubicación geográfica.

La zona de estudio está ubicada en la ciudad de Juliaca situada al sur oeste de la provincia de San Román del departamento de Puno; a 15°29'27" de Latitud Sur y 70°07'37" de Longitud Oeste y a una altitud de 3834msnm.

La Universidad Peruana Unión se encuentra ubicada a 15°30'44.17" de latitud Sur y 70°10'45 27" de longitud oeste y una altitud media 3842.159 msnm. El campus Universitario; cuenta con un área de 3055144 m2.

3.5.2. Ubicación Política.

Departamento : Puno

Provincia : San Román

Distrito : Juliaca

Dirección : Carretera Salida Arequipa Km. 06

Chullunquiani, Autopista Héroes

De La Guerra Del Pacifico.

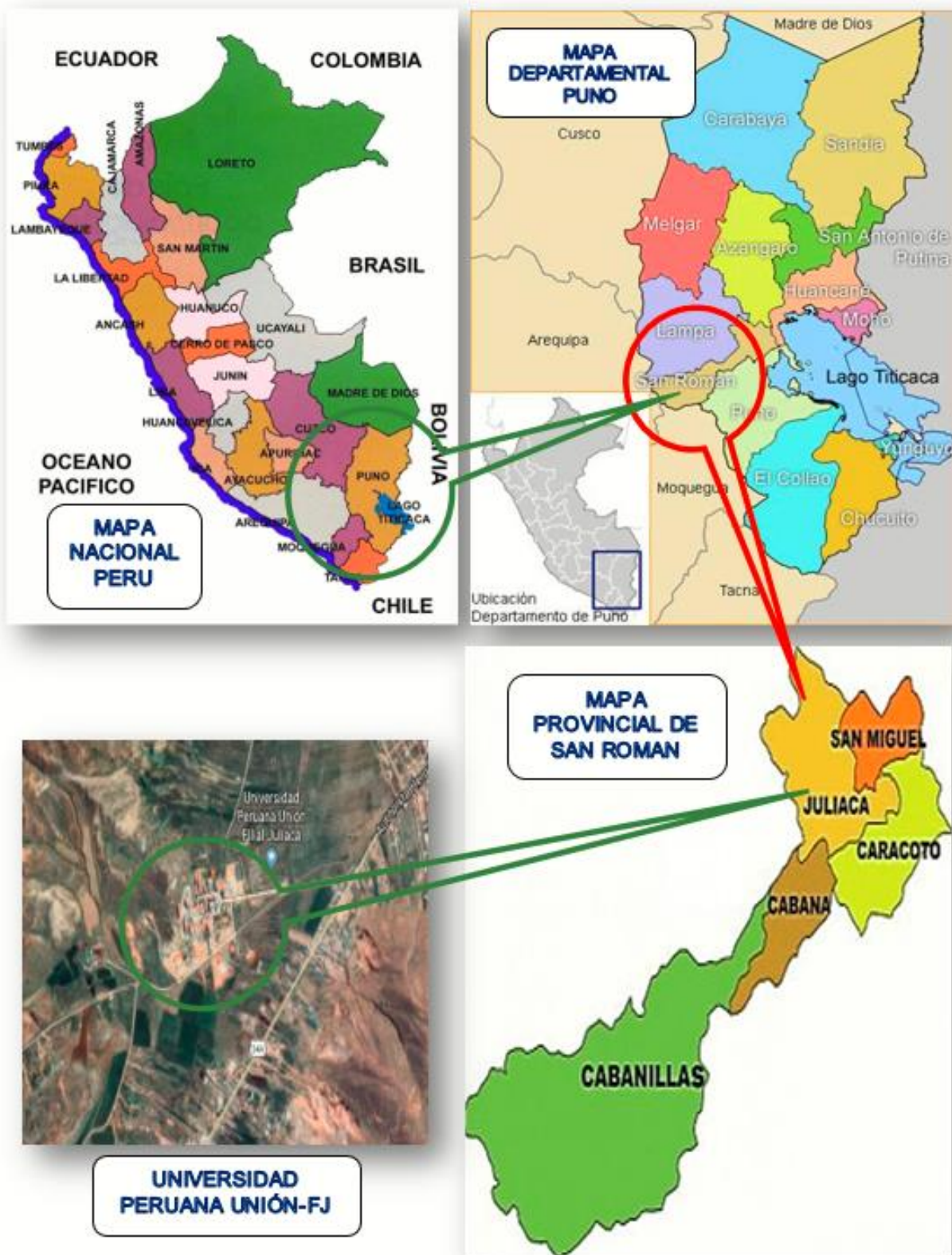


Figura 16. Ubicación de la zona de Investigación.

3.5.3. Descripción de la Zona de Estudio.

3.5.3.1. Topografía.

El Proyecto a intervenir se encuentra dentro del área topográfica de la Universidad Peruana Unión los cuales presentan las siguientes características:

- Constituido por extensas pampas con ligeras ondulaciones, que constituye la mayor extensión de su superficie. También por pequeñas y medianas elevaciones o cerros agrupados en el mayor de los casos.
- Su relieve topográfico en la zona tiene una altitud promedio de 3842.80 msnm aproximadamente.

3.5.3.2. Clima.

En lo referente al clima, del Campus Universitario presenta una amplia oscilación entre el día y la noche; aunque predomina el frío, siendo éste más intenso en el invierno, principalmente en los meses de junio y julio, alcanzando valores inferiores a 0 °C.

En cuanto a su temperatura media esta es de entre 4 a 10 °C, la temperatura máxima se mantiene uniforme a lo largo del año durante todos los meses con un promedio de 17,08 °C, no de la misma manera la temperatura mínima que tiene como un promedio los -7,5 °C durante el mes de julio.

3.6. Población y Unidad de estudio

La población es Villa Chullunquiani.

Las áreas que conforman en villa chullunquiani, son: La universidad Peruana Unión, el Colegio Adventista del Titicaca (Inicial, Primaria y Secundaria), las áreas administrativas que incluye el personal externo e interno, de la misma manera el alumnado externo e interno.

- Colegio Adventista del titicaca compuesto por inicial, primaria y secundaria.



Figura 17. Fotografía satelital del C.A.T. (Google Maps.)

La población existente de los alumnos de cada nivel de enseñanza de los 5 últimos años de censo es:

Tabla 15
Número de Alumnados en el nivel Inicial del C.A.T.

Año	TOTAL	INICIAL		
		GP.3	GP.4	GP.5
2014	95	10	34	51
2015	102	12	42	48
2016	82	7	25	50
2017	73	5	26	42
2018	66	9	30	27

Nota: Dato de la población estudiantil del Colegio Adventista del Titicaca. (C.A.T.)

Tabla 16
Número de Alumnados en el nivel Primario del C.A.T.

PRIMARIA							
Año	TOTAL	PRIMERO	SEGUNDO	TERCERO	CUARTO	QUINTO	SEXTO
2014	353	62	70	48	54	58	61
2015	334	65	60	67	42	47	53
2016	331	58	62	65	53	45	48
	330	61	56	61	60	49	43
2018	342	61	59	56	62	60	44

Nota: Dato de la población estudiantil del Colegio Adventista del Titicaca. (C.A.T.)

Tabla 17
Número de Alumnados en el nivel Secundario del C.A.T.

SECUNDARIA						
Año	TOTAL	PRIMERO	SEGUNDO	TERCERO	CUARTO	QUINTO
2014	519	78	105	89	125	122
2015	482	96	74	107	97	108
2016	430	84	92	71	90	93
2017	424	84	90	90	75	85
2018	389	50	87	92	93	67

Nota: Dato de la población estudiantil del Colegio Adventista del Titicaca. (C.A.T.)

- Villa Chullunquiani y el área administrativa de la misma.



Figura 18. Fotografía Satelital UPeU (Google Maps).

La población existente del personal y alumnado de las tres facultades que cuenta el campus universitario de los 8 últimos años de censo es:

Tabla 18
Números del personal del Campus Universitario.

PERSONAL	
2010	237
2011	247
2012	246
2013	257
2014	376
2015	398
2016	461
2017	509
2018	506

Nota: Personal administrativo y la plana de docentes de la universidad y el colegio. (G.T.H.)

Tabla 19
Número de alumnado de la Universidad Peruana Unión.

ALUMNOS			
SEMESTRE	I	II	PROMEDIO
2010	1527	1470	1499
2011	1897	1849	1873
2012	2154	2086	2120
2013	2349	2440	2395
2014	2766	2588	2677
2015	2865	2850	2858
2016	2999	2867	2933
2017	3057	2965	3011
2018	3297		3297

Nota: Población estudiantil por semestre hasta el año 2018.

Los presentes datos censales obtenidos nos sirven para la obtención de la población futura lo cual nos dará un panorama de la población que tendremos dentro de 20 años de acuerdo al diseño que se requiere hacer.

En esta ocasión se diseñó para una población futura de 20 años, este dato considerado se tomó la referencia de la norma OS. 090.

La población obtenida fue a través de la fórmula del método aritmético, proporcionando el valor mínimo del incremento de la población y porque es recomendable usar esta fórmula cuando la población está en franco crecimiento.

$$P_f = P_o + (r * t)$$

$$P_f = 10\ 155 \text{ hab.}$$

3.7. Instrumentos

3.7.1. Ficha de recolección de datos

	UNIVERSIDAD PERUANA UNIÓN			
	FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA			
	E.A.P. INGENIERIA CIVIL			
PROYECTO	DIAGNOSTICO DE LA RED DE DESAGUE			
FECHA		RESPONSABLE		
N°	DESCRIPCIÓN	PROF.	DIMENSIONES	OBSERVACIONES

Figura 19. Ficha de recolección de Datos.

3.8. Diagnóstico del sistema de Alcantarillado Sanitario

El diagnóstico fue realizado en el campus universitario mediante la recolección de datos de manera visual.

3.8.1. Descripción del Sistema de Alcantarillado Actual.

El sistema de alcantarillado sanitario de Villa Chullunquiani es un sistema que sirve para evacuar solamente aguas residuales que alcanza una cobertura del 84% en toda el área del mismo. La antigüedad de sus tuberías varía de acuerdo al tramo, se presentan tramos de material de Concreto, como tramos de material de PVC.

Aproximadamente la tubería más antigua tiene 78 años que son las tuberías de material de concreto que se realizó en el año 1940.



Figura 20. Áreas que cuentan con la red de Alcantarillado.

1.1.2.1. Inventario de las obras existentes.

El sistema de alcantarillado de Villa Chullunquiani presenta la siguiente Infraestructura construida:

Tabla 20
Cantidades de obras existentes del sistema de alcantarillado.

Infraestructura	und	cant	Descripción
Buzones	Und.	4.00	Buzón de D:1.20m con tapas de concreto y fierro fundido
Caja de Registro	Und.	81.00	Caja de concreto de tapas de concreto y fierro fundido
Colectores	ml	1287.11	Tuberías de PVC Y Concreto
Emisor	ml	491.94	Tuberías de PVC Y Concreto
tanque sépticos	Und.	14.00	Tanques Sépticos concreto

El porcentaje del estado de cajas de registro, buzones y las condiciones de las tapas de las mismas.



Figura 21. Descripción de los estados de los buzones y Caja de Registro.

La red de colectores y emisor del sistema de alcantarillado presenta muchas deficiencias desde la superficie como en su interior por la falta de mantenimiento, por la instalación de la red sin considerar un plan Director y sin tener un diseño previo con las consideraciones mínimas que el reglamento lo establece. En los últimos 7 años el centro poblado de villa Chullunquiani ha realizado cambios e hizo conexiones de los pabellones y comedor a la red existente, también se hizo el cambio de tuberías existentes.



Figura 22. Estado actual de la red de Alcantarillado.

3.8.2. Descripción del Sistema de Disposición Final de las Aguas Residuales.

3.8.2.1. Tanque séptico.

La infraestructura del sistema de tratamiento primario (Tanque Séptico) de aguas residuales en la Villa Chullunquiani tiene las siguientes características:

Tabla 21
Tanque Séptico Dimensiones y Estado.

Tanque Séptico			
N°	Dimensiones (M)	Tapas	Situación
1	7.4x2.4	Mal Estado	Atascado
2	2.90x1.80	Buen Estado	No Registrado
3	2.50x1.25	Buen Estado	No Registrado
4	4.10x2.45	Mal Estado	Colapsado
5	2.10x2.20	Regular	Atascado
6	2.00x1.30	Regular	Atascado
7	1.65x1.10	Mal Estado	Atascado
8	10.50x2.40	Mal Estado	Colapsado
9	2.60x2.00	Regular	Atascado
10	2.00x1.70	Regular	Atascado
11	2.20x2.10	Buen Estado	No Registrado
12	2.90x1.90	Oculto	No Registrado
13	2.10x1.50	Oculto	No Registrado
14	2.86x1.96	Buen Estado	Colapsado

Nota: Descripción obtenida mediante la realización del diagnóstico realizado para la presente investigación.

Los Tanques sépticos actuales, por los años de antigüedad, el incremento de población y la falta de mantenimiento se vio como consecuencia el colapsado del mismo, su capacidad ya no es favorable para la situación y por consiguiente no cumplen su función de generar la estabilidad hidráulica que proporciona la sedimentación por gravedad de las partículas pesadas.



Figura 23. Estado actual de los Tanques Sépticos.

3.8.2.2. Disposición final de las Aguas Residuales

Su disposición final de las aguas residuales prosigue de su tratamiento primario (Tanques Sépticos), evacuando las aguas residuales en un área habilitada de 475.42m² y con el tiempo transcurrido se incrementó a un área de 4662.35 m². No cuenta con una geometría estable su secciones transversales varían en todo el pozo, la tubería que ingresa es de 8", no tiene impermeabilización en sus taludes lo cual permite que el flujo se infiltre en el sub suelo.

Tampoco presenta un medidor de caudal, por ende no se conoce el caudal que ingresa al área. Se hizo un aforo en la caja de registro (CR-77) que se muestra en la figura 24, lo cual nos dio un caudal promedio de 2.8 l/s.

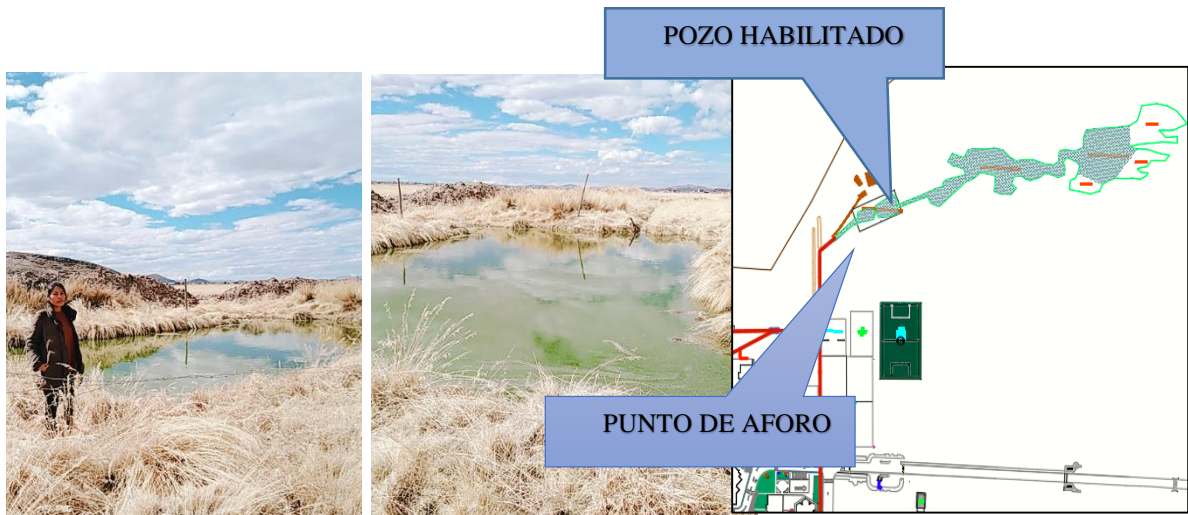


Figura 24. Disposición final de Aguas Residuales.



Figura 25. Foto satelital de las áreas habilitadas para la disposición final de las aguas Residuales. (Google Maps).

3.8.2.3. *Parámetros Analizados en Villa Chullunquiani.*

Los parámetros analizados corresponden a la CR-77 que desemboca a los pozos de disposición final de aguas residuales y que comprende a los parámetros establecidos por el Decreto Supremo N°003-2010-MINAM, que aprueba los límites Máximos Permisibles (LMP) para efluentes de plantas de Tratamiento de Aguas Domesticas o Municipales.

Tabla 22
Efluentes de Villa Chullunqui y los Límites Máximos Permisibles.

PARÁMETROS	UNIDAD	LMP EFLUENTES	EFUENTE V.CH.
Aceites y grasas	mg/l	20	0.8814
Coliformes Termotolerantes	NMP/100 ml	10000	2350000
Demanda Bioquímica de Oxígeno	mg/l	100	481
Demanda Química de Oxígeno	mg/l	200	519
Ph	unidad	6.5 - 8.5	7.7
Sólidos totales en suspensión	ml/l	150	370
Temperatura	C°	<35	16.7
Nitratos	mg/l NO3		30
Nitritos	mg/l NO2		24.3

Nota: La tabla 22, nos muestra los resultados obtenidos a través del análisis bacteriológico y Físico químico realizado en la CR-77 que desemboca en el pozo de disposición final, con la comparación de los valores que nos otorga el Decreto Supremo N° 003-2010-MINAM para los Límites Máximos Permisibles.

3.9. Manejo Integral con base el saneamiento sostenible descentralizado

3.9.1. Dotación.

Con una población de 4600 hab. se tiene 4.26 l/s este caudal se obtiene mediante la ecuación 2 y con una dotación de 100 l/d/hab.

$$Q = \frac{\text{Dotación} \times \text{Pob.}}{86400} \dots\dots\dots (1) \text{ A.P.}$$

Para el uso de aguas residuales se le multiplica con un factor de 0.80 como la norma OS.070 lo indica.

$$Q = \frac{C \times \text{Dotación} \times \text{Pob.}}{86400} \dots\dots\dots (2) \text{ A.R.}$$

De acuerdo a estos datos tenemos un caudal para el 2038 de:

$$Q = \frac{100 \times 10155 \text{ hab.} \times 0.80}{86400} = 9.40 \text{ l/s}$$

3.9.1.1. Caudal máximo Diario y Caudal máxima horaria.

La demanda máxima diaria es el consumo máximo que tiene el día como coeficiente recomendado es $k_3=1.3$, el caudal máximo horario es el caudal máximo que hay en el día en cuanto al coeficiente recomendado es de $k_2=1.5$ a 2 o también se puede sacar este valor por diferentes fórmulas y el caudal mínimo horario su coeficiente es $k_1= 0.5$. Los valores se obtienen multiplicando el caudal por el coeficiente.

Caudal Máximo Horario	16.63	l/s
Caudal Máximo Diario	12.22	l/s
Caudal Mínimo Horario	4.70	l/s

3.9.1.2. Tecnología de alcantarillado y PTAR.

Para obtener la efectividad del manejo integral es necesario evaluar cada aspecto que compone este, como es el sistema de alcantarillado y el sistema de tratamiento de aguas residuales, proporcionando una tecnología adecuada para la población, pequeña área de construcción en caso de una PTAR, operación y mantenimiento eficiente.

Se fundamenta para la ejecución, en la toma de decisiones para la selección de la alternativa tecnológica, la elaboración de los estudios de posibilidad y el cierre de la fuente de financiamiento; finalmente la ejecución de la obra.

Aplicando el método de SSD podemos conseguir buenos resultados ya que nuestra población es adecuada para este método que consiste en poblaciones menores a 10 000 habitantes, con las indicaciones que tiene este método obtenemos:

3.9.1.3. Sistema de Red de Alcantarillado Sanitario.

La red de alcantarillado se diseñó con el plan de desarrollo urbanístico y conociendo el área donde se ubicará el proyecto. Se consideró por apropiado que el alcantarillado sanitario se proyectó solo para aguas residuales, no permitiendo el ingreso de aguas pluviales.

Topografía: El levantamiento topográfico realizado fue por radiación, con una estación total, con una brigada de 01 topógrafo y 02 Porta Prismas, pudiendo recolectar la información necesaria, relacionada a las áreas del estudio.

Hidrología: El área de influencia, se encuentra en una zona con topografía relativamente plana, en gran parte del terreno. Los Caudales de diseño se obtuvieron utilizando el Método Gumbel utilizando los datos de precipitación de la estación de Cabanillas dando un caudal 31.68 l/s por hectárea.

3.9.1.3.1. Planificación del Proyecto.

Para la planificación del proyecto de la red de recolección de aguas residuales, primero se identificó y se delimitó, después se procedió a tener conocimiento de la topografía del terreno y posibles desarrollos en el futuro que podrían incorporarse en la red de alcantarillado y su caudal correspondiente (Ver anexo 7.1).

3.9.1.3.2. Diseño de la red de alcantarillado.

Para el diseño de la red de alcantarillado se tiene cuatro tipos de tecnologías de alcantarillado entre ellas tenemos el alcantarillado convencional, alcantarillado simplificado (RAS), el alcantarillado de pequeño diámetro y finalmente el alcantarillado condominial, cada uno de los sistemas tienen sus ventajas y condiciones para su uso, de acuerdo a sus beneficios evaluados

de cada sistema se optó por el sistema convencional, a causa del tipo de urbanización que presenta el área de estudio.

En el diseño es importante la velocidad que presenta cada tramo para asegurar su traslado y auto limpieza a lo largo de su trayecto. En la CEPIS encontramos la fórmula de la velocidad (ecuación 3)

Velocidad:

$$V = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots (3)$$

Donde:

V: Velocidad (m/s)

n: Coeficiente de Rugosidad(adimensional)

R: Radio Hidráulico (m)

S: Pendiente (m/m)

Para el diseño de alcantarillas nuevas se recomienda emplear un coeficiente de rugosidad de Manning y Kutter – Ganguillet (n) de 0.013, teniendo en cuenta el grado de incertidumbre del proyecto en la construcción de alcantarillas, se adoptó ese valor.

Tabla 23
Coefficientes de Rugosidad y Velocidad.

MATERIAL	N	V(mts/s)
Cerámica Vitrificada	0.01	5
Asbesto Cemento	0.01	3
Plástico PVC	0.01	3
Concreto	0.013	3
Fierro Galvanizado	0.013	5
Acero	0.015	5

Nota: N es el coeficiente de rugosidad y V la velocidad de acuerdo al tipo de material (VIERENDEL, 2005).

La velocidad mínima del flujo es de vital importancia, permitiendo la autolimpieza de las alcantarillas, esta velocidad varía de acuerdo al autor (ver tabla 24). En la aplicación se proyecta el alcantarillado con una pendiente que asegure la velocidad mínima de 0.60m/s.

Tabla 24
Velocidad Mínima según diferentes autores.

Año	AUTOR	V(m/s)
1880	George Waring	0.6
1962	Macedo	0.15
1995	Metcalf y Eddy	0.3
1992	Azevedo - Netto	0.45 o 0.50

Nota: Breve resumen de la velocidad mínima permisible. (OPS & CEPIS, Guías para el diseño de tecnologías de alcantarillado, 2005).

La velocidad final debe ser inferior a la velocidad Critica, para asegurar así la ventilación de las tuberías por tramos.

$$V_c = 6\sqrt{gR_H} \dots\dots\dots (4)$$

Donde:

Vc: Velocidad Critica (m/s)

R: Radio Hidráulico (m)

g: Gravedad (m/s²)

Caudal sección llena: Para el desarrollo del cálculo de la red de alcantarillado se asume una sección llena mediante la fórmula de Manning (Ecuación5), pero varía de acuerdo a la altura de flujo, se recomienda para colectores la altura de flujo como 0.5 de la sección y emisores el 0.75 de la sección. Otra manera también es a través de tablas de relación hidráulicas para conductos circulares (ver Tabla 25).

$$Q = \frac{0.312}{n} D^{\frac{8}{3}} S^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots (5)$$

Donde:

D: Diámetro (m)

S: Pendiente (m/m)

n: Coeficiente de Rugosidad (adimensional)

Tabla 25
Relaciones hidráulicas para tuberías parcialmente llenas en función de q/Q para n/N variable con la altura de lámina.

TABLA DE RELACIONES											
Q/Qo	Rel.	0	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
0	V/Vo	0	0.29	0.344	0.386	0.419	0.445	0.468	0.488	0.506	0.523
	d/D	0	0.076	0.108	0.131	0.152	0.169	0.186	0.201	0.215	0.228
	R/Re	0	0.195	0.273	0.328	0.375	0.415	0.452	0.485	0.515	0.542
0.1	V/Vo	0.539	0.553	0.567	0.579	0.591	0.602	0.614	0.625	0.636	0.646
	d/D	0.241	0.253	0.265	0.276	0.287	0.297	0.307	0.317	0.326	0.335
	R/Re	0.568	0.592	0.615	0.637	0.658	0.678	0.697	0.715	0.732	0.748
0.2	V/Vo	0.656	0.665	0.674	0.683	0.692	0.7	0.708	0.716	0.724	0.732
	d/D	0.344	0.353	0.362	0.37	0.379	0.387	0.395	0.403	0.411	0.418
	R/Re	0.764	0.779	0.794	0.809	0.822	0.836	0.849	0.862	0.874	0.885
0.3	V/Vo	0.739	0.747	0.754	0.761	0.768	0.775	0.782	0.788	0.795	0.801
	d/D	0.426	0.433	0.44	0.448	0.455	0.462	0.469	0.476	0.483	0.49
	R/Re	0.897	0.908	0.918	0.929	0.939	0.949	0.959	0.968	0.978	0.987
0.4	V/Vo	0.807	0.813	0.819	0.825	0.83	0.836	0.841	0.847	0.852	0.857
	d/D	0.497	0.503	0.51	0.517	0.523	0.53	0.537	0.543	0.55	0.556
	R/Re	0.996	1.004	1.013	1.021	1.029	1.037	1.045	1.052	1.059	1.067
0.5	V/Vo	0.862	0.857	0.872	0.877	0.882	0.887	0.891	0.896	0.9	0.904
	d/D	0.563	0.569	0.576	0.582	0.589	0.595	0.602	0.608	0.614	0.621
	R/Re	1.074	1.08	1.087	1.083	1.1	1.106	1.112	1.118	1.124	1.129
0.6	V/Vo	0.909	0.913	0.917	0.921	0.925	0.929	0.933	0.937	0.941	0.944
	d/D	0.627	0.634	0.64	0.646	0.653	0.659	0.666	0.672	0.679	0.666
	R/Re	0.135	1.14	1.145	1.15	1.155	1.159	1.164	1.168	1.173	1.177
0.7	V/Vo	0.948	0.951	0.955	0.959	0.963	0.967	0.97	0.974	0.977	0.981
	d/D	0.692	0.699	0.705	0.712	0.718	0.724	0.731	0.738	0.744	0.751
	R/Re	1.181	1.184	1.188	1.191	1.194	1.197	1.2	1.202	1.205	1.207
0.8	V/Vo	0.984	0.988	0.991	0.994	0.997	1	1.003	1.007	1.012	1.016

	d/D	0.758	0.764	0.771	0.778	0.785	0.792	0.8	0.806	0.812	0.818
	R/Re	1.209	1.211	1.213	1.214	1.215	1.216	1.217	1.217	1.217	1.217
0.9	V/Vo	1.02	1.024	1.028	1.032	1.036	1.04	1.043	1.047	1.05	1.053
	d/D	0.825	0.831	0.838	0.845	0.852	0.859	0.866	0.874	0.881	0.89
	R/Re	1.217	1.216	1.215	1.214	1.213	1.211	1.209	1.206	1.202	1.198
1.0	V/Vo	1.056	1.042	1.042	1.042						
	d/D	0.898	0.92	0.931	0.942						
	R/Re	1.193	1.164	1.15	1.136						

Fuente: <https://vdocuments.mx/relaciones-hidraulicas-tuberia-parcialmente-llena.html>

Pendiente: La pendiente de la tubería debe cumplir la función de auto limpieza, por ende, la pendiente debe satisfacer la tensión tractiva mínima que es de 1 Pa, con esta afirmación los tramos de la red deben tener una capacidad de caudal mínimo de 1.5 l/s. Entonces la fórmula de la pendiente mínima es:

$$S_o \text{ min} = 0.0055 Q_i^{-0.47} \dots\dots\dots (6)$$

El sistema de alcantarillado propuesto está constituido por colectores que terminan en el emisor o interceptor. Por consiguiente, los emisores le transportan a una planta de tratamiento de aguas residuales (Ver anexo 7.6).

3.9.1.4. Sistema de tratamiento de aguas Residuales.

Para la selección de la Planta de tratamiento de Aguas Residuales, se necesita conocer de los tipos de sistemas que existen, su función y trabajabilidad para la zona. El sistema de tratamiento de aguas residuales está dividido por línea de agua consta de un tratamiento preliminar, tratamiento primario, tratamiento secundario o bacteriológico, Tratamiento terciario y la línea de fangos está compuesto por el tratamiento de Lodos.

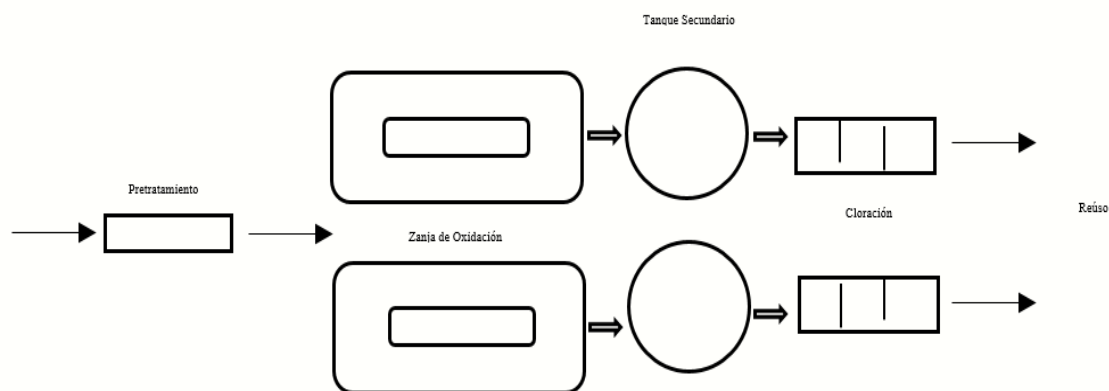


Figura 26. Proceso de la PTAR.

3.9.1.4.1. Diseño del tratamiento preliminar.

En esta etapa lo que se busca son las operaciones físicas y mecánicas como consecuencia la eliminación de arenas, basuras o elemento que no sea el agua residual, esta etapa está compuesta por cribas o rejillas, desarenador, medidor Parshall y finalmente una cámara desgrasadora.

Cribas o rejillas: Para el diseño de este proceso se usó el dato del caudal máximo horario en la unidad de m³/s. Para el diseño de las cribas o rejillas para atender un caudal de 0.0169 m³/s y a una velocidad 0.6m/s son:

Tabla 26
Parámetros para el diseño de Cribas

Parámetro	Norma OS. 090
Forma de barra	Sección Rectangular
Ancho de Barra	5-15mm
Espesor de Barra	30 - 75 mm
Espaciamiento entre barras	20 - 50 mm
Angulo de Inclinación de las barras	45° - 60°
Canal de By – pass	Suficiente para descargar el caudal en caso de emergencia o mantenimiento.
Velocidad comúnmente Utilizado	0.45 m/s
Velocidad a través de las barras	0.60 - 0.75 m/s (Caudal Máximo Horario)

Nota: Tabla obtenida de la norma OS. 090.

Área del canal hasta el nivel del agua

Se tiene que contar con un área útil sobre la eficiencia del mismo que se obtiene a través de formula o tablas, lo que nos lleva a la sección del canal.

$$A_u = \frac{Q_{MAX}}{V} \dots\dots\dots (7)$$

Donde:

Au: Área Útil (m²)

Qmax: Caudal Máximo Horario (m³/s)

V: Velocidad (m/s)

$$S = \frac{A_u}{E} \dots\dots\dots (8)$$

S: Área del canal (m²)

E: Eficiencia

Desarenador: Para este diseño se consideró la velocidad de sedimentación (W) de la partícula (d= 0.02cm) con las fórmulas de Scotti- Figlieni, la tabla del autor Arkhangelski y la siguiente formula de Owens:

$$w = k\sqrt{d(\rho_s - 1)} \dots\dots\dots (9)$$

Proporcionando una velocidad de sedimentación promedio de:

$$w = 4.81 \text{ cm/s}$$

Los datos que se obtuvo lo podemos visualizar en los anexos 7.5.

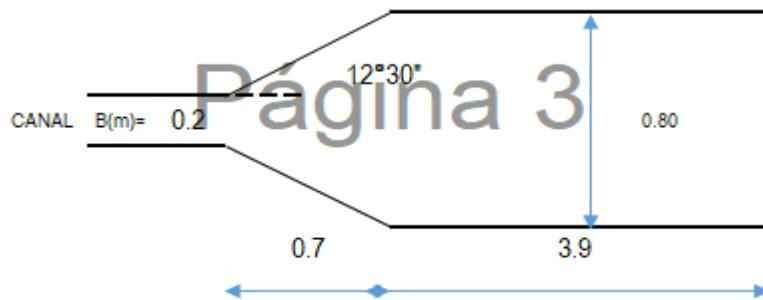


Figura 27. Desarenador.

Canaleta Parshall: La medición del caudal se tomó en consideración el uso de un canal parshall, por su efectividad en el control del flujo que ingresa al mismo.

Ancho de la Garganta.

$$Q = kHa^n \dots\dots\dots (9)$$

K y n: Constante dependiendo al ancho de garganta y el caudal que desea ingresar.

Ha: Tirante en la garganta del Canal Parshall.

Q: Caudal (m³/s)

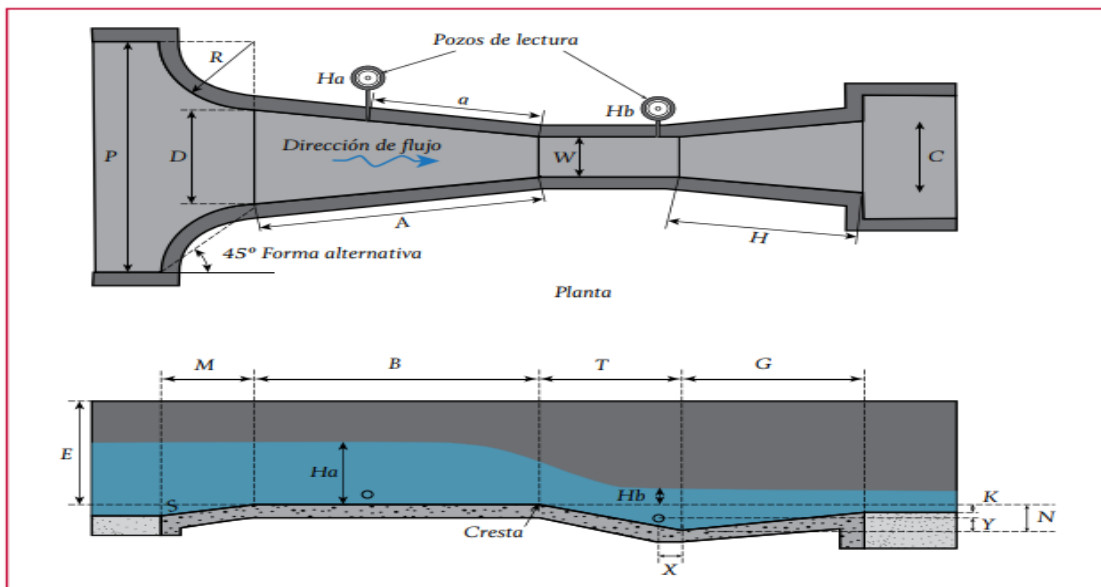


Figura 28. Diseño estandarizado de la canaleta Parshall. (CONAGUA, Sistemas de Medición del Agua:

Producción, Operación y consumo).

Desengrasador: El diseño del desengrasador que se obtuvo sus dimensiones a través de tablas y fórmulas que Ras 2000 recomienda, se obtuvo dimensiones de ancho de 0.85 y largo de 3.8 (1:4), nos proporciona la retención en minutos de acuerdo al caudal de entrada en l/s. (Ver anexo 7.5)

Área del Desengrasado

$$A = \frac{Q}{C_h} \dots \dots \dots (10)$$

Donde:

Q: Caudal a depurar (m3/h)

C_h : Carga Hidráulica (m3/m2/h)

Tabla 27
Tiempos de retención hidráulica.

Tiempo de retención (min)	Caudal de entrada (l/s)
3	2-9
4	10-19
5	20 o más

Nota: Tabla E.3.2. Ras 2000

3.9.1.4.2. *Diseño del tratamiento Primario*

Para la reducción de sólidos Suspendidos totales y el DBO5 se hizo el diseño de un tratamiento primario sin uso de equipos mecánicos, que viene hacer un decantador o sedimentador primario, de acuerdo a la norma OS.090 dicho sistema nos permite la remoción (%) del DBO aun 25- 30 y sólidos en suspensión de 40 -70. Se consideró las siguientes formulas (Henández, 2015):

$$V_{asc.} = \frac{Q}{S} \dots \dots \dots (11)$$

Donde:

V_{asc} = Velocidad Ascensional (m/h)

S= Superficie de decantación (m²)

Q= Caudal a tratar (m³/h)

Volumen de decantación

$$T_R = \frac{V}{Q} \dots\dots\dots (12)$$

Donde:

V= Volumen de decantación (m³)

T_R = Tiempo de retención (h)

Eficiencia de remoción (R) de DBO y SST (Según Crites y Tchobanoglous), donde t es el tiempo de retención, a y b constantes obtenida de la tabla 28 según Crites y Tchobanoglous.

$$R = \frac{t}{a+bt} \dots\dots\dots (13)$$

Tabla 28
Constantes empíricas a 20°C.

Variable	a (h)	b
DBO	0.018	0.02
SST	0.0075	0.014

Pantalla difusora, producción de fangos se puede ver a detalle en el Anexo 7.5

3.9.1.4.3. *Diseño del tratamiento Secundario.*

Este sistema no es necesario contar con un tratamiento primario, pero por los datos obtenidos en la caracterización del agua residual se consideró dicho tratamiento, para el tratamiento

secundario se presenta como propuesta las zanjas de oxidación en forma de carrusel y de aireación prolongada, en complementación de un tanque sedimentador secundario que sirve para la recirculación de lodos y el retiro de los mismos para depositarlo a un espesador anaerobio, seguidamente a un lecho de secados.

Zanja de oxidación: Datos que se tiene que considerar para hacer el diseño datos (Tabla 29).

Eficiencia

$$E = \frac{DBO_{afluente} - DBO_{efluente}}{DBO_{afluente}} \dots\dots\dots (14)$$

$$E = 92\%$$

Tabla 29
Diseño de Zanja de Oxidación.

DATOS			DESCRIPCIÓN
DBO5o=	330.69 mg/l	0.33 kg/m3	DBO influente o de ingreso
SS=	175.26 mg/l	0.18 kg/m3	Sólidos Suspendidos Totales
Qm=	9.40 l/s	812.40 m3/día	Caudal medio
Qp=	14.93 l/s	1289.86 m3/día	Caudal punta
Qmax=	16.93 l/s	1462.32 m3/día	Caudal máximo
DBO5f=	25.00 mg/l	0.03 kg/m3	DBO efluente o de salida
θ_c	20.00 días		Edad del Lodo (norma OS.090)
Tr=	0.67 días	16.00 hrs	Periodo de Retención (NORMA OS. 090)
k_d =	0.08 d ⁻¹		Coefficiente de mortandad (Según Mendonca)
Y=	0.65	kgSSV/kg DBO5	Coefficiente de crecimiento
Altitud=	3842	msnm	
Tmax=	20	°C	Temperatura máxima
Tmin=	-7.8	°C	Temperatura mínima

Nota: AaBcDd *Datos Asumidos.

AaBcDd *Datos obtenidos del tratamiento anterior o valores obtenidos de acuerdo a la zona.

Los datos considerados se obtuvo la norma OS. 090 de acuerdo al tipo de proceso que se considero, como convencional, Aeración escalonada, Alta Carga, Aeración prolongada, Mezcla completa, Zanja de Oxidación.

Tabla 30
Variantes para el diseño de Zanjas de oxidación.

Variantes del Proceso	Edad del fango (d)	Tiempo de retención (h)	Carga másica (kgDBO5/d/kgMLSS)	MLSS (mg/l)
Convencional o media carga	3 - 6	3 - 8	0.2 - 0.4	2500-4000
Mezcla completa	4 - 12	4 - 8	0.2 - 0.6	2500-4000
Alimentación escalonada	4 - 12	4 - 8	0.2 - 0.4	2000-3500
Contacto- U.C	3 - 10	3 - 6	0.8 - 1.5	2000-3000
estabilización U.E		1 - 3	0.2 - 0.6	4000-8000
Alta carga	1 - 2	1 - 2	0.8 - 1.2	2.000-3000
Aireación prolongada	15 - 25	15 - 24	0.04 - 0.10	3.500-8000

Nota: Tabla 7.1 (Henández, 2015)

TIPO DE PROCESO	PERÍODO DE RETENCIÓN (h)	EDAD DEL LODO (d)	CARGA VOLUMÉTRICA Kg DBO/m ³ .dia
Convencional	4 - 8	4 - 15	0,3 - 0,6
Aeración escalonada	3 - 6	5 - 15	0,6 - 0,9
Alta carga	2 - 4	2 - 4	1,1 - 3,0
Aeración prolongada	16 - 48	20 - 60	0,2 - 0,3
Mezcla completa	3 - 5	5 - 15	0,8 - 2,0
Zanja de oxidación	20 - 36	30 - 40	0,2 - 0,3

TIPO DE PROCESO	Remoción de DBO	Concentración de SSTA kg/m ³	Carga de la masa kg DBO/ (kg SSVTA.día)	Tasa de recirculación %
Convencional	85 - 90	1,5 - 3,0	0,20 - 0,40	25 - 50
Aeración escalonada	85 - 95	2,0 - 3,5	0,20 - 0,40	25 - 75
Alta carga	75 - 90	4,0 - 10	0,40 - 1,50	30 - 500
Aeración prolongada	75 - 95	3,0 - 6,0	0,05 - 0,50	75 - 300
Mezcla completa	85 - 95	3,0 - 6,0	0,20 - 0,60	25 - 100
Zanja de oxidación	75 - 95	3,0 - 6,0	0,05 - 0,15	75 - 300

Figura 29. Parámetros que indica la Norma OS. 090.

$L = \frac{V}{A} =$	68.18 m	Longitud Total de Circuito.
$D = 2 * (b + e) + DI =$	7.60 m	Diámetro interior y del muro de cada cabecera.
$D = b + e + \frac{DI}{2} =$	3.80 m	Diámetro de eje longitud Medio de cada cabecera.
$Lc = 2 \left(\pi * \frac{D}{2} \right) =$	23.88 m	Longitud total de ambos ejes longitud de ambas cabeceras.
$Lr = \frac{(L - Lc)}{2} =$	26.15 m	Longitud de cada canal recto.

Mediante diversas fórmulas se dimensiono el sistema Zanjas de oxidación de aireación Prolongada con una eficiencia al 92%.

Volumen del reactor (m3):

$$V = \frac{Y * Q(DBO_o - DBO_f) * \theta_c}{X(1 + \theta_c * k_d)} \dots\dots\dots (15)$$

$$V = 541.60$$

Se divide en 2: 270.80 m3

Asumió: H= 1.50 m

B= 3.00 m

e= 0.10 m

A= 4.50 m2

Necesidad de oxígeno de acuerdo a la temperatura

$$ON \frac{kg}{d} = O.Ns + O.Ne \dots\dots\dots (16)$$

Donde a tiene que ser <0.62kgO2/kgDBO5, el valor obtenido fue 0.7 por ende se tomara el valor de 0.62 y para b 0.619, teniendo una necesidad de oxígeno para la síntesis de 154 kgO2/d

y la necesidad de oxígeno para la endogénesis es de 153.7 kgO₂/d. La suma de estos valores nos lleva a la necesidad total teórica es de oxígeno de 308 kg/d.

Segundo método para obtener la necesidad de oxígeno a raíz de la temperatura del agua.

$$\frac{kgO_2}{d} = carga\ diaria\ de\ DBO_5 \times \left(0.56 + \frac{0.15 \cdot \vartheta_c \cdot F_T}{1 + 0.17 \cdot \vartheta_c \cdot F_T} \right) \dots\dots\dots (17)$$

Calculo de las necesidades reales de Oxígeno

$$Oxigeno\ real = \frac{Oxigeno\ necesario\ teorico}{k_t} \dots\dots\dots (18)$$

A temperatura mínima $k_t = 0.325$

A temperatura máxima $k_t = 0.511$

A temperatura mínima de diseño: 923.41 kgO₂/d

A temperatura máxima de diseño 695.81 kgO₂/d

Potencia a Instalar

$$Pot. = \frac{O.real\left(\frac{kgO_2}{d}\right)}{C.Transferencia\left(\frac{kgO_2}{kwh}\right) \times 24} \dots\dots\dots (19)$$

$$Pot. = 26.896\ kw$$

Remplazando los valores nos da 6 rotores a 6 Hp (Ver diseño a detalle en el Anexo 7.5)

Sedimentador Secundario:

El tanque sedimentador secundario se determina con el caudal y por diversas variaciones del proceso de lodos activados la norma recomienda los siguientes parámetros.

TIPO DE TRATAMIENTO	CARGA DE SUPERFICIE m ³ /m ² .d		CARGA kg/m ² .h		PROFUNDIDAD (m)
	Media	Máx.	Media	Máx.	
Sedimentación a continuación de lodos activados (excluida la aeración prolongada)	16-32	40-48	3,0-6,0	9,0	3,5-5
Sedimentación a continuación de aeración prolongada	8-16	24-32	1,0-5,0	7,0	3,5-5

Figura 30. Parámetros para los Sedimentadores Secundarios (Norma OS.090).

Superficie de decantación

A caudal máximo

$$A_{(Q_{max})} = \frac{Q_{max}}{V_{asc(Q_{máx})}} \dots\dots\dots (20)$$

A caudal medio

$$A_{(Q_{med})} = \frac{Q_{med}}{V_{asc(Q_{med})}} \dots\dots\dots (21)$$

Se considera la superficie mayor que se obtiene al realizar las ecuaciones 20 y 21 (Ver anexo 7.5).

3.9.1.4.4. Diseño del tratamiento terciario.

Es parte del diseño cuya función es aumentar la calidad del agua y así ser apta para la reutilización, este tratamiento consiste en la incorporación de químicos (cloro), con la intención de eliminar las cargas Patógenas o solidos suspendidos. Para el diseño se tiene que dar un tiempo de permanencia que puede ser de 20 a 30 min y la dosis de cloro para los Fangos Activos de 1 a 0.5mg/l. (ver Anexo 7.5).

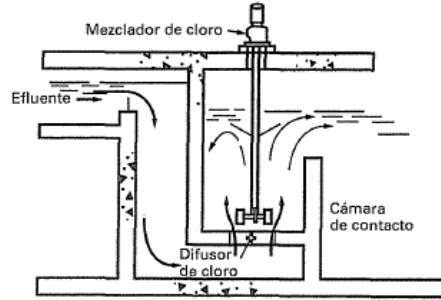


Figura 31. Dosificación de Cloro. (Metcalf & Eddy, 1995).

3.9.1.5. Sistema de tratamiento de Lodos.

Para el tratamiento de línea de fangos generalmente se considera tres tipos de procesos de acuerdo a las características del agua residual se consideró como tratamiento previo un espesador por gravedad anaerobio para fangos mixtos y tratamiento final un lecho de secados.

3.9.1.5.1. Espesador por gravedad para fangos mixtos.

Con los diseños anteriores se obtiene la producción de fangos de la decantación primaria y la zanja de oxidación (Ver Anexo 7.5). También se considera los parámetros de la tabla 31 (Henández, 2015).

Tabla 31
Parámetros para el diseño de Espesadores por gravedad.

	Fango Primario	Fangos Activos	Fangos mixtos	Fango de aireación prolongada	Fangos de estabilización prolongada
Carga de sólidos (kg/m ² d)	90-130	20-35	40-70	25-35	30-40
Concentración (%)	8 - 10	2 - 3	4 - 7	2 - 3	2.5 - 3.5
Tiempo de retención (hr)	>24	>24	>24	>24	>24
Carga hidráulica (m ³ /m ² h)	<1.40	<0.45	<0.90	<0.45	<0.45

Nota: Los parámetros es de acuerdo al tipo de fango que se desea tratar. (Henández, 2015).

3.9.1.5.2. *Lecho de secados.*

Este método es uno de los más simples y económicos, este sistema consiste en el secado de lodos y es ideal para pequeñas poblaciones. Los datos a considerar son:

Carga de sólidos que ingresa al sedimentador (C, en kg de SS/día), obtenido del espesador por gravedad de fangos mixtos o si no se cuenta con ese dato se aplica la siguiente ecuación:

$$C = Q * SS * 0.0864 \dots \dots \dots (22)$$

$$C = 319.3 \text{ kg/d}$$

Donde:

SS: Sólidos en suspensión en el agua residual cruda (mg/l).

Q: Caudal Promedio de aguas residuales.

Masa de sólidos que conforman los lodos (kg SS/día)

$$Msd = (0.5 * 0.7 * 0.5 * C) + (0.5 * 0.3 * C) \dots \dots \dots (23)$$

$$Msd = 53.903 \text{ kgSS/día}$$

Volumen diario de lodos (l/d)

$$Vld = \frac{Msd}{\rho_{lodo} * \left(\frac{\%sólidos}{100}\right)}$$

Donde:

ρ_{lodo} : Densidad de los lodos (1.04 kg/l).

% de sólidos: % de sólidos contenidos en el lodo (8 a 12%).

Volumen a extraerse del tanque (m3)

$$Vel = \frac{Vld * Td}{1000}$$

$$Vel = 32.83m3$$

Donde:

Td: Tiempo de digestión, Valor obtenido de la tabla 33.

Tabla 32

Días de digestión

Temperatura °C	Tiempo de digestión en días
5	110
10	76
15	55
20	40
>25	30

Nota: Días de digestión según temperatura. (OPS & CEPIS, 2005)

3.9.2. Reutilización de recursos.

En el cierre del ciclo del manejo integral es necesario reutilizar los recursos extraídos del efluente del agua residual y los lodos obtenidos del proceso del sistema de tratamiento de aguas residuales, de esta manera se consideró lo siguiente:

3.9.2.1. Reuso de aguas residuales.

Para la reutilización de las aguas residuales se consideró los límites Máximos Permisibles establecidos por el Decreto Supremo N° 003-2010-MINAM (Tabla 2) y Los estándares de Calidad Ambiental (ECA) para agua (Tabla 3), se tomó la decisión de que el efluente sea para riego de tallo bajo como pasto (*Brachypodium retusum*) o césped, en consideración del plan director de Villa Chullunquiani, se apreció que sus alrededores donde estará ubicada la PTAR,

son áreas destinados a parques y jardines. Los diseños realizados fueron a raíz de los parámetros que encontramos en los ECA para agua de riego de bajo tallo.

3.9.2.2. *Reuso de lodos.*

Después de los procesos que se realizan en el tratamiento de aguas residuales, a través del decantador primario y tanque sedimentador secundario se retira los lodos para el tratamiento de lodos o la línea de fangos, que incluye el sistema de espesador por gravedad y Lecho de Secados, para generar un compostaje que puede ser reutilizado como abono para las áreas verdes lo cual no requiere otros sistemas, solo que se retire después del secado.

3.10. Gestión Operativa

En esta etapa se conoció la importancia de la operación por consiguiente el mantenimiento, la aplicación de estas consideraciones genera la durabilidad y trabajabilidad óptima del sistema sin tener complicaciones a futuro, para las consideraciones a tomar se conoció la operación previa para cada etapa, seguidamente el mantenimiento. La operación de cada etapa del sistema teniendo en cuenta cálculos y consideraciones del manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento y el Manual de Operación y mantenimiento de sistemas de alcantarillado Sanitario para áreas Rurales.

CAPÍTULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIONES

4.1. Resultados

4.1.1. Red del sistema de alcantarillado actual.

En la actualidad Villa Chullunquiani cuenta con un servicio de desagüe donde se tiene instalados tuberías de PVC y Concreto de Ø 8", 6" y 4" (ver Anexo 7.1). El caudal que desemboca el campus universitario es aproximadamente 2.80 l/s y mediante los cálculos realizados según norma se obtiene 4.26 l/s. Las posibles causas son: infiltración en los tramos, pérdidas por rotura de tuberías y estancamiento en tanques sépticos.

La caja de registro que se conecta con el área habilitada para los afluentes cuenta con una altitud de 1.2m de profundidad lo que indica que las pendientes no cumplen con la fuerza tractiva admisible según la norma OS. 070 lo que hace accesible a que las aguas residuales se estanquen en las tuberías no teniendo una autolimpieza y se deterioren por los gases emitidos del agua residual sufriendo corrosión en la tubería.

Por diversos factores ya mostrados es necesario el diseño de la red de alcantarillado sanitario de acuerdo a la norma OS. 070, siendo así un sistema convencional a una altura mínima de 1m para buzones ubicados en el acceso vehicular y 0.30 para buzonetas ubicados en los accesos peatonales. Y como resultado del diseño (ver tabla 34), para el buzón BZ-O es de una profundidad 2.22 m con una tubería de 10" y una pendiente de 0.2%, además la propuesta de la red de emisor de alcantarillado sanitario cumple con lo que indica la norma OS. 070.

Tabla 33
Caudal de Infiltración Actual.

VILLA CHULLUNQUIANI					
Tubería	Material	Distancia (M)	l/s/km	1000	
Tramo 1	PVC	11.00	0.05	0.00005	0.00055
Tramo 2	PVC	57.00	0.05	0.00005	0.00285
Tramo 3	PVC	30.82	0.05	0.00005	0.001541
Tramo 4	PVC	49.77	0.05	0.00005	0.0024885
Tramo 5	PVC	35.20	0.05	0.00005	0.00176
Tramo 6	PVC	21.00	0.05	0.00005	0.00105
Tramo 7	PVC	15.30	0.05	0.00005	0.000765
Tramo 8	PVC	37.90	0.05	0.00005	0.001895
Tramo 9	PVC	16.64	0.05	0.00005	0.000832
Tramo 10	PVC	8.80	0.5	0.0005	0.0044
Tramo 11	PVC	66.23	0.5	0.0005	0.033115
Tramo 12	PVC	28.59	0.5	0.0005	0.014295
Tramo 13	PVC	5.03	0.5	0.0005	0.002515
Tramo 14	PVC	40.49	0.5	0.0005	0.020245
Tramo 15	PVC	10.65	0.5	0.0005	0.005325
Tramo 16	PVC	5.07	0.5	0.0005	0.0025325
Tramo 17	PVC	41.25	0.5	0.0005	0.020625
Tramo 18	Concreto	41.33	0.8	0.0008	0.033064
Tramo 19	Concreto	34.55	0.8	0.0008	0.02764
Tramo 20	Concreto	13.18	0.8	0.0008	0.010544
Tramo 21	Concreto	22.43	0.8	0.0008	0.017944
Tramo 22	Concreto	54.60	0.8	0.0008	0.04368
Tramo 23	Concreto	20.19	0.8	0.0008	0.016152
Tramo 24	Concreto	54.25	0.8	0.0008	0.0434
Tramo 25	Concreto	40.33	0.8	0.0008	0.032264
Tramo 26	Concreto	63.10	0.8	0.0008	0.05048
Tramo 27	Concreto	27.73	0.8	0.0008	0.022184
Tramo 28	PVC	30.60	0.05	0.00005	0.00153
Tramo 29	PVC	2.94	0.05	0.00005	0.000147
Tramo 30	PVC	22.64	0.5	0.0005	0.01132
Tramo 31	PVC	22.03	0.5	0.0005	0.011015
Tramo 32	PVC	27.54	0.5	0.0005	0.01377
Tramo 33	PVC	16.05	0.5	0.0005	0.008025
Tramo 34	PVC	9.43	0.5	0.0005	0.004715
Tramo 35	PVC	6.19	0.5	0.0005	0.003095
Tramo 36	PVC	56.32	0.5	0.0005	0.02816
Tramo 37	PVC	35.76	0.5	0.0005	0.01788
Tramo 38	PVC	10.95	0.5	0.0005	0.005475

Tramo 39	PVC	23.43	0.5	0.0005	0.011715
Tramo 40	PVC	22.12	0.5	0.0005	0.01106
Tramo 41	PVC	22.26	0.5	0.0005	0.01113
Tramo 42	PVC	3.39	0.5	0.0005	0.001695
Tramo 43	PVC	37.26	0.5	0.0005	0.01863
Tramo 44	Concreto	2.52	0.2	0.0002	0.000504
Tramo 45	Concreto	4.04	0.2	0.0002	0.000808
Tramo 46	Concreto	7.30	0.2	0.0002	0.00146
Tramo 47	Concreto	2.94	0.2	0.0002	0.000588
Tramo 48	Concreto	10.30	0.2	0.0002	0.00206
Tramo 49	Concreto	13.09	0.2	0.0002	0.002617
Tramo 50	Concreto	8.72	0.2	0.0002	0.001744
Tramo 51	Concreto	4.69	0.2	0.0002	0.000938
Tramo 52	Concreto	16.56	0.2	0.0002	0.003312
Tramo 53	Concreto	9.02	0.2	0.0002	0.001804
Tramo 54	Concreto	17.29	0.2	0.0002	0.003458
Tramo 55	Concreto	26.07	0.2	0.0002	0.005214
Tramo 56	Concreto	9.15	0.2	0.0002	0.00183
Tramo 57	Concreto	3.71	0.2	0.0002	0.000742
Tramo 58	Concreto	13.53	0.2	0.0002	0.002706
Tramo 59	Concreto	11.58	0.2	0.0002	0.002316
Tramo 60	Concreto	44.85	0.2	0.0002	0.00897
Tramo 61	Concreto	8.35	0.2	0.0002	0.001669
Tramo 62	Concreto	29.40	0.2	0.0002	0.00588
Tramo 63	Concreto	19.96	0.2	0.0002	0.003991
Tramo 64	Concreto	9.74	0.2	0.0002	0.001948
Tramo 65	Concreto	6.59	0.2	0.0002	0.001318
Tramo 66	Concreto	35.87	0.2	0.0002	0.0071732
Tramo 67	Concreto	38.88	0.2	0.0002	0.007776
Tramo 68	Concreto	3.93	0.2	0.0002	0.000786
Tramo 69	Concreto	27.30	0.2	0.0002	0.00546
Tramo 70	Concreto	49.93	0.2	0.0002	0.009986
Tramo 71	Concreto	12.49	0.2	0.0002	0.002498
Tramo 72	Concreto	25.07	0.2	0.0002	0.005014
Tramo 73	Concreto	129.67	0.2	0.0002	0.025934
Tramo 74	Concreto	9.38	0.2	0.0002	0.001876
Tramo 75	Concreto	15.70	0.2	0.0002	0.00314
Tramo 76	Concreto	61.65	0.2	0.0002	0.01233
Tramo 77	Concreto	30.00	0.2	0.0002	0.006

$$Q_i = 0.7173482$$

Fuente: Propio.

Tabla 34

Propuesta de Red de Colectores para Villa Chullunquiani.

Datos	Tramo	Gasto (L/S)	Limite Min. De Prof. Del Colector			Pendiente (%)	Diámetro (Pulg)	Sección Real			Parámetros			
			Ag. Abajo	Ag. Arriba	Ag. Abajo			Caudal(L/S)	Velocidad Real (M/S)	Tirante Real (M)	Pendiente Mínima (%)	V Crítica (M/S)	V Mínima (M/S)	Tensión Tractiva (Pa)
	#													
Colector 1	1	1.46	0.30	0.30	0.87%	6.00	1.50	0.44	0.037	0.4%	2.8	0.6	1.85	
	2	1.72	0.30	0.50	0.45%	6.00	1.72	0.36	0.047	0.4%	3.1	0.6	1.18	
	3	1.83	0.50	0.44	0.45%	6.00	1.83	0.36	0.048	0.4%	3.1	0.6	1.20	
	4	2.27	0.44	0.30	0.46%	6.00	2.27	0.39	0.054	0.4%	3.2	0.6	1.33	
	5	2.54	0.30	0.29	0.46%	6.00	2.54	0.41	0.056	0.4%	3.3	0.6	1.41	
Colector 2	1	0.41	0.30	0.30	1.33%	4.00	1.50	0.53	0.039	0.6%	2.7	0.6	2.73	
	2	0.95	0.30	0.30	1.31%	6.00	1.50	0.50	0.033	0.4%	2.6	0.6	2.52	
	3	1.24	0.30	0.30	0.65%	6.00	1.50	0.39	0.039	0.4%	2.8	0.6	1.44	
	4	1.49	0.30	0.44	0.65%	6.00	1.50	0.39	0.039	0.4%	2.8	0.6	1.45	
	5	1.76	0.44	0.60	0.45%	6.00	1.76	0.36	0.047	0.4%	3.1	0.6	1.17	
Colector 3	1	0.42	0.30	0.40	21%	4.00	1.50	1.44	0.019	0.6%	2.0	0.6	24.03	
	2	0.92	0.40	0.50	2.42%	4.00	1.50	0.65	0.032	0.6%	2.5	0.6	4.32	
	3	2.49	0.50	0.80	1.39%	6.00	2.49	0.59	0.042	0.4%	2.9	0.6	3.31	
	4	4.39	0.80	0.65	0.55%	6.00	4.39	0.51	0.073	0.4%	3.6	0.6	2.00	
	5	4.82	0.65	0.74	0.55%	6.00	4.82	0.52	0.076	0.4%	3.7	0.6	2.04	
	6	5.12	0.74	0.93	0.55%	6.00	5.12	0.53	0.079	0.4%	3.7	0.6	2.11	
C-4	1	0.20	0.30	0.40	0.57%	6.00	1.50	0.37	0.040	0.4%	2.9	0.6	1.31	
	2	0.40	0.40	0.50	0.57%	6.00	1.50	0.37	0.040	0.4%	2.9	0.6	1.31	
	3	0.73	0.50	0.75	0.45%	6.00	1.50	0.34	0.044	0.4%	3.0	0.6	1.10	
C-5	1	0.35	0.30	0.60	0.67%	4.00	1.50	0.42	0.046	0.6%	2.9	0.6	1.56	
	2	0.69	0.60	0.80	0.50%	6.00	1.50	0.36	0.042	0.4%	2.9	0.6	1.19	
	3	0.84	0.80	0.97	0.65%	6.00	1.50	0.39	0.039	0.4%	2.8	0.6	1.45	
C-6	1	0.29	0.40	0.54	0.87%	4.00	1.50	0.45	0.042	0.6%	2.8	0.6	1.92	
	2	0.58	0.54	0.87	0.87%	4.00	1.50	0.45	0.042	0.6%	2.8	0.6	1.92	
C-7	1	0.23	0.30	0.50	0.75%	4.00	1.50	0.43	0.045	0.6%	2.9	0.6	1.72	
	2	0.46	0.50	0.80	0.75%	4.00	1.50	0.43	0.045	0.6%	2.9	0.6	1.72	
C-8	1	0.17	0.30	0.50	0.67%	4.00	1.50	0.42	0.046	0.6%	2.9	0.6	1.56	
	2	0.35	0.50	0.70	0.67%	4.00	1.50	0.42	0.046	0.6%	2.9	0.6	1.56	
C-9	1	0.17	0.30	0.50	0.67%	4.00	1.50	0.42	0.046	0.6%	2.9	0.6	1.56	
	2	0.35	0.50	0.70	0.67%	4.00	1.50	0.42	0.046	0.6%	2.9	0.6	1.56	

Tabla 35

Propuesta de Red de Emisor para Villa Chullunqui.

Datos	Tramo	Gasto (L/S)	Limite Min. De Prof. Del Emisor			Desnivel	Pendiente (%)	diámetro (Pulg)	Sección Real			Parámetros		
			#	Ag. Abajo	Ag. Arriba				Ag. Abajo	Caudal(L/S)	Velocidad Real (M/S)	Radio Hidráulico(M)	Pendiente Mínima (%)	V Critica (M/S)
Emisor	1	3.68	1.00	1.00	0.20	0.34%	8.00	3.68	0.39	0.037	0.3%	3.6	3.0	1.26
	2	4.94	1.00	1.27	0.27	0.35%	8.00	4.94	0.43	0.042	0.3%	3.8	3.0	1.42
	3	5.63	1.27	1.48	0.21	0.35%	8.00	5.63	0.45	0.044	0.2%	3.9	3.0	1.50
	4	6.03	1.48	1.53	0.25	0.36%	8.00	6.03	0.46	0.045	0.2%	4.0	3.0	1.58
	5	6.40	1.53	1.69	0.16	0.25%	10.00	6.40	0.40	0.049	0.2%	4.1	3.0	1.20
	6	6.83	1.69	1.87	0.18	0.24%	10.00	6.83	0.40	0.050	0.2%	4.2	3.0	1.19
	7	7.00	1.87	2.15	0.08	0.27%	10.00	7.00	0.42	0.049	0.2%	4.2	3.0	1.29
	8	12.35	2.15	2.25	0.10	0.25%	10.00	12.35	0.49	0.063	0.2%	4.7	3.0	1.54
	9	12.58	2.25	2.35	0.10	0.25%	10.00	12.58	0.49	0.063	0.2%	4.7	3.0	1.55
	10	13.08	2.35	2.23	0.08	0.25%	10.00	13.08	0.50	0.064	0.2%	4.8	3.0	1.58
	11	13.86	2.23	2.31	0.09	0.25%	10.00	13.86	0.51	0.065	0.2%	4.8	3.0	1.60
	12	15.82	2.31	2.20	0.09	0.26%	10.00	15.82	0.54	0.068	0.2%	4.9	3.0	1.72
	13	16.00	2.20	2.28	0.08	0.25%	10.00	16.00	0.53	0.069	0.1%	4.9	3.0	1.69
	14	18.74	2.28	2.15	0.07	0.20%	10.00	18.74	0.51	0.074	0.1%	5.1	3.0	1.46
	15	18.94	2.15	2.22	0.07	0.20%	10.00	18.94	0.52	0.074	0.1%	5.1	3.0	1.46

Nota: El cuadro de cálculo se considera una velocidad mínima de 0.60 m/s y una Tensión Tractiva de 1Pa, lo cual me permite la auto limpieza en toda la red y la circulación de la misma.

4.1.2. Propuesta de Planta de tratamiento de Aguas residuales.

En la disposición final de las aguas residuales con fines de mejora del efluente que desemboca al sub suelo se propuso el sistema de tratamiento de aguas residuales siguiente:

- Para el sistema de tratamiento de aguas residuales o PTAR se tiene la siguiente secuencia según la norma OS. 090:

Tratamiento Preliminar: El tratamiento preliminar o pretratamiento de las aguas residuales involucra varios procesos, con la finalidad de eliminar todos los materiales de grandes dimensiones que el agua contiene y que arrastra en la circulación de la red de alcantarillado hacia el sistema de tratamiento de aguas residuales.

Como primer paso llega a un separador o cribado de sólidos, esta etapa tiene como finalidad separar y remover los sólidos de gran tamaño (bolsas, ramas, telas, vidrio, botellas, entre otros) y que pueden interferir en las etapas posteriores del tratamiento. Diseñado con rejillas a una separación de 25mm y una inclinación de 60°.

Tabla 36
Resultados del diseño de Cribas.

RESUMEN DE RESULTADOS						
Descripción	Dimensiones (m)				v(m/s)	
	B	H	L	S		
Diseño de Cribas	0.5	0.5	1.3	0.8	%O	0.43
Diseño de By-Pass	0.3	0.30			0.23%	0.6
Eficiencia						71%

El desarenador tiene como función sedimentar las gravas, arenas y partículas gruesas que contienen alta densidad. Este proceso evita que el sedimentador o decantador primario se sobrecargue con partículas de alta densidad.

El desengrasador su función es captar la grasa y aceites acumulándose en la parte superior, su forma es rectangular, estas grasas pueden ocasionar daños en el mantenimiento por su viscosidad obstruyendo los ductos e impidiendo una correcta aireación en el tratamiento biológico.

Tabla 37
Resultados del diseño de Desarenador.

RESUMEN DE RESULTADOS - DESARENADOR		
Descripción	Dimensiones (m)	v(cm/s)
Base	0.8	4.81
Altura incluido borde libre	0.50	
Longitud de Transición	0.68	
Longitud de Sedimentación	3.90	
Capacidad del Tanque (m3)	1.25	

Tabla 38
Resultados del diseño de Desengrasador.

RESUMEN DE RESULTADOS - DESENGRASADOR		
DESCRIPCIÓN	DIMENSIONES (m)	Área(m2)
BASE	0.9	2.99
Altura	1.26	
Longitud	3.80	
carga hidráulica (m/h)	20.00	
Tiempo de retención hidráulica (min)	4	
Caudal Máximo Horario (m3/s)	0.017	

Tratamiento Primario: Consiste en la reducción de la carga orgánica del agua, en este proceso es posible disminuir hasta un 32% de DBO y un 56% de SST a un tiempo de retención de 1.5hr, este proceso solo es un paso inicial, para un proceso posterior de aireación y eficaz. El sedimentador diseñado es rectangular.

Tabla 39

Resultados del diseño del tanque sedimentador primario.

RESUMEN DE RESULTADOS- SEDIMENTADOR PRIMARIO		
Descripción	Dimensiones (m)	
Altura	1.8	
Altura De Pantalla Difusora	1.1	
Longitud de Zona de sedimentación	11.0	# de Orificios
Longitud de pantalla difusora	0.7	40.00
Tiempo de retención (hr)	1.5	
remoción del DBO (%)	31.25	
remoción del SS (%)	52.63	

Tratamiento Secundario: Este tratamiento contiene un proceso biológico en el cual la materia orgánica se digiere y se convierte en microorganismos que sean flóculos macroscópicos con suficiente masa y fáciles de sedimentar.

Las zanjas de oxidación tienen como funcionalidad anóxica y aireada, este sistema es producto de los reactores que además de circular el agua permite dar aire en la zona donde el fluido transcurre.

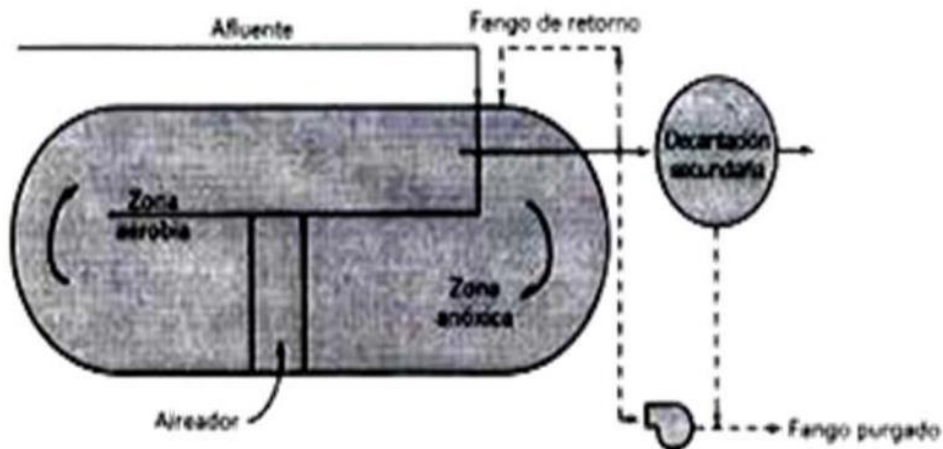


Figura 32. Detalle del proceso de una zanja de oxidación. (<https://docplayer.es/47538182-Microorganismos-de-plantas-depuradoras.html>).

Tabla 40

Resultados del diseño de zanja de oxidación.

RESUMEN DE RESULTADOS - ZANJA DE AREACIÓN PROLONGADA	
Descripción	Dimensiones (m)
Longitud del circuito	60.18 m
diámetro interior de cabecera	7.60 m
Altura	1.5
Tiempo de Recirculación (hr)	16.00
Recirculación de Fangos	23.95 m ³ /h
Oxígeno (kgO/d)	923.41
Potencia de Rotor (Hp)	6
remoción del DBO (%)	95%
remoción del SS (%)	39.15%

Tabla 41

Resultados del diseño de sedimentador secundario.

RESUMEN DE RESULTADOS- SEDIMENTADOR SECUNDARIO		
Descripción	Dimensiones (m)	
Profundidad	2.1	
Área del sedimentador	50.3	
Diámetro	8.0	# de Vertederos
Volumen (m ³)	101.6	1.00
Tiempo de retención (hr)	3.0	
Volumen de pocetas	1.1	
diámetro de pocetas	2.0	
remoción del DBO (%)	38.46	
remoción del SS (%)	60.61	

Desinfección: Este tratamiento está compuesto por una cámara de contacto de cloración que su función es la reducción de bacterias entre ellos los microorganismos patógenos que pueden generar enfermedades a la población.

Tabla 42

Resultados del diseño de Cámara de Contacto de cloración.

RESUMEN DE RESULTADOS					
Descripción	Dimensiones (m)				Tiempo
	B	H	L	S	
Cámara De Cloración	2.0	1.2	5.9	1%	25.0
Dosis de cloro (mg/l)			0.5		min
Vol. (m3)			14.10		

Tratamiento de Lodos: Para el tratamiento de lodos se hizo dos tipos de procesos uno de ellos es el espesador por gravedad anaerobio cuya función es la mezcla y homogeneización de fangos de distintos orígenes, eliminación del riesgo de obstrucción de tuberías u otros equipos y mejora de la producción de los dispositivos de deshidratación como pueden ser los lechos de secado.

Tabla 43

Resultados del diseño de espesadores por gravedad.

RESUMEN DE RESULTADOS - ESPESADORES			
Descripción	Dimensiones (m)		Volumen
Profundidad	2.1		18.25 m3
Diámetro	3.4		
Pendiente	10.00%		
Solidos Suspendidos que ingresan	364.91		kg/d
Solidos Suspendidos que salen	310.18		kg/d
Tiempo de retención	24.00 hrs		

Tabla 44

Resultados del diseño de Lecho de Secados

RESUMEN DE RESULTADOS - LECHO DE SECADOS			
Descripción	Dimensiones (m)		Volumen
Profundidad	0.3		0.00 m3
Longitud	9		
Ancho	3.00		
Volumen de lodo digerido	434.94		l/d
Volumen de lodo a extraerse	33.06		m3
Tiempo de digestión	76.00 días		

Las aguas residuales de Villa Chullunquiani, son aguas de uso doméstico e industrial, que desemboca a una disposición final (Pozo). Según el diagnóstico los resultados obtenidos del efluente presentan una serie resultados que afectan a la población como medio ambiente, debido al sistema insuficiente que presenta la universidad. La actual disposición final no tiene la capacidad para tratar las aguas afluentes, por el incremento de población que se tuvo a lo largo de los años.

Los efluentes que la población universitaria evacua no cumple con los LMP, por ende, se propuso un diseño que hará posible el cierre del ciclo de contaminación que genera las aguas residuales al no ser tratadas, con un sistema eficiente y mecanizado donde su operacionalidad no es compleja y además nos permite reutilizar las aguas y el lodo deshidratado.

La implementación de un plan de manejo integral con las aguas residuales nos presenta una probabilidad en la mejora de la salud pública y medio ambiente, usando un proceso adecuado para el tipo de afluente que vierte la población de Villa Chuñunquiani. El sistema propuesto nos muestra los siguientes resultados:

Tabla 45
Resultados del Efluente tratado.

Parámetros	Unidad	LMP Efluentes	ECA	Efluente Actual	Efluente Tratado
Aceites y grasas	mg/l	20	5	0.8814	Por Lab.
Coliformes Termotolerantes	NMP/100 ml	10000	1000	840000	
Demanda Bioquímica de Oxígeno	mg/l	100	15	481	15
Demanda Química de Oxígeno	mg/l	200	40	535	31.5
pH	unidad	6.5 - 8.5	6.5-8.5	7.7	7.7
Sólidos totales en suspensión	ml/l	150		370	118.49
Nitratos	mg/l NO3		100	30	Por Lab.
Nitritos	mg/l NO2		10	24.3	Por Lab.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

Se concluye que con la implementación del plan de manejo integral en Villa Chullunquiani se tiene los siguientes beneficios:

✚ La propuesta de mejoramiento para el sistema de la red de alcantarillado tiene una velocidad mínima de 0.60m/s y una Fuerza tractiva de 1Pa, proporcionando un mejor funcionamiento en toda su trayectoria, hasta su de disposición final habilitado.

✚ El tipo de tecnología del sistema de tratamiento de aguas residuales cumple con los parámetros establecidos del ECA siendo apropiada para la reutilización del efluente en riego de jardines, la obtención del compostaje y finalmente cerrar el ciclo del efluente.

La remoción del DBO en el tanque sedimentador primario rectangular es de 31.25% y de solidos suspendidos es de 52.63%; la remoción del DBO en las zanjas de oxidación de aireación prolongada es de 95% y de solidos suspendidos es de 39.15%.

✚ El sistema que se usara en la disposición final de las aguas residuales está compuesto por: tratamiento preliminar, tratamiento primario (01 Tanque sedimentador primario), tratamiento secundario (02 Zanja de oxidación de aireación prolongada y 01 Sedimentador Secundario), desinfección (01 Cámara de contacto de cloración) y Tratamiento de Lodos (01Espesador por gravedad anaerobio y 01 Lecho de secados).

La capacidad de la PTAR tiene un periodo de vida útil de 20 años. Para atender a una población de 10 155 habitantes, con un caudal de 9.40 l/s.

El plan de manejo integral muestra la importancia de tener un adecuado sistema de alcantarillado, una planta de tratamiento de aguas residuales y la ausencia de los tanques sépticos como tratamiento único para disminuir los riesgos que podemos generar al medio ambiente y las personas que habitan en la zona.

5.2. Recomendaciones

Se recomienda que la población no vierta las aguas pluviales por que puede causar un colapso a las tuberías y una sobre carga a la PTAR.

La ubicación de los colectores y emisores debe ser adecuado para el tipo urbanización considerando una proyección a futuro.

Se debe designar personal capacitado para la correcta operación de la Planta de Tratamiento de aguas residuales.

Se recomienda realizar capacitaciones, para aumentar el nivel de concientización de la importancia del uso adecuado de la red de alcantarillado.

Que los estudios presentes deben complementarse con el análisis de costos de operación y mantenimiento con el fin de obtener los niveles de inversión.

Se recomienda previo a la ejecución de una PTAR, la realización de una planta reducida a escala para evitar la malversación.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alcantarillado, N. T. (s.f.). *SCRIB*. Obtenido de SCRIB:
<https://es.scribd.com/doc/100818764/DISENO-DE-ALCANTARILLADO-SANITARIO>
- Bravo, W. F. (2007). Estructuras complementarial de un sistema de laguna de estabilizacion para el tratamiento de Aguas Residuales. *Universidad de Sucre facultad de ingeniería departamento de ingeniería civil Sincelejo*, 100.
- CONAGUA. (2009). Alcantarillo Sanitario. *Manual de agua potable, Alcantarillado y Saneamiento*, 122.
- CONAGUA. (s.f.). Operación y Mantenimiento de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuaes Municipales: Lodos Activados. *Manualde agua potable, alcantarillado y Saneamiento*, 242.
- CONAGUA. (s.f.). Sistemas de Medición del Agua: Producción, Operación y consumo. *Manual de agua potable, Alcantarillado y Saneamiento*, 230.
- eddy.hgz. (21 de marzo de 2011). *uningenierocivil.blogspot*. Obtenido de uningenierocivil.blogspot: <http://uningenierocivil.blogspot.pe/2011/03/generalidades-sobre-rocas-y-suelos.html>
- Florez, R. O. (2014). *ANALISIS DEL PROBLEMA DEL AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO: CIUDAD DE PUNO Situación Actual y Realidad*. Puno: Rev. Investig. Altoandin. 2014; Vol 16 N° 1: 05 - 08.

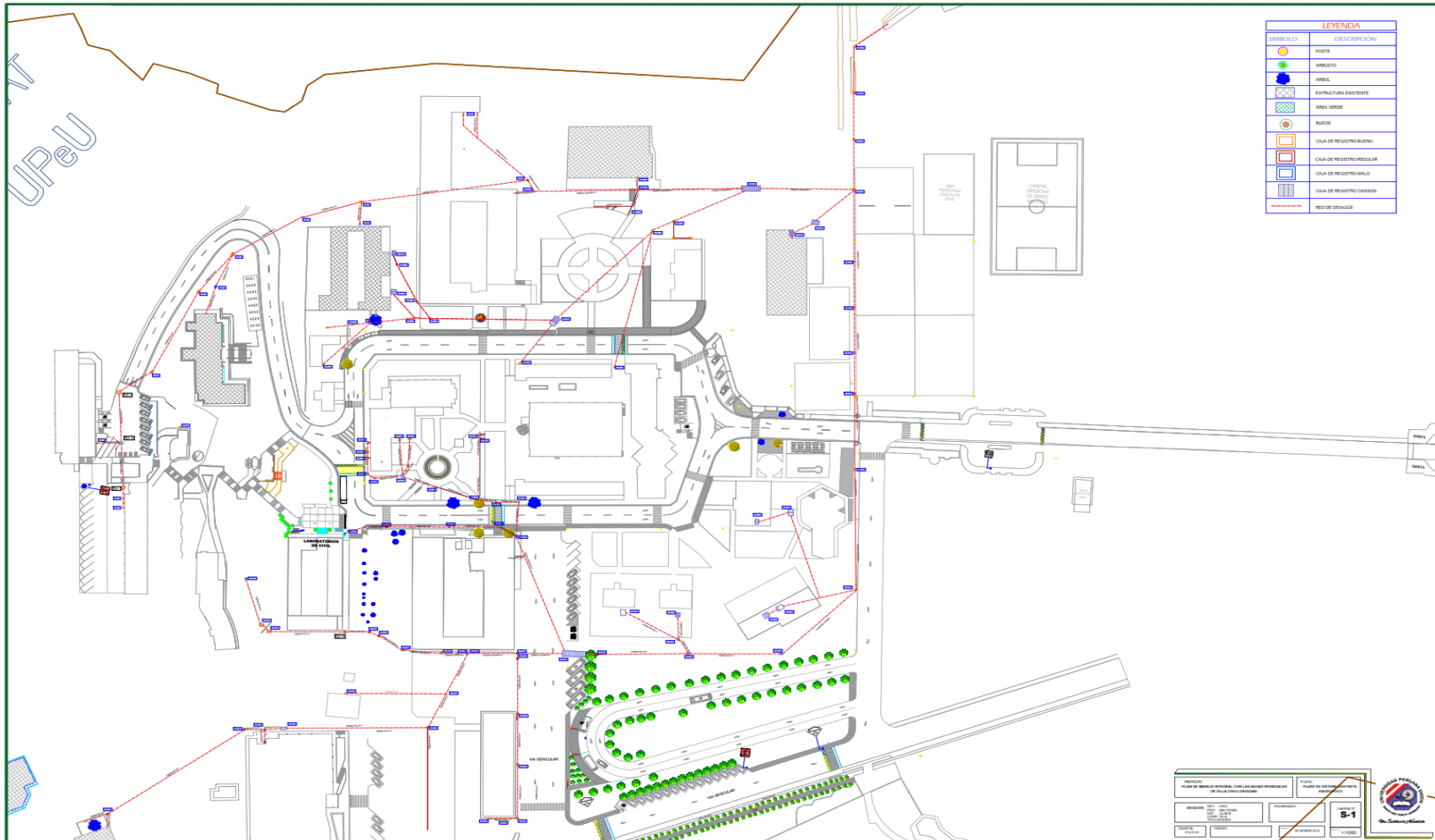
- Henández, A. (2015). *Mnual de diseño de estaciones depuradoras de aguas residuales*. Madrid, España: IBERGARCETA PUBLICACIONES, S.L., Madrid, 2015.
- Hernández Lehmann, A. (2005). *Manual de diseño de estaciones depuradoras de aguas residuales*.
- Hernández, R., Fernández, C., & Baptista, M. d. (2014). *METODOLOGÍA de la investigación*. México D.F: McGRAW-HILL.
- Jimenez, G. (2007). *TOPOGRAFIA PARA INGENIEROS CIVILES*. Universidad del Quindío.
- Mendoza, J. (2010). *TOPOGRAFÍA TÉCNICAS MODERNAS*. Lima -Peú.
- Metcalf, & Eddy, I. (1995). *Ingenieria de aguas residuales tratamiento vertido y reutilizacion*. España: McGraw-Hill.
- OPS, O. p., & CEPIS. (2005). Guia de diseño de tanque Septico, Tanque Imhoff y Lagunas de estabilizacion. 40.
- OPS, O. p., & CEPIS. (2005). Guia para el diseño de Desarenadores y Sedimentadores. 34.
- OPS, O. P., & CEPIS. (2005). Guías para el diseño de tecnologías de alcantarillado. 73.
- OPS, O. P., & CEPIS. (2006). Criterios básicos para la implementación de sistemas de agua y saneamiento en los ámbitos rural y de pequeñas ciudades . 51.
- OS 090. (2006). Planta de tratamiento de aguas residuales. *RNE*, 65.
- OS070. (2009). Redes de Aguas Residuales. *Reglamento nacional de Edificaciones*, 14.
- OS100. (2006). CONSIDERACIONES BÁSICAS DE DISEÑO DE INFRAESTRUCTURA SANITARIA. *RNE*, 3.

- Pérez, J., & Merino, M. (2014). *denicion.de*. Obtenido de *denicion.de*:
<https://definicion.de/integral/>
- PROAGUA, P. d., & GTZ, C. t. (2003). Guía de Implantación de la Tecnología Condominal por una Empresa de Saneamiento. *Sistema Alternativode Bajo Costo de Alcantarillado Sanitario*, 117.
- PRONASAR, P. N., & Ministerio de vivienda, C. y. (2004). PARAMETROS DE DISEÑO DE INFRAESTRUCTURA DE AGUA Y SANEAMIENTO PARA CENTROS POBLADOS RURALES. 30.
- Republica de Colombia; Ministerio de Desarrollo Económico. (2000). Tratamiento de aguas residuales. *Reglamento Técnico del sector de agua y saneamiento Basico*, 144.
- Roa, M. (14 de marzo de 2012). *Filtros Percoladores*. Obtenido de Filtros Percoladores:
<http://filtrospc.blogspot.com/>
- Romero Rojas, J. A. (2005). *CALIDAD DEL AGUA*. Bogotá: Escuela Colombiana de Ingeniería.
- SIAPA. (2014). Alcantarillado Sanitario. En SIAPA, *Criterios y lineamientos tecnicos para factibilidades* (pág. 38). Lima.
- SINIA, S. n. (2009). Tratamiento y Reuso de aguas residuales. En M. d. MINAN, *Manual para MUNICIPIOS ECOEFICIENTES* (págs. 13-68). Lima: ENOTRIA S.A. Obtenido de <http://sinia.minam.gob.pe>
- Sostenible, D. d. (s.f.). *Deposito de Documentos de la FAO*. Obtenido de Deposito de Documentos de la FAO: <http://www.fao.org/docrep/T0848S/t0848s06.htm>



- SUNASS, S. N., & GTZ/PROAGUA. (2008). Diagnóstico Situacional de los Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales en las EPS del Perú y Propuestas de Solución. *Aguas Residuales*, 79.
- SUNASS, S. N., GIZ, & PROAGUA. (febrero de 2016). Diagnóstico de las Plantas de tratamiento de aguas residuales en el ámbito de operación de las entidades prestadoras de Servicios de saneamiento. *Aguas Residuales*, 147. Obtenido de <http://www.sunass.gob.pe>
- UNESCO, U. N. (2017). *Informe Mundial de las Naciones Unidas sobre el Desarrollo de los Recursos Hídricos 2017, Aguas residuales: El recursos desaprovechado*. Paris, Francia.
- Valdez, E., & Vazquez, A. (2003). *Ingeniería de los sistemas de tratamiento y disposición de aguas residuales*. Mexico: Fundacion ICA,A.C.
- VIERENDEL. (2005). *Abastecimiento de agua y Alcantarillado*. Peru.

ANEXOS

Anexo A. Diagnóstico



Anexo B. Plantilla de Caudal de la población

	UNIVERSIDAD PERUANA UNIÓN	
	ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL	
	MANEJO INTEGRAL DE AGUAS RESIDUALES	
	DISEÑO DEL CAUDAL	

DATOS

POBLACIÓN ACTUAL	4600.00
PERIODO DE DISEÑO	20 AÑOS
POBLACIÓN FUTURA	10155
DOTACIÓN	= 100 l/P/d

De acuerdo a las características socioeconómicas, culturales, densidad poblacional, y condiciones técnicas que permitan en el futuro la implementación de un sistema de saneamiento a través de redes, se utilizarán dotaciones de hasta 100 l/hab/día

1. Caudal de agua potable de la población:

$$Q = \frac{\text{Dotación} \times \text{Pob.}}{86400}$$

Qactual:	5.32	l/s
Qfuturo:	11.75	l/s

2. Caudal de agua residual de la población:

$$Q_m = \frac{C \times P_f \times \text{dotación}(d)}{86400 \text{ s/día}}$$

AGUAS RESIDUALES 80%

Qactual:	4.26	l/s
Qfuturo:	9.40	l/s

Qm= Consumo promedio diario (l/s)
 Pf= Población Futura (hab.)
 D= Dotación (l/hab./día)
 C= Coeficiente de retorno (0.80)
 OS.070, Item 4.4.

3. Caudal Máximo Horario:

k_2 : Coeficiente de caudal máximo horario	1.8	-	2.5
Qmh:	16.93	l/s	

4. Caudal Máximo Diario:

k_1 : Coeficiente de caudal máximo Diario	1.3
Qmd:	12.22 l/s

5. Caudal Mínimo horario:

k_{1-} : Coeficiente de caudal máximo Diario	0.5
Qminh:	4.70 l/s

6. Caudal Medio o de diseño:

$$Q_d = Q_{mh} + Q_i + Q_e + Q_c$$

Qd:	17.8	l/s
------------	------	-----

CAUDALES CONCENTRADOS

$$Q_c = 0 \text{ l/s}$$

CAUDAL DE CONEXIONES ERRADAS

$$Q_i = 0.8463 \text{ l/s}$$

METODO ARITMETICO

r = tasa de crecimiento

		r
2010	2378.00	
2011	2787.00	409
2012	3231.00	444
2013	3577.00	346
2014	4020.00	443
2015	4174.00	154
2016	4237.00	63
2017	4347.00	110
2018	4600.00	253
rprom=		277.75

$$Pd = Pa + r.t$$

Pd = Población de diseño (hab.)
 Pa = Población actual (hab.)
 r = Tasa de crecimiento (hab./año)
 t = Período de diseño (años)

$X=$ 2038

$P=$ 10155

METODO GEOMETRICO o INTERES COMPUESTO

AÑO	POBLACION	Δt	r
2010	2378.00		
2011	2787.00	1	0.172
2012	3231.00	1	0.159
2013	3577.00	1	0.107
2014	4020.00	1	0.124
2015	4174.00	1	0.038
2016	4237.00	1	0.015
2017	4347.00	1	0.026
2018	4600.00	1	0.058
rprom=			0.087

$$Pd = Pa(1+r)^t$$

Pd = Población de diseño (hab.)
 Pa = Población actual (hab.)
 r = Tasa de crecimiento anual
 t = Período de diseño (años)

$X=$ 2038

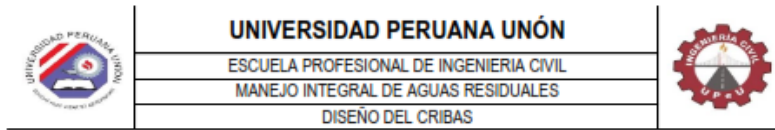
$P=$ 24613.00

$r=$ 1.08597105

$r=$ 0.08597

METODO ARITMETICO	10155
METODO DE INTERES SIMPLE	11767
METODO GEOMETRICO o INTERES COMPUESTO	24613
METODO LOGARÍTMICO O EXPONENCIAL	23940

Anexo E. Plantilla Diseño de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales



UNIVERSIDAD PERUANA UNÓN

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

MANEJO INTEGRAL DE AGUAS RESIDUALES

DISEÑO DEL CRIBAS



DATOS

CAUDAL MAXIMO HORARIO (Qmh)	m3/s	=	0.017
CAUDAL MAXIMO DIARIO (Qmd)	m3/s	=	0.013
CAUDAL MEDIO (qm)	m3/s	=	0.009
RUGOSIDAD (coeficiente de Manning)		=	0.013
DIAMETRO DE TUBERIA DE ENTRADA	= 8 pulg		0.2 m

CRITERIOS PARA LA REJA

BARRAS		Datos Asumidos	
Sección Rectangular	5 - 15 mm	ANCHO DE BARRAS	10 mm
Espesor	30 - 75 mm	SEPARACION DE BARRAS	25 mm
Espaciamento entre barras	20 - 50 mm	ANGULO DE INCLINACION	60 °

Nota: Datos proporcionados por la norma OS.090 del R.N.E.

Espesor de las barras (t)	Eficiencia: valores de "E"			
	a= 3/4" (20mm)	a= 1" (25mm)	a= 1 1/4" (30mm)	a= 1 1/2" (40mm)
1/4"	0.75	0.8	0.834	0.857
5/16"	0.706	0.768	0.803	0.826
3/8"	0.677	0.728	0.77	0.8
7/16"	0.632	0.696	0.741	0.774
1/2"	0.6	0.667	0.715	0.755

Nota: Eficiencia de las rejillas en función del espesor de las barras. (Rolín,2000)

VELOCIDAD DE FLUJO A TRAVES DE LA REJA según la norma OS. 090

Velocidad maxima	1.2 m/s
Velocidad media	0.9 m/s
Velocidad minima	0.6 - 0.3 m/s
Borde libre en el canal de cribado	0.3 m
ab = ancho de las barras (mm)	10 X 50 = 3/8"X2"
eb = espaciamento entre barras (mm)	25

1. Area entre las barras o util, en m2 (Au)

$$A_u = \frac{Q_{MAX}}{V}$$

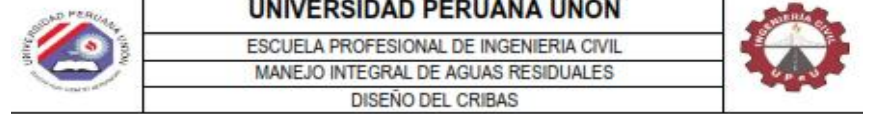
$A_u = 0.028 \text{ m}^2$

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

E (eficiencia) = $\frac{0.714}{0.728}$

2. Area del canal hasta el nivel del agua, m2

$$S = \frac{A_u}{E} \quad S = 0.04 \text{ m}^2$$



UNIVERSIDAD PERUANA UNÓN

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

MANEJO INTEGRAL DE AGUAS RESIDUALES

DISEÑO DEL CRIBAS



3. Ancho del canal en la zona de rejillas (Hernández,2015)

$$W = \frac{Q_{m\acute{a}x}}{v \cdot D} \left(\frac{ab + eb}{eb} \right) + C_{rej} \quad D = 0.15 + 0.74 \sqrt{Q_{m\acute{a}x}}$$

- W: Ancho del canal de rejillas (m) D= 0.2 m
- Qmáx: Caudal máximo que pasa (m3/s) W= 0.5 m
- v: velocidad de paso del agua en rejillas (m/s) L= 1.3 m 0.11
- D: Nivel aguas arriba de la rejilla a caudal maximo (m) H= 0.2 m
- ab: Ancho de las barras (m)
- eb: Separación libre entre barras (m)
- C_{rej} : Coeficiente de seguridad
- Rejillas finas 0.1 m rejillas gruesas 0.3 m

Velocidad de paso antes de la reja

Mantenerse entre 0.30 y 0.60m/s, siendo 0.45 m/s un valor comunmente utilizado. (Norma OS.090) $V = \frac{Q_{max}}{S} \quad V = 0.43 \text{ m/s}$

CALCULO DEL NUMERO DE BARRAS

$$N_b = \frac{b - s_1}{e + s_1} \quad N_b: 14$$

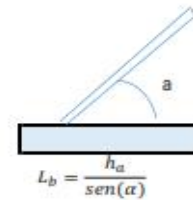
PENDIENTE DEL CANAL

$$s = \left(\frac{V_{xm}}{R_b^{2/3}} \right)^2$$

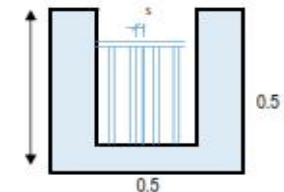
- s= Pendiente del canal
- v= Velocidad del flujo del canal (m/s)
- R= Radio Hidraulico (m)
- p= Perimetro mojado

P= 0.76 R= 0.09 S= 0.0008 = 0.8 ‰

LONGITUD DE LAS BARRAS



Lb= 69.3 cm





UNIVERSIDAD PERUANA UNÓN

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

MANEJO INTEGRAL DE AGUAS RESIDUALES

DISEÑO DEL CRIBAS



PERDIDA DE CARGA EN REJILLAS

Formula de Metcalf y Eddy(1991)

$$h_f = \frac{1}{0.7} \left[\frac{V^2 - v^2}{2g} \right]$$

$$V = 0.45 - 0.75 \text{ m/s}$$

$$V = 0.5 \text{ m/s}$$

$$VE = 0.36 \text{ m/s}$$

$$hf = 0.01 \text{ m}$$

Rejilla en el caso que este 50% obstruida

$$V = V_{max} \times \frac{1}{(1 - \%perdida)}$$

$$V = 1 \text{ m/s}$$

$$hf = 0.06 \text{ m}$$

DISEÑO DE BY-PASS

Asumiendo base:

$$Q = K.B.H^{\frac{3}{2}}$$

$$b = 0.3 \text{ m}$$

$$H = 0.10 \Rightarrow 0.10 \text{ m}$$

$$R = 0.06 \text{ m}$$

$$V = 0.564 \text{ m/s}$$

$$\text{Pendiente (S)} = 0.0023 \Rightarrow 0.23\%$$



UNIVERSIDAD PERUANA UNÓN

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL
 MANEJO INTEGRAL DE AGUAS RESIDUALES
 DISEÑO DEL DESARENADOR- CEPIS & ANA



Donde:

Q _{mh} = caudal maximo horario	0.017	m ³ /s
Q _m = caudal medio	0.009	m ³ /s
Q _{minh} = caudal minimo horario	0.004	m ³ /s
g= Aceleracion de la gravedad	981	cm/s ²
d= Diametro de la particular	0.02	cm
S=Gravedad especifica de las particulas	2.65	g/cm ³
ρ = masa especifica del agua a temperatura T°C	0.998	g/cm ³
μ = viscosidad dinamica a temperatura T°C	0.010	g/s.cm
ν = viscosidad cinematica a temperatura T°C	0.010	cm ² /s

1. Velocidad del flujo v en el tanque

$$V_d = a\sqrt{d} \text{ cm/s}$$

$$V_d = 20 \text{ cm/s}$$

a	d (mm)
51	< 0.1
44	0.1 - 1
36	> 1

Norma Os.090 V_d= 30 cm/s

2. Cálculo de la velocidad de caída w (en aguas tranquilas)

$$w = k\sqrt{d(\rho_s - 1)} \quad w = 0.067 \text{ m/s} \quad 6.72 \text{ cm/s}$$

w= velocidad de sedimentación (m/s) - Owens

d= diámetro de partículas (m)

ρ_s = peso específico del material (g/cm³)

k= constante que varía de acuerdo con la forma y naturaleza de los granos, sus valores se muestra en la tabla.

Forma y naturaleza	K
Arena esférica	9.35
Granos redondeados	8.25
Granos cuarzo d > 3 mm	6.12
Granos cuarzo d > 0.7 mm	1.28

Formula de Scotti - Foglieni

$$w = 3.8\sqrt{d} + 8.3d$$

w= velocidad de sedimentación (m/s) w= 0.055 m/s

d= diámetro de partículas (m) w= 5.54 cm/s



UNIVERSIDAD PERUANA UNÓN

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL
 MANEJO INTEGRAL DE AGUAS RESIDUALES
 DISEÑO DEL DESARENADOR- CEPIS & ANA



Tabla del autor Arkhangelski (1935)

d (mm)	w (cm/s)
0.05	0.170
0.10	0.692
0.15	1.560
0.20	2.160
0.25	2.700
0.30	3.240
0.35	3.780
0.40	4.320
0.45	4.860
0.50	5.400
0.55	5.940
0.60	6.480
0.70	7.320
0.80	8.070
1.00	9.44
2.00	15.29
3.00	19.25
5.00	24.90

$$w = 2.16 \text{ cm/s}$$

$$w_{prom} = 4.807 \text{ cm/s}$$

3. Dimensiones del tanque



Altura Asumida: h= 0.5 m
 Ancho del desarenador: b= 0.11 = 0.8 m
 Longitud del desarenador: L= 3.1 m 25% 3.90
 Tiempo de sedimentación: T= 10.4 s
 Tiempo de desplazamiento T= 23.3 s
 Volumen de agua conducido en ese tiempo V= 0.17 m³
 Capacidad del Tanque V= 1.25 m³

4. Longitud de la transición

Donde:

$$L_t = (T_1 - T_2) / [2 + tg(12^\circ 30')]]$$

L: Longitud de la Transición

$$L_t = 0.68 \text{ m}$$

T₁: Espejo de agua del desarenador

T₂: Espejo de agua en el canal

5. Calculo de la longitud total del tanque desarenador

$$L_T = 4.6 \text{ m}$$



UNIVERSIDAD PERUANA UNÓN

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

MANEJO INTEGRAL DE AGUAS RESIDUALES

DISEÑO DEL DESARENADOR- CEPIS & ANA



UNIVERSIDAD PERUANA UNÓN

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

MANEJO INTEGRAL DE AGUAS RESIDUALES

DISEÑO DEL DESARENADOR- CEPIS & ANA



6. Calculos Complementarios

Caida del fondo

$\Delta z = L \cdot S \rightarrow 0.23 \text{ m}$

L= 3.9

S= Pendiente del fondo del desarenador 6%

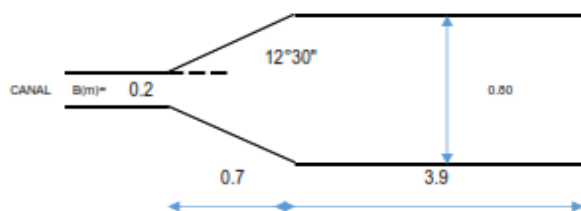
Profundidad del desarenador frente a la compuerta de lavado

H= 0.73

TIEMPO DE RETENCION HIDRAULICA

En el proyecto de diseño de desarenadores de flujo horizontal debe verificarse que bajo las condiciones mas adversas, la partícula de arena mas ligera alcance el fondo del canal antes de llegar al extremo del mismo, es decir debe cumplirse que:

$T_d > T_s \rightarrow$ correcto
 $T_s =$ El periodo teorico de detencion = 10.4 s
 $T_d =$ El periodo de desplazamiento = 23.3 s



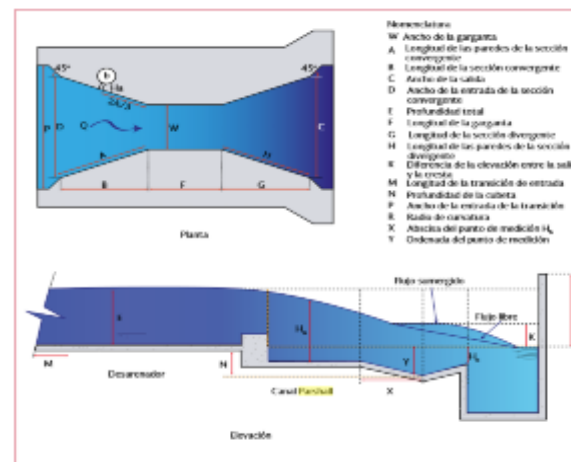
DISEÑO DE CANALETA PARSHALL					
Descripción	Simbolo	Valor	Und.	Valor	Und.
Caudal promedio	Qp	9.40	l/s	812.4	m3/d
Caudal máximo diario	Qmd	12.22	l/s	1056.12	m3/d
Caudal máximo horario	Qmh	16.93	l/s	1462.32	m3/d
Caudal mínimo	Qmin	4.70	l/s	406.2	m3/d

$Q = kHa^n$

1. Selección el ancho de garganta de la canaleta parshall (w)

w= 6" Intervalo de medición de caudal
w= 15.2 cm 1.5 - 1.1 l/s

$Q = 0.381H_a^{1.58}$
 $H_a = 0.14 \text{ m}$ 0.2 cm
 $H_b = 0.14 \text{ m}$



Ancho de garganta	6"
W	15.2
A	62.1
2/3A	41.4
B	61
C	39.4
D	40.3
E	45.7
F	30.5
G	61
K	7.6
N	11.4
R	40.6
M	30.5
P	90.2
X	5.1
Y	7.6

SELECCIÓN DE CANALETA PARSHALL

Estimacion del tirante respecto al flujo

Descripción	Simbolo	Valor	Und.	Tirante en la garganta del parshall- Ha(m)	Tirante a ingreso del parshall- H(m)
Caudal promedio	Qp	9.40	l/s	0.10	0.11
Caudal máximo diario	Qmd	12.22	l/s	0.11	0.12
Caudal máximo horario	Qmh	16.93	l/s	0.14	0.15
Caudal mínimo	Qmin	4.70	l/s	0.06	0.07

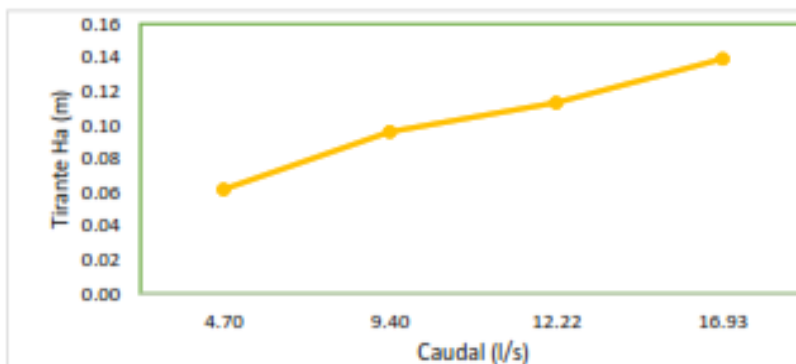


UNIVERSIDAD PERUANA UNIÓN

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

MANEJO INTEGRAL DE AGUAS RESIDUALES

DISEÑO DEL DESARENADOR- CEPIS & ANA



TIEMPO DE ALMACENAMIENTO DE PARTICULA

$d =$ Diametro de la particular cm 0.2
 $V_s =$ 4.81 cm/s
 $Q =$ 0.00151 cm/s
 $T =$ 13772965 s
 $T =$ 159.4093 d
 $T =$ 0.44 año
 $D_{tub} =$ 25 cm
 $D_{tub} =$ 0.13 m 0.13
 $V =$ 0.021 m³
 $V =$ 20800 cm³

*El tiempo de limpieza para el sedimentador se dara a cada 5 meses .

Desengrasador

1. Area del desengrasador

Relación de ancho/longitud 1:4

Carga Hidraulica 20 m/h

$a =$ 0.86 0.85
 $L =$ 3.46 3.8 3.23

$$A = \frac{Q}{C_h} = 2.992 \text{ m}^2$$

$V_u =$ 4062 lts 4.062 m³
 $Prof =$ 1.258

Tiempo de retención (min)	Caudal de entrada (l/s)
3	2-9
4	10-19
5	20 o más

Nota: Tabla E.3.2. Ras 2000

DATOS		
Caudal max.horario	16.93 l/s	60.93 m3/h
Caudal medio	9.40 l/s	33.85 m3/h
Carga superficial	Cs: 24-60 m/d	
velocidad de sedimentación	1.00 a 2,5 m/h	
Periodo de retencion nominal	1,5 a 2,5 Horas	1,5
Carga hidraulica	125 a 500 m3/(m*d)	250
Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO5)	481 mg/l	703.4 kg/d
Demanda Química de Oxígeno (DQO)	519 mg/l	758.9 kg/d
Solidos Suspendidos	370 mg/l	541.1 kg/d
Profundidad producto de la caraga superficial	2-3,5 m	2

1. Superficie de decantación

Donde: V_{asc} = Velocidad Ascensional (m/h)
 S = Superficie de decantación (m²)
 Q = Caudal a tratar (m³/h)

$$V_{asc} = \frac{Q}{S}$$

Decantación primaria	Velocidades ascensionales a caudal medio		
	Velocidad a caudal medio (m/h)		
	Valor mínimo	Valo típico	Valor máximo
Decantadores circulares	1.00	1.50	2.00
Decantadores rectangulares	0.80	1.30	1.80

Decantación primaria	Velocidades ascensionales a caudal máximo		
	Velocidad a caudal máximo (m/h)		
	Valor mínimo	Valo típico	Valor máximo
Decantadores circulares	2.00	2.50	3.00
Decantadores rectangulares	1.80	2.20	2.60

	Superficie de Decantación(m ²)		
	Caudal Medio		Caudal Máximo
	42.31	26.04	18.81
	33.85	27.70	23.43

$$V_{asc} = \frac{h}{f} = 1.33 \text{ m/h} \quad S = 45.70 \text{ m}^2$$

2. Volumen de decantación

$$T_R = \frac{V}{Q} \quad T_R = \text{Tiempo de retención (h)}$$

V = Volumen de decantación (m³)
 Q = caudal a tratar (m³/h)

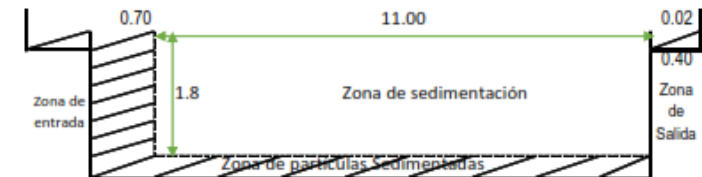
	Volumen de decantación (m ³)		
	Caudal Medio		Caudal Máximo
	50.78	67.70	101.55
	60.93	91.40	121.86

Decantación primaria	Tiempo de retención (h)		
	Valor mínimo	Valo típico	Valor máximo
Tiempo de retención para Caudal medio	1.50	2.00	3.00
Tiempo de retención para Caudal máximo	1.00	1.50	2.00

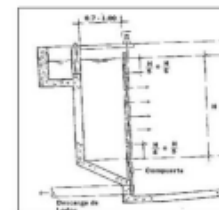
$$T_R = \frac{h \cdot S}{Q} \quad T_R = 1.50 \text{ hrs} = 90.00 \text{ min}$$

3. Relaciones dimensionales

.Número de unidades :	1	Basumida=	4.50
.Superficie:	45.70 m ²	L=	10.16 m
.Volumen unitario:	91.40 m ³		91.395
.Altura:	1.8		



4. Pantalla difusora debe ser 0.70 a 1.00 m



Asume diametro=	0.075 m
Area (ao)=	0.0044 m ²

L1=	0.70 m	LT/B=	3
LT=	12.50 m	LT/H=	7

Velocidad Horizontal

$$V_H = \frac{Q}{B \cdot H} \quad V_H = 0.001 \text{ m/s}$$

HT= 2.95 m

Velocidad de paso entre orificios: 0.10 m/s

$$A_o = \frac{Q}{V_o} = 0.17 \text{ m}^2$$

Número de orificios:	39	→	40.00	# filas de orificios nf=	5.00
				# de columnas nc=	8.00

Altura de pantalla difusora con orificios:	h=	1.11 m
Espaciamento entre filas:	a1=	0.22 m
Espaciamento entre columnas:	a2=	0.50 m

Vertedero de salida de longitud de cresta igual al ancho de la unidad se tiene como altura de agua sobre el vertedero.

$$H_2 = \left(\frac{Q}{1.84B} \right)^{2/3} = 0.02 \text{ m}$$

5. Producción de fangos

F1(SST)= 284.77 kg.SST/d
 F1(SSV)= 170.86 kg.SSV/d
 F2(DBO5)= 219.8 kg.DBO5/d

SST al secundario 256.3 kg.SST/d
 DBO5 al secundario 483.6 kg.DBO5/d

PORCENTAJE DE REMOCIÓN RECOMENDADO

PERIODO DE RETENCIÓN NOMINAL (HORAS)	DBO 100 A 200mg/l		DBO 200 A 300mg/l	
	DBO	SS*	DBO	SS*
1.5	30	50	32	56
2.0	33	53	36	60
3.0	37	58	40	64
4.0	40	60	42	66

SS* = sólidos en suspensión totales.

3% en concentración de entrada

8% concentración de salida

6. Evacuación de lodos

$$A_2 = \frac{As + \sqrt{H}}{4850 + t} = \frac{0.0213}{0.0201} \text{ m}^2 \quad d = 0.16$$

Eficiencia de remoción de DBO y SST (según Crites y Tchobanoglous, 2000)

$$R = \frac{t}{a + bt}$$

DBO	31.25%	83.882
SST	52.632%	

TABLA 6.6 Constantes empíricas a 20 °C

Variable	a (h)	b
DBO	0.0180	0.020
SST	0.0075	0.014

FUENTE: Crites y Tchobanoglous. 2000.



UNIVERSIDAD PERUANA UNÓN

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

MANEJO INTEGRAL DE AGUAS RESIDUALES

DISEÑO ZANJA DE OXIDACION TIPO AERACION PROLONGADA



UNIVERSIDAD PERUANA UNÓN

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

MANEJO INTEGRAL DE AGUAS RESIDUALES

DISEÑO ZANJA DE OXIDACION TIPO AERACION PROLONGADA



DATOS		DESCRIPCIÓN	
DBO5o=	330.69 mg/l	0.33 kg/m3	DBO influente o de ingreso
SS=	175.26 mg/l	0.18 kg/m3	Sólidos Suspendedos Totales
Qm=	9.40 l/s	812.40 m3/día	Caudal medio
Qp=	14.93 l/s	1289.86 m3/día	Cadual punta
Qmax=	16.93 l/s	1462.32 m3/día	Cadual maximo
DBO5F=	15.00 mg/l	0.02 kg/m3	DBO efluente o de salida
θ_c	20.00 días		Edad del Lodo (norma OS.090)
Tr=	0.67 días	16.00 hrs	Periodo de Retención (NORMA OS. 090)
k_d	0.08 d ⁻¹		Coefficiente de mortandad (Según Mendonca)
Y=	0.65	kgSSV/kg DBO5	Coefficiente de crecimiento
Altitud=	3842	msnm	
Tmax=	20	°C	Temperatura maxima
Tmin=	-7.8	°C	Temperatura minima

AaBcDd *Datos Asumidos según tablas.

AaBcDd *Datos obtenidos del tratamiento anterior o valores obtenidos de acuerdo a la zona.

1.Eficiencia

DBO entrada-DBO salida /DBO entrada

$$E = \frac{DBO_{afuente} - DBO_{efluente}}{DBO_{afuente}}$$

E= 95%

2. Solidos en Suspensión en el licor de mezcla.

Variantes del Proceso	Edad del fango (d)	Tiempo de retención (h)	Carga másica (kgDBO5/d/kgMLSS)	MLSS (mg/l)
Convencional o media carga	3 - 6	3 - 8	0.2 - 0.4	2500-4000
Mezcla completa	4 - 12	4 - 8	0.2 - 0.6	2500-4000
Alimentación escalonada	4 - 12	4 - 8	0.2 - 0.4	2000-3500
Contacto-estabilización	U.C	3 - 10	0.8 - 1.5	2000-3000
		1 - 3	0.2 - 0.6	4000-8000
Alta carga	1 - 2	1 - 2	0.8 - 1.2	2.000-3000
Aireación prolongada	15 - 25	15 - 24	0.04 - 0.10	3.500-8000

Nota: Tabla 7.1 del libro "Manual de diseño de estaciones depuradoras de aguas residuales", Aurelio Hernández Lehmann.

MLSS: 4000 mg/l

MLSSV= 2800 mg/l

3. Calculo del Volumen del Reactor

$$X = \frac{\theta_c + Y(DBO_o - DBO_f)}{T_r(1 + \theta_c + k_d)}$$

$$V = \frac{Y * Q(DBO_o - DBO_f) + \theta_c}{X(1 + \theta_c + k_d)}$$

X= 2.37 kg/m3

X= 2367.66 mg/l

V= 541.60 m3

Se dividira en 2 **V/2= 270.80 m3**

asume: H=	1.50 m
B=	3.00 m
e=	0.10 m
A=	4.50 m2

L=V/A= 60.18 m

De=2*(b+e)+Dl 7.60 m

D=b+e+Dl/2= 3.80 m

Lc=2*(pi*D/2) 23.88 m

Lr=(L-Lc)/2 18.15 m

H: Altura de Zanja 1.50 para el tipo convencional según OS.090

Base de Zanja

Espesor de muro divisorio

Sección Líquida Transversal

Longitud Total de Circuito

Diámetro interior y del muro de cada cabecera

Diámetro de eje long. Medio de cada cabecera

Long total de ambos ejes long de ambas cabeceras

Longitud de cada canal recto

4. Comprobación del Tiempo de Retención Hidraulica (TRH)

$$TRH_{(a Q_m)} = \frac{V}{Q_m}$$

TRH (a Qm)= 16.00 hrs **Ok**

5. Estimación de la Carga Másica (Cm)

$$C_m = \frac{DBO_o + Q}{X + V}$$

Cm= 0.210 kgDBO5/kgSSLm/d **Ok**

6. Comprobación de la carga Volúmica

$$C_v = \frac{DBO_o + Q}{V_r}$$

Cv= 0.496 kg DBO/d/m3

7. Correlaciones de temperatura (Según Sergio Rolim Mendonca)

Lima, Perú(1982) Tagua= 24.2 °C

Tagua= 5.077 °C

8. Necesidad teórica de oxígeno

Primer Metodo

Necesidad de oxígeno para la síntesis (a'): $\alpha' = 0.50 + 0.01 * \theta_c$ $\alpha' = 0.7$ kgO2/kgDBO5

*Si el valor es superior a 0.62 se adopta 0.62 $\alpha' > 0.62$ kgO2/kgDBO5

TASA DE TRANSFERENCIA TOTAL DE OXIGENO

$$N = N_o \left[\frac{(\beta C_{sw} - C_L)}{C_{st}} x^{1.024 T - 20} \right]$$

N = 0.477 No
N = 1.43 kgO2/kw.h
 N = 34.33 kgO2/kw.d

Donde:

N: Tasa de transferencia de oxígeno en el campo. Kg O2/kw*h en condiciones estandar, a 20°C, y oxígeno disuelto a

α: 0.9 β: 1

Csw: Valor de saturación de oxígeno 11.9 mm Hg

CL: Concentración de Oxígeno 0.5 mg/l

Cst: Valor de saturación en el agua pura, 20°C 9.17 mg/l

Corrección del valor de saturación de oxígeno en el agua pura

$$C_{sw} = C_m \left(\frac{P_A - P}{760 - P} \right)$$

PA: Presión barométrica (tabla 8.1) 477 mm Hg
 P: Presión de vapor de agua saturada a T° de A.R. mm Hg 8 mm Hg

C'sw = 7.422 mg/l

11. Recirculación de Fangos

$$R = \frac{Q_r}{Q} = \frac{X \cdot I}{1000 - X \cdot I}$$

$$\frac{Q_r}{Q} = 0.71$$

$$X_r = \frac{Q_r + Q}{Q_e} \cdot X$$

I: Coeficiente de Mohlman

I = 175

Qr = 23.95 m3/h

Xr = 5.71 kg/m3

Xr = 5714.29 mg/l

12. Producción de Fangos y fangos en exceso

1. Producción de Fangos según Ronzano y Col.

$$P_{x(ssv)} = \left(\frac{0.57}{1 + 0.16\theta_c} + 0.14 + 0.20 + \frac{0.6 \cdot S.S.}{DBO_5} \right) \cdot kg DBO_5 elim/d$$

$P_{x(ssv)} = 87 \text{ kgSSV/d}$

$$P_{x(sst)} = \left(\frac{0.57}{1 + 0.16\theta_c} + 0.14 + 0.50 + \frac{0.6 \cdot S.S.}{DBO_5} \right) \cdot kg DBO_5 elim/d$$

$P_{x(sst)} = 111 \text{ kgSST/d}$

$$P_{x(ssv)} = \frac{Y \cdot Q \cdot (S_o - S)}{1 + k_d \cdot \theta_c} = 64.12 \text{ kgSSV/d}$$

$$P_{x(ssv)} = \frac{P_{x(ssv)}}{\left(\frac{kgSSV}{kgSST} \right)} = 80.15 \text{ kgSST/d} \quad 0.18 \text{ kg/m}^3$$

Cantidad de fango a purgar = 51.71 kg/d

2. Fango en exceso

$$F_{exc} = 0.6 \cdot \text{carga diaria SS} + \left(0.75 - \frac{0.1 \cdot \theta_c \cdot F_t}{1 + 0.17 \cdot \theta_c \cdot F_t} \right) \cdot \text{carga diaria DBO}$$

Ft = 0.502 Ft = 1.896

carga diaria SS 142.4 kg/dia

carga diaria DBO 268.7 kg/dia

Fexc -13.44 kgSST/dia

-10.8 kgSSV/d

1. Superficie de decantación

- Caudal máximo = 40.62 m²

$$A_{(Q_{max})} = \frac{Q_{max}}{V_{asc (Q_{max})}}$$

- Caudal medio = 48.357 m²

$$A_{(Q_{med})} = \frac{Q_{med}}{V_{asc (Q_{med})}}$$

La superficie debe ser mayor > 48.357

Área sedimentador	=	50.27 m ²	
Diametro interno	=	7.85 m	8 CAMPANA CENTRAL
profundidad	=	2.02 m	2.1 D= 0.8 m 1
volumen	=	101.55 m ³	
tiempo de retención	=	3.00 hrs	
Numero de vertederos	=	1	
Area real	=	50.27 m ²	

2. Comprobación de la carga de sólidos

A caudal máximo $C_{sol(Q_{max})} = \frac{X + Q_{MAX}}{AreaSup.real} = 6.93 <= 7 \text{ Ok}$

Según el Manual de diseño de estaciones depuradoras de aguas residuales (Decantación Secundaria)

A caudal medio $C_{sol(Q_{med})} = \frac{X + Q_{Med}}{Sup.real} = 3.85 <= 5 \text{ Ok}$

Según el Manual de diseño de estaciones depuradoras de aguas residuales (Decantación Secundaria)

3. Comprobación de la carga sobre vertedero

A caudal máximo $C_{vert(Q_{max})} = \frac{Q_{MAX}}{2 * \pi * radio * \#decantadores}$

Cvert(Qmáx)= 2.4 m³/(m²h) <= 9.5 Ok

Según el Manual de diseño de estaciones depuradoras de aguas residuales (Decantación Secundaria)

A caudal medio $C_{vert(Q_{max})} = \frac{Q_{MAX}}{2 * \pi * radio * \#decantadores}$

Cvert(Qmed)= 1.3 m³/(m²h) <= 5 Ok Luego la superficie adoptada es válida

4. Volumen

A caudal máximo

$$V_{(Q_{máx})} = t_{R(Q_{máx})} * Q_{máx} = 121.86 \text{ m}^3$$

A caudal medio

$$V_{(Q_{med})} = t_{R(Q_{med})} * Q_{med} = 121.86 \text{ m}^3$$

h > 2.42 m

5. Dimensiones del Vertedero (según Thomson)

$$Q = \frac{8}{15} C_d \sqrt{2g} \tan\left(\frac{\theta}{2}\right) h^{5/2}$$

Cd= 0.593

θ= 90

h= 0.05 < 0.25 = 0.05

Q= 0.000783119 m/s

Q= 2.8192 m³/h

Area de canal clarificado (m²):

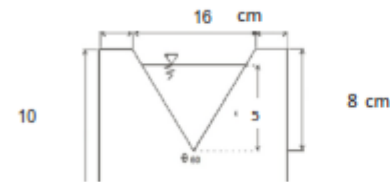
6.2065

Altura de canal

h= 0.23 m

Ancho de canal

b= 0.5 m



6. Poceta de Fangos

V: Volumen de poceta (m³)

$V = Q_f * T_r$ Q_f : Caudal medio de fangos producidos (m³/h)

T_r : Tiempo de retención del fango en pocetas (hr)

Tiempo de retención en pocetas de decantadores primarios	Valor mínimo (h)	Valor típico (h)	Valor máximo (h)
Decantador circular sin rasquetas de espesador	0.5	2	5
Decantador circular con rasquetas de espesador	4	6	8
Decantador rectangular	4	10	24

Q_f : 3.716 m³/d → 0.155 m³/h D_{poceta} = 2 m

V= 0.929 m³

L= 3.142 m

Area de Sección= 0.35 V = 1.1

LINEA DE FANGOS: (Hernández, A.)

ESPEZADOR POR GRAVEDAD PARA FANGOS MIXTOS:

Datos: - F1(SST)= 364.9 kg/d
 - CF1= 2% = 20 Kg/m3

Adoptamos los siguientes parametros

	Fango Primario	Fangos Activos	Fangos mixtos	Fango de aireación prolongada	Fangos de estabilización prolongada
Carga de sólidos (kg/m2d)	90-130	20-35	40-70	25-35	30-40
Concentración (%)	8 - 10	2 - 3	4 - 7	2 - 3	2.5 - 3.5
Tiempo de retención (hr)	>24	>24	>24	>24	>24
Carga hidraulica (m3/m2h)	<1.40	<0.45	<0.90	<0.45	<0.45

- Concentración de salida del espesador $C_{FEG} = 7\%$
0.07 kg/m3
- Carga Hidráulica máxima $C_{H(EG)} = 0.8$ m3/m2*h
- Carga de sólidos máxima $C_{SOL(EG)} = 40$ kg/m2*d
- Tiempo mínimo de retención $t_{R(EG)} = 24$ hr
- Tiempo operación del bombeo de fangos $t_{BF1} = 10$ h/día
- Captura de solidos de proceso de fangos 85%

1. Caudal de fango mixto que entra en el espesador

$$Q_{F1} = \frac{F1(SST)}{C_{F1}} = 18.25 \text{ m3/d}$$

2. Volumen del espesador

$$V_{EG} = Q_{F1} * t_{R(EG)} = 18.25 \text{ m3}$$

3. Superficie necesaria

$$Q_{BF1} = 1.825 \text{ m3/h}$$

$$A_{EG} = \frac{Q_{BF1}}{C_{H(EG)}} = 2.2807 \text{ m2}$$

$$D = 5 \quad A_{real} = 19.635$$

Comprobación de la carga de sólidos

$$C_{SOL(EG)} = \frac{F1(SST)}{A_{real}} = 18.58 \text{ Revisar}$$

Nueva Superficie

$$A_{EG} = \frac{Q_{BF1}}{C_{SOL(EG)}} = 9.123 \text{ m2}$$

$$A_{real} = 8.8141 \text{ m2}$$

$$D = 3.35 \text{ m}$$

$$H = 2.1 \text{ m}$$

Tiempo de retención

$$t_{R(EG)} = \frac{V_{EG} * C_{F1} * 24}{F1(SST)} = 24$$

Carga Hidráulica

$$C_{H(EG)} = \frac{Q_{BF1}}{A_{EG}} = 0.207 \text{ m3/m2*h}$$

Carga de sólidos

$$C_{SOL(EG)} = \frac{F1(SST)}{A_{EG}} = 41.4$$

4. Caudal lodo espesado a deshidratarse

$$Q_{F2} = \frac{F1(SST) * \eta}{\gamma * c} = \begin{matrix} 4.431 \text{ m3/d} \\ 0.185 \text{ m3/h} \end{matrix}$$

5. Caudal de retorno

$$Q_F = 1.64 \text{ m3/h}$$

6. Solidos suspendidos a deshidratar (salida)

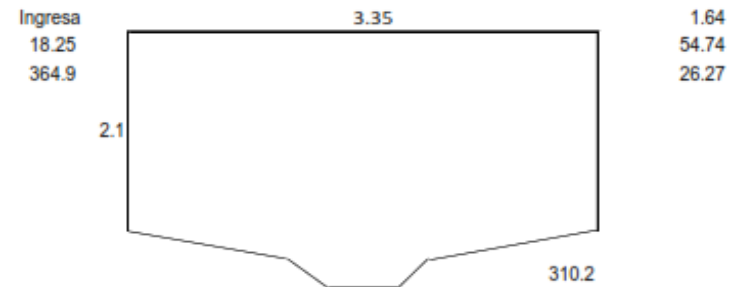
$$SS_{s2} = 310.2 \text{ kg/d}$$

$$\text{DBO a cabeza de planta}$$

$$DBO_{s1} = 26.274 \text{ kgDBO/d}$$

Solidos suspendidos a cabeza de planta

$$SS_{s1} = 54.74 \text{ kg/d}$$





UNIVERSIDAD PERUANA UNÓN

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

MANEJO INTEGRAL DE AGUAS RESIDUALES

DISEÑO DE LECHO DE SECADOS



DISEÑO DE LECHO DE SECADOS (CEPIS)

Carga de Solidos que ingresa al sedimentador C: C= 310.2 kg/d

Masa de Slidos que conforman los lodos

$$Msd = (0.5 * 0.7 * 0.5 * C) + (0.5 * 0.3 * C) \quad Msd= 54.281 \text{ kg/día}$$

Volumen diario de lodos dirigidos

$$Vld = \frac{Msd}{\rho_{lodo} * \frac{\%solidos}{100\%}} \quad Vld= 434.9 \text{ l/d}$$

Volumen de lodos a extraerse

$$Vel = \frac{Vld * Td}{1000} \quad Vel= 33.06 \text{ m}^3$$

Temperatura °C	Tiempo de digestión en días
5	110
10	76
15	55
20	40
>25	30

Area del lecho de secado

$$Als = \frac{Vel}{Ha} \quad Ha= 0.2 \text{ a } 0.4 \text{ m}$$

Als= 110.2 m²

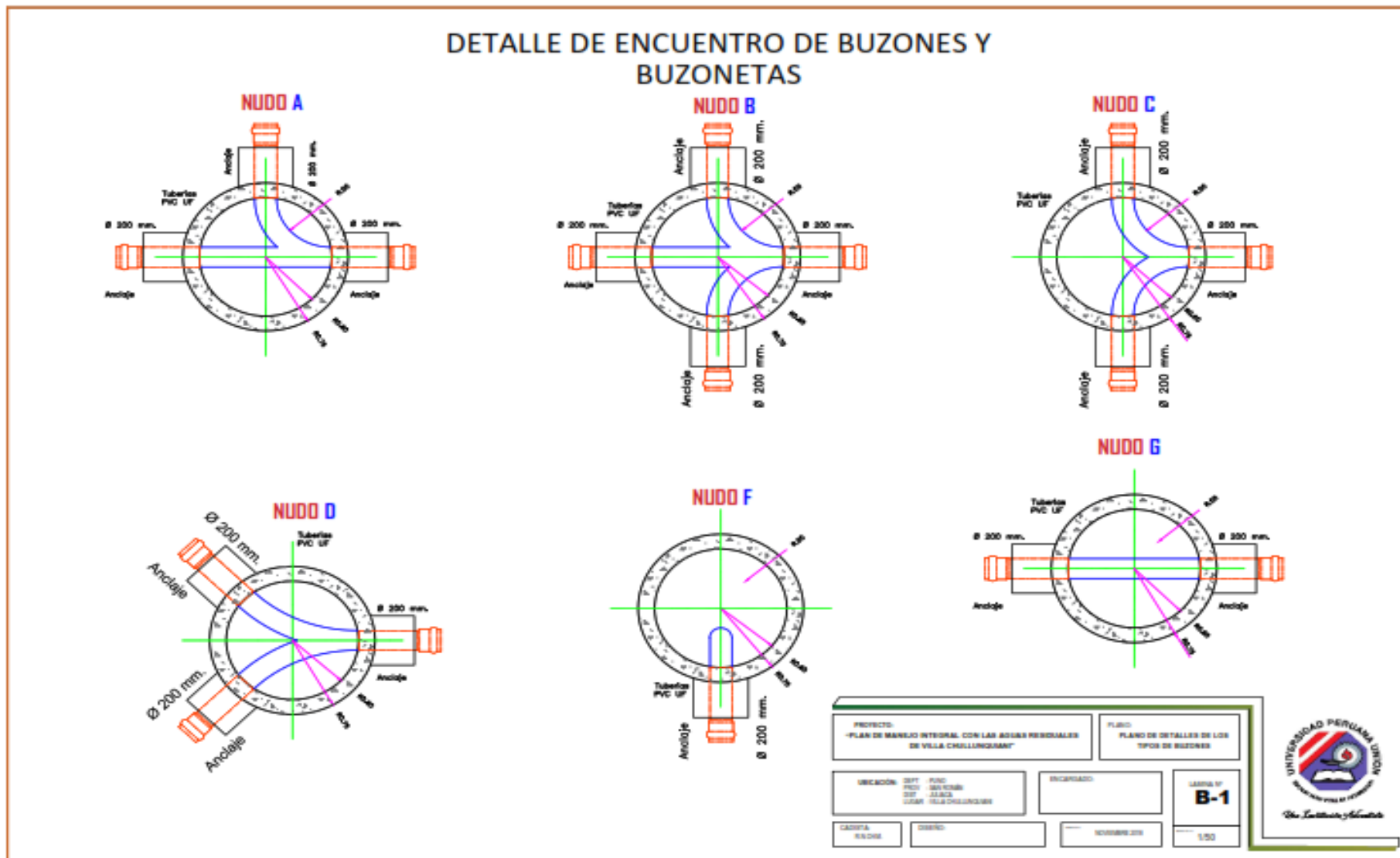
Als1= 27.55

L= 9 m A= 3 m

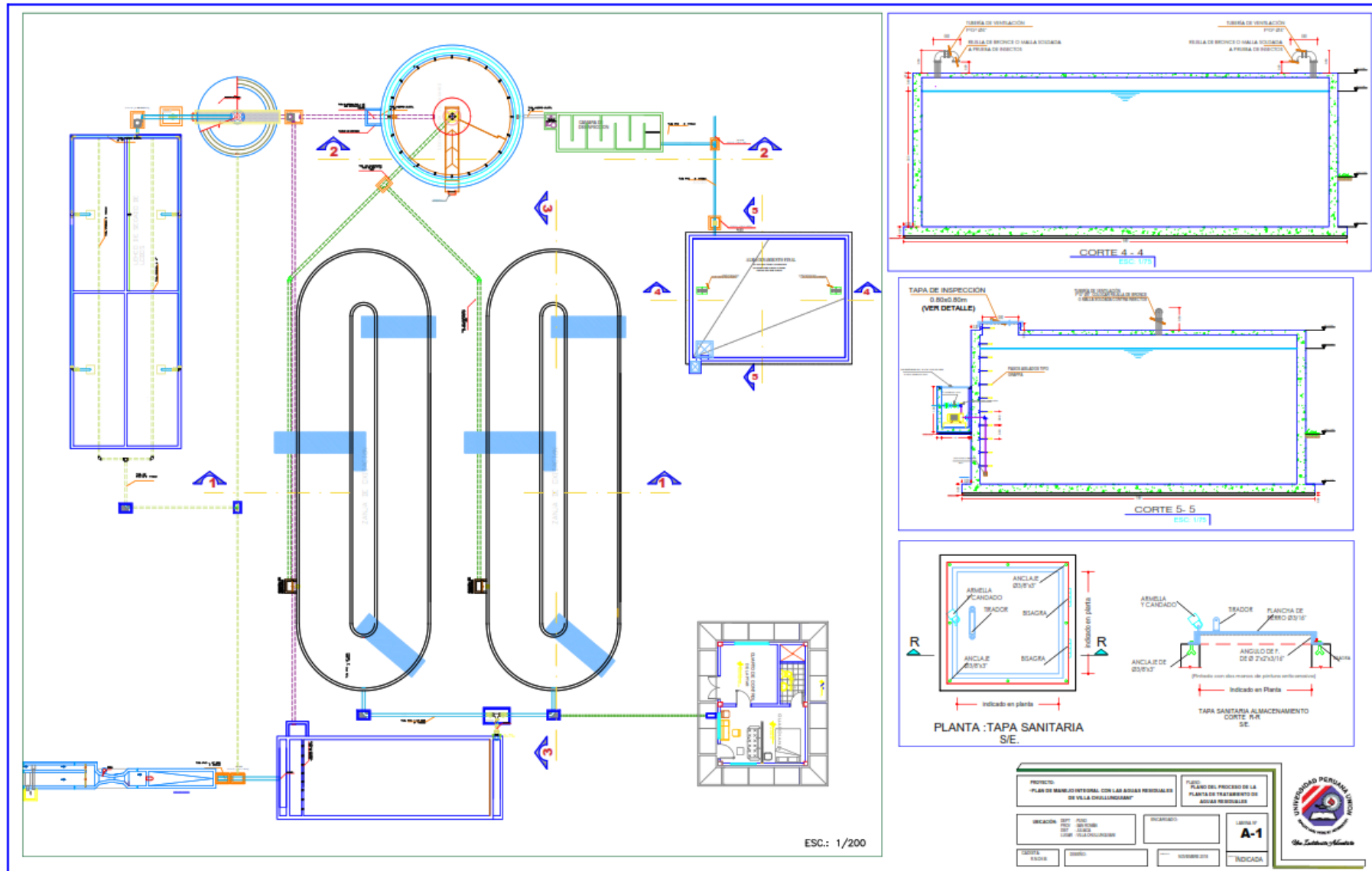
Anexo F. Planos del diseño de la Nueva Red de Alcantarillado



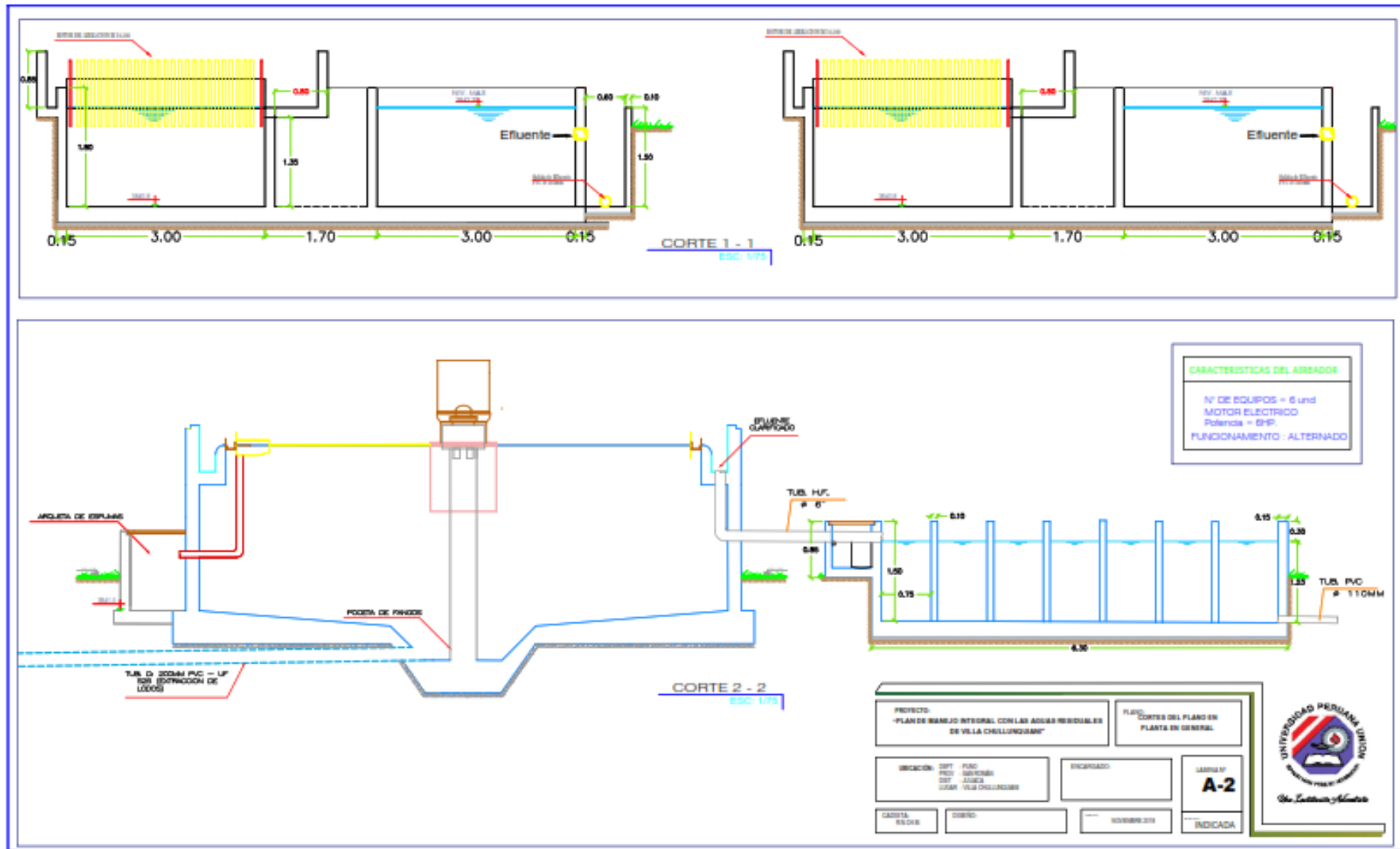
Anexo G. Plano de Detalles de Buzones-B1



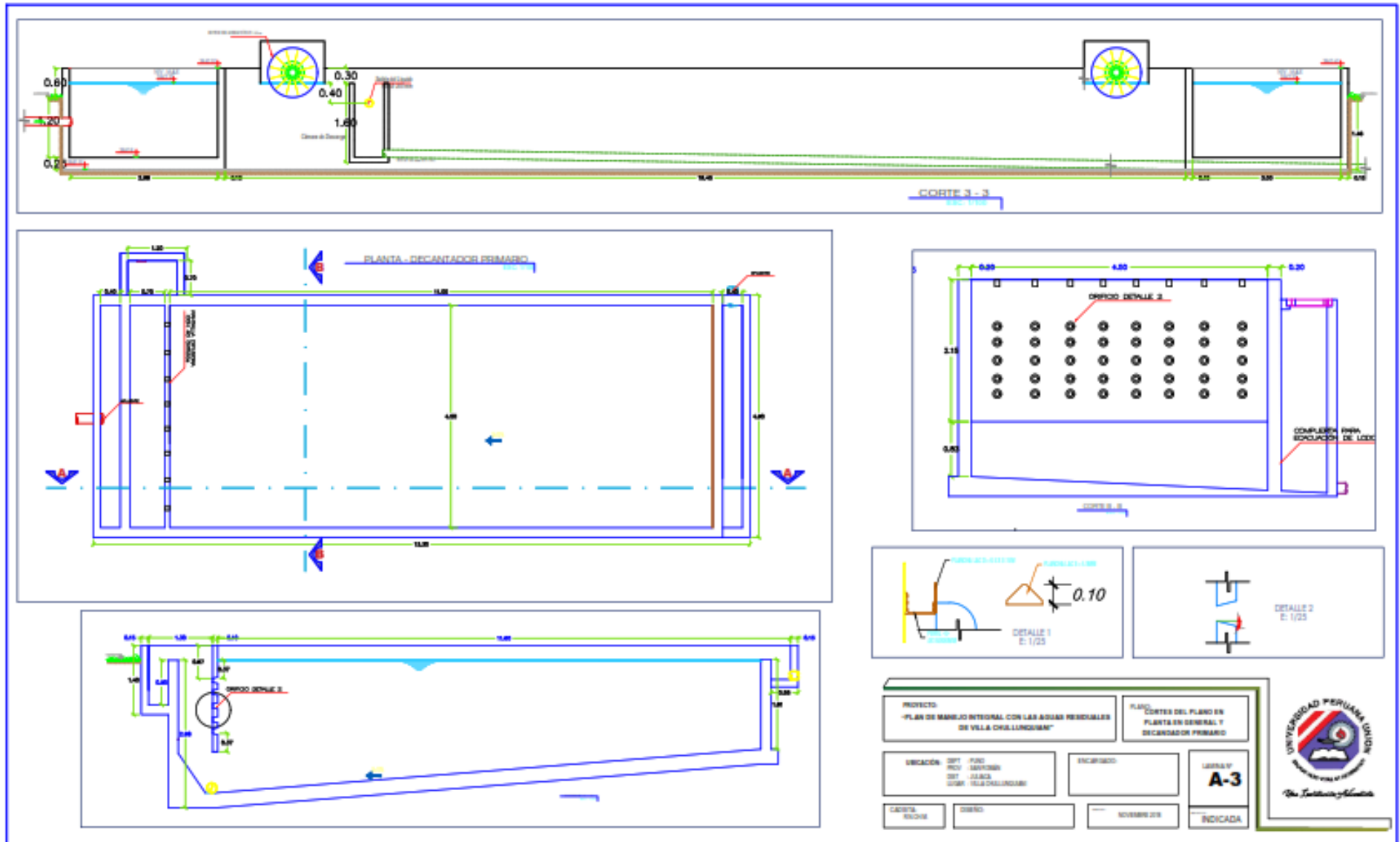
Anexo I. Plano del proceso de la PTAR - A1

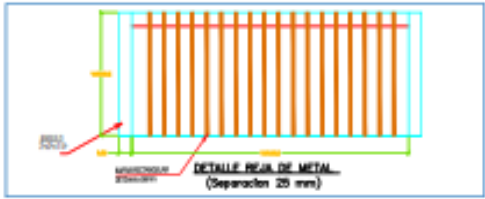
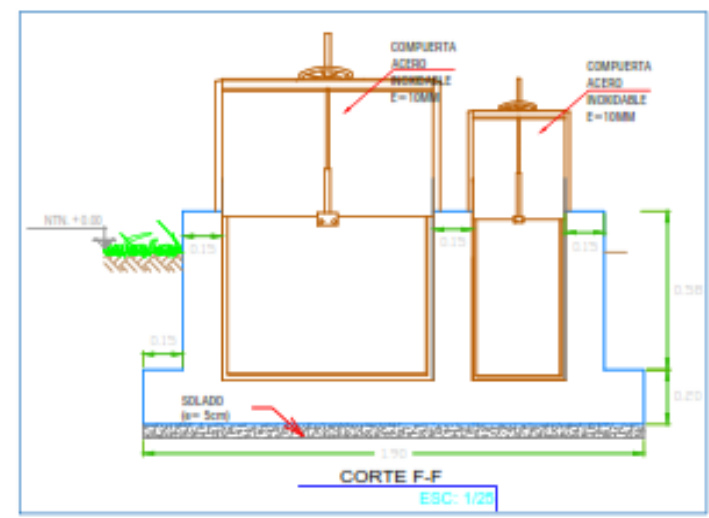
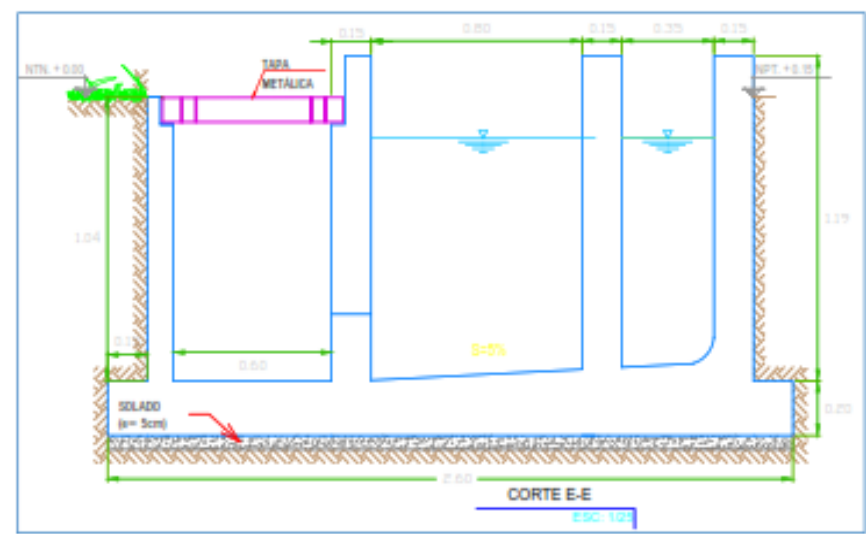
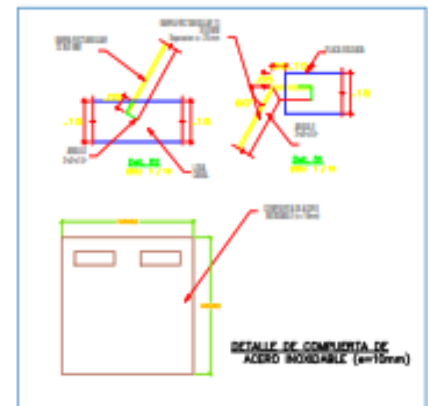
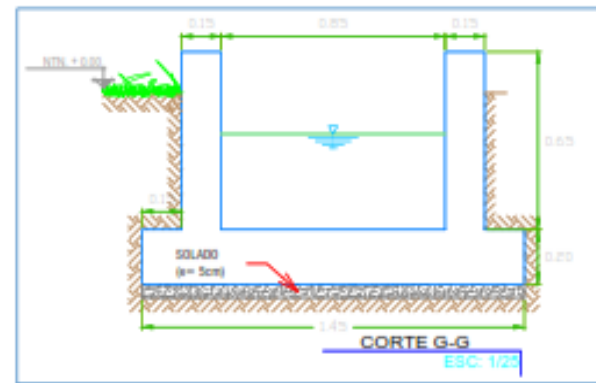
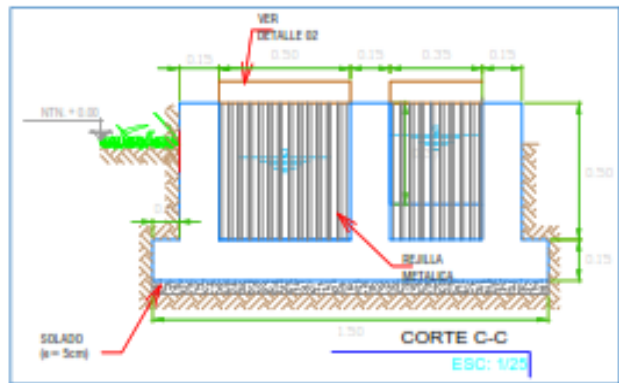


Anexo J. Cortes del plano en Planta General - A2



Anexo K. Cortes del plano en Planta General y decantador primario - A3

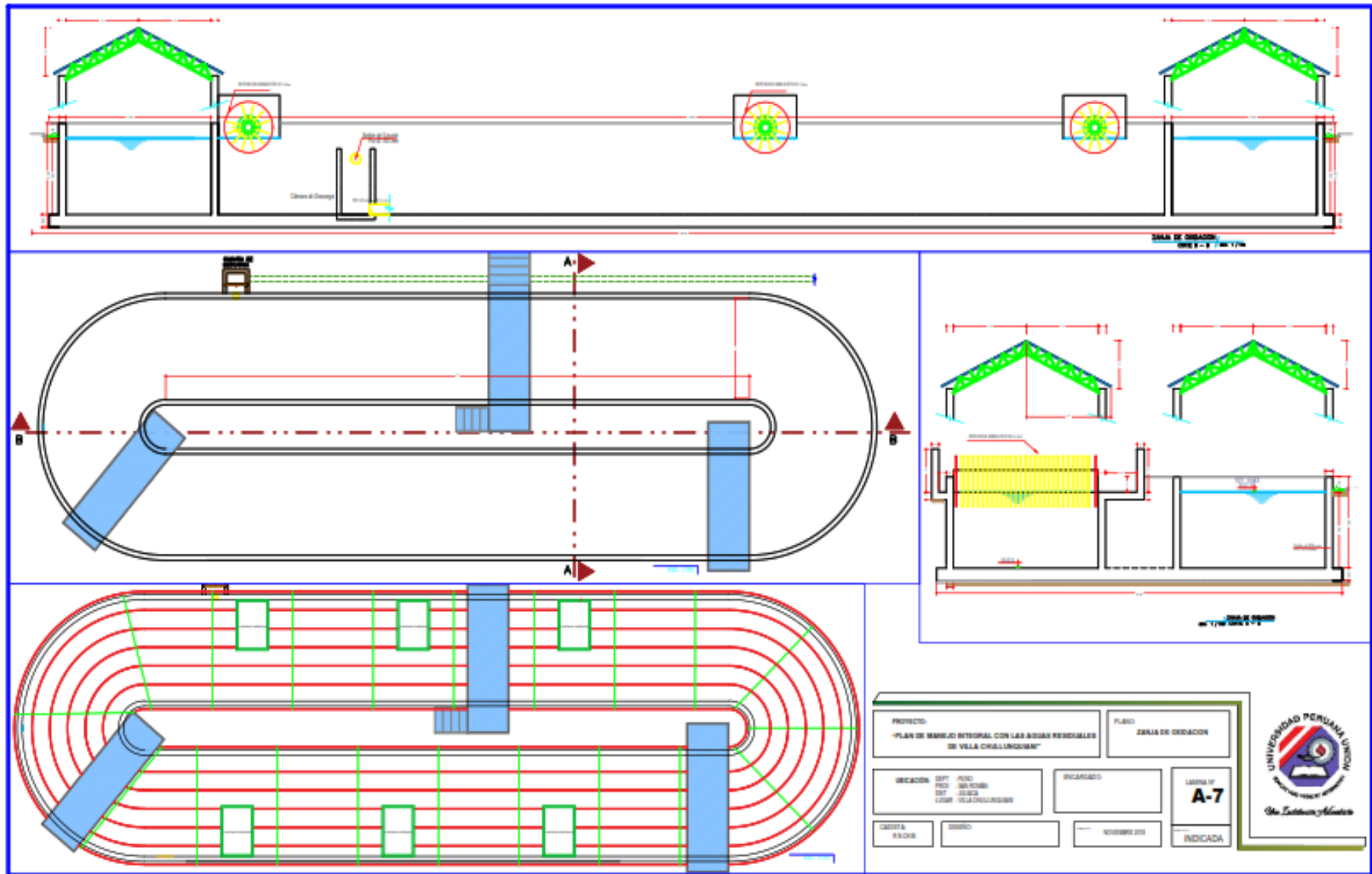




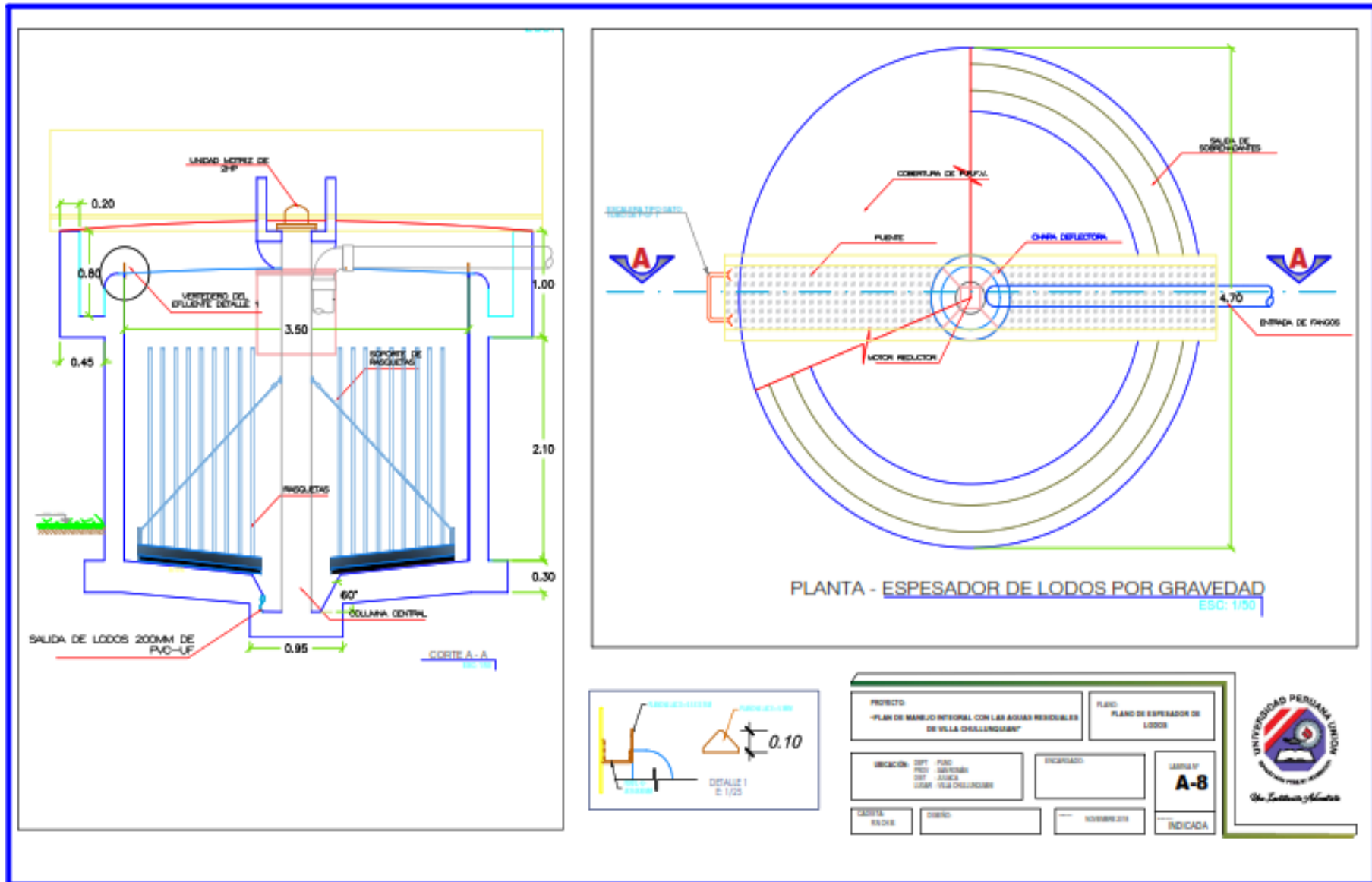
PROYECTO: "PLAN DE MANEJO INTEGRAL CON LAS AGUAS RESIDUALES DE VILLA CHILLONGUAY"		PLANO: PLANO DEL PRE-TRATAMIENTO DE LA PTAR	
UBICACION: DEPT. PUNO PROV. SAN ROMAN DIST. JUJUY URB. VILLA CHILLONGUAY		ENCARGADO:	
CADENA:		LAMINA: A-5	
FECHA:		INDICADA	



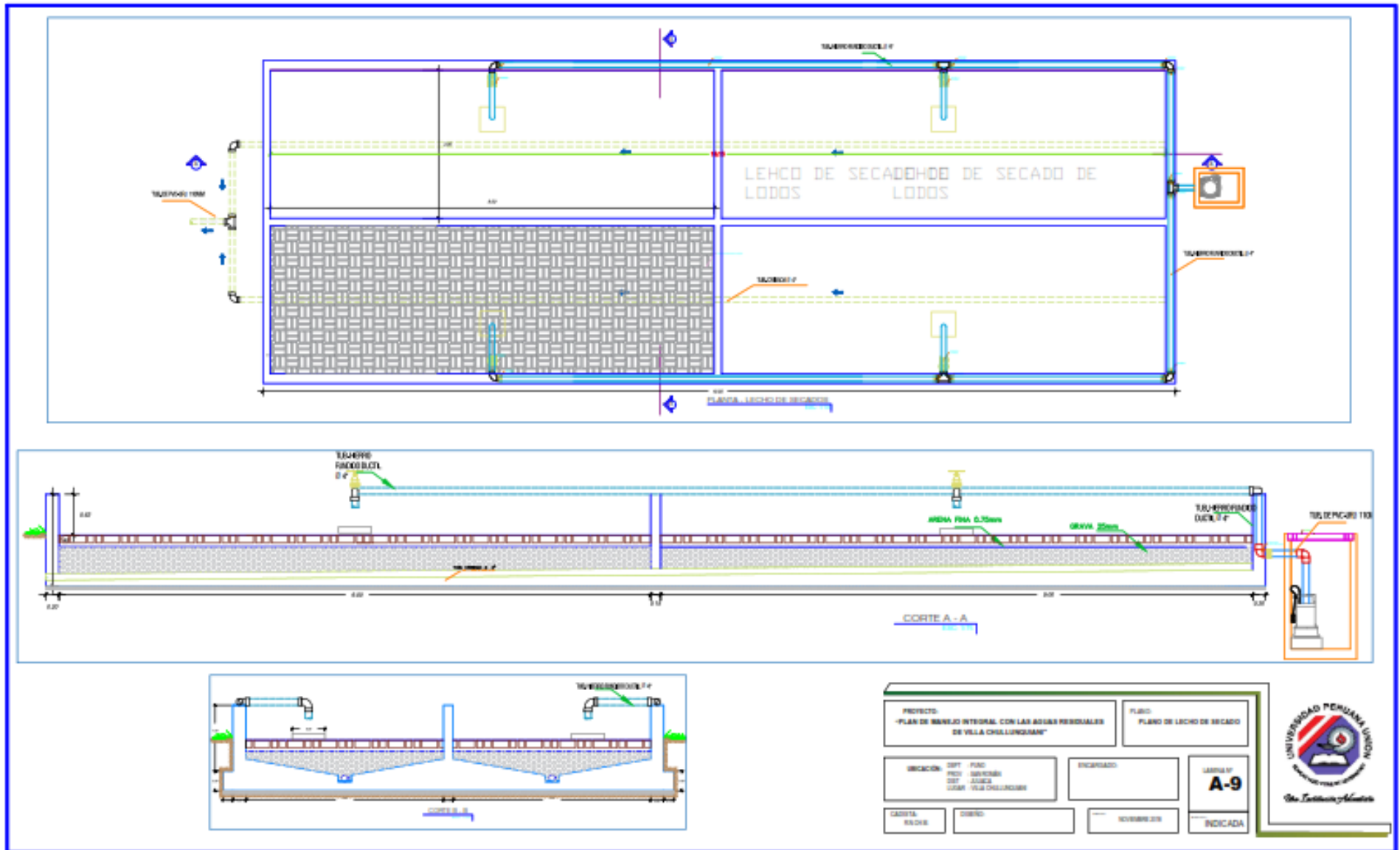
Anexo N. Plano de Zanja de oxidación – A7



Anexo O. Plano del Espesador de Lodos – A8



Anexo P. Plano del Lecho de Secados – A9



Anexo Q. Caracterización del agua residual

Informe de Ensayo N° 001/EPIIA/UPeU

Solicitante : Rosa Nery Charaña Mamani
Producto : Efluentes residuales de la UPeU FJ
Fecha de Recepción : 02/10/2018 – 9:00
Fecha de Inicio de Ensayo : 02/10/2018 – 11:00
Fecha de término de Ensayo : 10/10/2018
Lugar : Centro de Investigación de Tecnología de Alimentos

Tabla1. Resultados Correspondientes al análisis fisicoquímico

Ensayo	Resultado			Promedio	Unidades
pH	7.99	7.56	7.56	7,7	-
Temperatura	15.4	17.4	17.5	16.7	°C
Nitratos	30	30	30	30	mg/L NO3
Nitritos	22	24	27	24.3	mg/L NO2
Aceites y grasas	0.8881	0.8782	0.8779	0.8814	mg/L
Sólidos Suspendidos Totales	370	370	370	370	mg/L

Métodos

Los métodos aplicados para los análisis respetan a los criterios de la APHA, ECAs, el pH se analizó con potenciómetro de mesa, los parámetros de Nitratos y nitritos mediante fotometría (HANNA, HI 83200), los parámetros de conductividad y Sólidos totales mediante inmersión (HANNA, potenciómetro de mano).



Alex Danny Grambr Rodríguez
INGENIERO DE ALIMENTOS
CIP N° 134174

**LABORATORIOS B&C S.A.C.**

Laboratorio de Ensayos Químicos y Microbiológicos

RUC: 20448241590

RESULTADOS DE ANALISIS MICROBIOLÓGICO Y FISICOQUIMICO DE AGUAS
INFORME DE ENSAYO N° B227-2018**I. Datos del Solicitante**

Solicitante : ROSA NERY CHARAÑA MAMANI
Dirección : ---
Proyecto : "Plan de manejo integral con las aguas residuales en la Universidad Peruana Unión – Filial Juliaca, del Distrito de Juliaca, Provincia San Román - Puno"

II. Datos del muestreo

Descripción del Producto : Agua Residual
Punto de muestreo : A-1: Chullunquiari Km 6
Procedencia : Dist. Juliaca, Prov. San Román, Dept. Puno
Ubicación UTM : ---
Fecha y hora de muestreo : 04 - Octubre - 2018 / 11:00 hrs.
Presentación : 1,200 mL aproximadamente, en envase de borosilicato estéril y de polietileno
Tipo de muestra : Puntual
Muestreado por : Rosa Nery Charaña Mamani
Fecha de recepción : 04 - Octubre - 2018

III. Resultados Parámetros Microbiológicos y Físicoquímicos

PARAMETROS EVALUADOS	UNIDAD DE MEDIDA	PUNTO DE MUESTREO Y/O CODIFICACION: M-01		
		Repetición N° 01:	Repetición N° 02:	Repetición N° 03:
Numeración de Coliformes Fecales (Termotolerantes)	NMP/100 mL (44.5°C)	2.3 x 10 ⁶	2.4 x 10 ⁶	---
Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO ₅)	mg/L	486	481	486
Demanda Química de Oxígeno (DQO)	mg/L	521	519	522

Donde:

< Valor : Límite de Detección del Método
NMP : Numero Más Probable
mg/L : Miligramos por Litro

MÉTODOS DE ENSAYO:

- Numeración de Coliformes fecales (Termotolerantes): Método de fermentación de tubos múltiples. Métodos Normalizados para el Análisis de Aguas Potables y Residuales APHA. AWW. WEF. Part. 9221 E. 21^a ed. 2005
- Demanda Bioquímica de Oxígeno: Prueba de incubación de 5 días. Métodos normalizados para el análisis de aguas potables y residuales APHA. AWWA. WEF. Part. 5210 B. 21^a ed. 2005.
- Sólidos Suspendedos Totales: Gravimétrico. Métodos normalizados para el análisis de aguas potables y residuales APHA. AWWA. WEF. Part. 2540. 21^a ed. 2005.

NOTAS IMPORTANTES

- El presente Informe de Ensayos tan sólo es válido únicamente para la muestra analizada.
- No deben inferirse a la Muestra otros parámetros que no estén consignados en el presente Informe de Ensayos.
- En caso de que el producto haya sido muestreado por el cliente LABORATORIOS B&C no se responsabiliza si las condiciones de muestreo no fueron las adecuadas.
- El presente Informe de Ensayos no es un certificado de conformidad, ni certificado del sistema de calidad.



Ing. Herbert Pari Neira
JEFE DE LABORATORIO
CRP 0687

Juliaca, 11 de Octubre del 2018

145