



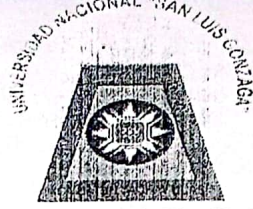
Universidad Nacional
SAN LUIS GONZAGA



Reconocimiento-NoComercial 4.0 Internacional

Esta licencia permite a otras distribuir, combinar, retocar, y crear a partir de su obra de forma no comercial y, a pesar que son nuevas obras deben siempre rendir crédito y ser no comerciales, no están obligadas a licenciar sus obras derivadas bajo los mismos términos.

<http://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0>



UNIVERSIDAD NACIONAL SAN LUIS GONZAGA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
UNIDAD DE INVESTIGACION

EVALUACION DE ORIGINALIDAD

N° 059 – 78181147

CONSTANCIA

El que suscribe, deja constancia que se la realizado el análisis con el software de verificación de similitud al documento **INFORME FINAL DE TESIS** cuyo título es:

**ANÁLISIS Y DISEÑO INTEGRAL DEL SANEAMIENTO BÁSICO
PARA LA CALIDAD DE VIDA DEL C.P. PUMARANRA,
DISTRITO DE PAUCARÁ, ACOBAMBA, HUANCAVELICA**

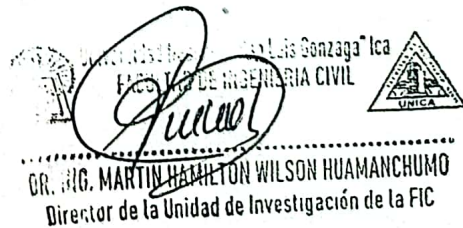
presentado por:

GUTIERREZ GALLO, NELSON ADEMIR

Bachiller del nivel de **PREGRADO** de la Facultad de Ingeniería Civil. El resultado obtenido es **11% de similitud** por el cual se otorga el calificativo de **APROBADO**, según Reglamento para la evaluación de la Originalidad de los documentos de investigación.

Se adjunta al presente el reporte de evaluación con el software de verificación de originalidad.

Ica, 27 octubre de 2021




David Motta Huayanca

écnico Operador Tecnológico

 octubre 2021



UNIVERSIDAD NACIONAL “SAN LUIS GONZAGA”

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

**“ANÁLISIS Y DISEÑO INTEGRAL DEL
SANEAMIENTO BÁSICO PARA LA CALIDAD
DE VIDA DEL C.P. PUMARANRA, DISTRITO
DE PAUCARÁ, ACOBAMBA,
HUANCAVELICA”**

**TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:
INGENIERO CIVIL**

AUTOR:

BACH. NELSON ADEMIR GUTIÉRREZ GALLO

ICA - PERÚ

2020

DEDICATORIA

*... A mi Alma Mater, donde aprendí y
me forjé como profesional en la
carrera de Ingeniería Civil...*

ÍNDICE GENERAL

DEDICATORIA	1
ÍNDICE GENERAL	2
RESUMEN EN ESPAÑOL	6
RESUMEN EN INGLÉS	7
INTRODUCCIÓN	9
CAPÍTULO I: MARCO TEORICO	10
1.1. Antecedentes Del Problema De Investigación	10
1.1.1. Antecedentes A Nivel Internacional	10
1.1.2. Antecedentes A Nivel Nacional	10
1.1.3. Antecedentes A Nivel Local	10
1.2. Bases Teóricas De La Investigación	11
1.2.1. Consideraciones para el diseño del proyecto	11
1.2.1.1. Periodo de diseño	11
1.2.1.2. Estudio topográfico	11
1.2.1.3. Población de diseño	12
1.2.1.4. Dotación	13
1.2.1.5. Caudales de Diseño	14
1.2.2. Diseño del sistema de saneamiento básico	16
1.2.2.1. Conexiones de las redes de alcantarillado	16
1.2.2.2. Redes colectoras	17
1.2.2.3. Planta de tratamiento de aguas residuales (PTAR)	23
1.2.3. Modelación numérica de la red de alcantarillado	46
1.3. Marco Legal	53
1.4. Marco Conceptual	53
CAPÍTULO II: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN	55
2.1. Situación Problemática	55
2.2. Formulación De Problemas	55
2.2.1. Problema General	55
2.2.2. Problemas Específicos	55
2.3. Delimitación Del Problema	56

2.3.1. Delimitación Espacial O Geográfica	56
2.3.2. Delimitación Temporal	56
2.3.3. Delimitación Social	56
2.3.4. Delimitación Conceptual	56
2.4. Justificación E Importancia De La Investigación	56
2.4.1. Justificación	56
2.4.2. Importancia	56
2.5. Objetivos De Investigación	57
2.5.1. Objetivo General	57
2.5.2. Objetivos Específicos	57
2.6. Hipótesis De Investigación	57
2.6.1. Hipótesis General O Principal	57
2.6.2. Hipótesis Específicas	57
2.7. Variables De Investigación	57
2.7.1. Identificación De Variables	57
2.7.2. Operacionalización De Variables	58
CAPÍTULO III: ESTRATEGIA METODOLÓGICA/METODOLOGÍA	
DE LA INVESTIGACIÓN	59
3.1. Tipo, Nivel Y Diseño De Investigación	59
3.1.1. Tipo De Investigación	59
3.1.2. Nivel De Investigación	59
3.1.3. Diseño De Investigación	59
3.2. Población Y Muestra Materia De Investigación	59
3.2.1. Población De Estudio	59
3.2.2. Tamaño De La Muestra	59
CAPÍTULO IV: TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE INVESTIGACIÓN	60
4.1. Técnicas de recolección de Datos	60
4.2. Instrumentos de recolección de Datos	60
4.3. Técnicas de Procesamiento, Análisis e Interpretación de Datos	60
4.4. Procedimientos	60
CAPÍTULO V: PRESENTACIÓN, INTERPRETACIÓN Y DISCUSIÓN	
DE RESULTADOS	62
5.1 Descripción de la Zona del Proyecto	62
5.1.1 Ubicación	62

5.1.2	Accesibilidad	63
5.1.3	Clima	64
5.1.4	Topografía y tipo de suelos	64
5.1.5	Características urbanas y Vivienda	64
5.1.6	Servicios públicos existentes	66
5.2	Consideraciones para el diseño del proyecto	66
5.2.1	Periodo de diseño	66
5.2.1.1.	Normas para la determinación del período de diseño	66
5.2.1.2.	Determinación del período de diseño	66
5.2.2	Estudio topográfico	66
5.2.3	Población de diseño	67
5.2.3.1.	Datos censales	67
5.2.3.2.	Cálculo de la población de diseño	67
5.2.4	Dotación	68
5.2.4.1.	Dotación de consumo	68
5.2.4.2.	Variaciones de consumo	68
5.2.5	Caudales de diseño	69
5.2.5.1.	Caudal máximo diario	69
5.2.5.2.	Caudal máximo horario	69
5.2.5.3.	Caudales de diseño para alcantarillado	69
5.3	Diseño del sistema de saneamiento básico	70
5.3.1.	Redes colectoras	70
5.3.1.1.	Criterios generales de diseño	70
5.3.1.2.	Caudal de diseño	70
5.3.1.3.	Calculo hidráulico mediante el uso del Modelo Numérico SEWERGEMS V8i	70
5.3.2.	Planta de tratamiento de aguas residuales (PTAR)	77
5.3.2.1.	Justificación del sistema de tratamiento elegido	77
5.3.2.2.	Dimensionamiento y diseño de la infraestructura	77
5.4	Discusión de resultados	97
	CAPÍTULO VI: COMPROBACIÓN DE HIPÓTESIS	99
6.1.	Contrastación De Hipótesis General y Específicas	99
	CONCLUSIONES	102
	RECOMENDACIONES	103

FUENTES DE INFORMACIÓN	104
ANEXOS	106
Panel Fotográfico	107
Planos	108

RESUMEN

El Saneamiento en el Perú es y ha sido una de las prioridades del actual gobierno y de los anteriores. Según el Diagnóstico del Sector Saneamiento en el Perú 2017, elaborado por el Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (MVCS), 8.1 millones de peruanos no tienen acceso a servicios de alcantarillado.

“El 88% de las enfermedades diarreicas aguas (EDAs) es causada por abastecimientos de agua insalubres y de un saneamiento y una higiene deficiente.”(OMS, 2014)

“Entre el 6% y 21% se reduce la morbilidad por diarrea al acceder al agua potable y en 32% a servicios de saneamiento” (OMS, 2014)

Siendo la Política Nacional de Saneamiento aprobada por Decreto Supremo N° 007-2017-VIVIENDA, un instrumento de desarrollo del sector saneamiento, se orienta para que la población urbana y rural tenga acceso a los servicios de saneamiento en todo el país.

Es precisamente este propósito el que justifica la temática principal de esta investigación, relacionada con el diseño de un sistema de alcantarillado y su planta de tratamiento para mejorar la calidad de vida de una población rural.

PALABRA CLAVE: Red de alcantarillado, planta de tratamiento y calidad de vida de poblaciones rurales.

SUMMARY

Sanitation in Peru is and has been one of the priorities of the current government and the previous ones. According to the Diagnosis of the Sanitation Sector in Peru 2017, prepared by the Ministry of Housing, Construction and Sanitation (MVCS), 8.1 million Peruvians do not have access to sewerage services.

“88% of diarrheal water diseases (EDAs) are caused by unhealthy water supplies and poor sanitation and hygiene.” (WHO, 2014)

“Between 6% and 21%, diarrhea is reduced due to access to drinking water and 32% to sanitation services” (WHO, 2014)

Being the National Sanitation Policy approved by Supreme Decree N ° 007-2017-HOUSING, an instrument of development of the sanitation sector, it is oriented so that the urban and rural population has access to sanitation services throughout the country.

It is precisely this purpose that justifies the main theme of this research, related to the design of a sewage system and its treatment plant to improve the quality of life of a rural population.

KEYWORD: Sewerage network, treatment plant and quality of life of rural populations.

UNIVERSIDAD NACIONAL “SAN LUIS GONZAGA”

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

**“ANÁLISIS Y DISEÑO INTEGRAL DEL
SANEAMIENTO BÁSICO PARA LA CALIDAD
DE VIDA DEL C.P. PUMARANRA, DISTRITO
DE PAUCARÁ, ACOBAMBA,
HUANCAVELICA”**

ÁREA DE CONOCIMIENTO:

INGENIERÍA Y TECNOLOGÍA

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:

MANEJO INTEGRADO DE RECURSOS HÍDRICOS

AUTOR:

BACH. NELSON ADEMIR GUTIÉRREZ GALLO

ASESOR:

MAG. MÁXIMO ALEJANDRO CRISPÍN GÓMEZ

INTRODUCCIÓN

Para concretizar el desenvolvimiento de este proyecto investigación se aplican normas, guías nacionales y las teorías aprendidas en el pregrado de la profesión de Ingeniería Civil. En tal sentido, el proyecto de tesis “Análisis y Diseño Integral del Saneamiento Básico, para la Calidad de Vida del C.P. Pumararra, Distrito De Paucará, Acobamba, Huancavelica”, servirá para solucionar la carencia de los servicios de alcantarillado en beneficio de dicha población.

En el Capítulo I, se expone el marco teórico, tanto los antecedentes como las bases teóricas de la investigación, el marco legal y el marco conceptual del mismo.

En el Capítulo II, se describen el problema general y específicos, también objetivo general y específicos y por consiguiente, también la hipótesis general y las específicas.

En el Capítulo III, se muestra el diseño metodológico de esta investigación, así como el tipo, el nivel y el diseño de la investigación, población y tamaño de la muestra.

En el Capítulo IV, se presentan las técnicas e instrumentos de investigación.

En el Capítulo V, se describen todos los aspectos generales que caracterizan a la zona del proyecto, como su ubicación, accesos, clima, topografía, características urbanas y servicios públicos existentes y también las consideraciones para el diseño del sistema de saneamiento básico, además se discuten los resultados obtenidos y se proponen las estructuras hidráulicas que requiere el sistema.

En el Capítulo VI, se presentan la comprobación de la Hipótesis planteada. Finalmente, se muestran las conclusiones y recomendaciones finales, derivadas del diseño del sistema de saneamiento básico.

CAPÍTULO I

MARCO TEÓRICO

1.1. ANTECEDENTES DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1.1. ANTECEDENTES A NIVEL INTERNACIONAL

CHOEZ, H. y ZAMBRANO, L. (2017). Investigación realizada en la Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí (Ecuador) titulada: “ESTUDIO Y DISEÑO DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO SANITARIO DE LA LOTIZACION 19 DE DICIEMBRE, DEL CANTON JIPIJAPA”, en las conclusiones se resalta: *“El diseño del sistema de agua potable, se realizó mediante el software WATER-CAD en el cual se determinó las diferentes presiones que va a tener cada tramo del sistema por lo cual nos garantiza un diseño óptimo”*. *“La ejecución de este proyecto no generara un impacto ambiental negativo, de acuerdo a los resultados obtenidos en el análisis respectivo”*.

1.1.2. ANTECEDENTES A NIVEL NACIONAL

De la revisión bibliográfica disponible, se identificaron las siguientes investigaciones:

OLIVARI, O. y CASTRO, R. (2008). Investigación realizada en la Universidad Ricardo Palma (Lima) titulada: “DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y ALCANTARILLADO DEL CENTRO POBLADO CRUZ DE MEDANO-LAMBAYEQYE”, en las conclusiones se resalta: *“El programa WaterCad cumplió ampliamente con lo previsto pues su manejo es más versátil, debido al rápido proceso de edición y análisis de simulación hidráulica, es mucho y amplio a diferencia del Epanet. El programa SewerCad cumplió ampliamente con lo planteado pues analiza de forma eficiente las redes de alcantarillado, dando soluciones alternas, que puedan ser viables en el proyecto”*.

1.1.3. ANTECEDENTES A NIVEL LOCAL

DIAZ, C. y SANTOS (2016). Investigación realizada en la Universidad Alas Peruanas (Ica) titulada: “EVALUACIÓN DEL MEJORAMIENTO DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE EN EL DISTRITO DE ICA DURANTE EL AÑO 2016”, en las conclusiones se resalta: *“Que, para lograr el mejoramiento de los Sistemas de agua, se tiene que involucrar las actividades realizadas por EMAPICA, el Municipio y la*

comunidad. El 52.50% revelo que un sistema de tratamiento con procedimientos físicos, si es muy fácil de operar y de mantener al interior de comunidades urbano-marginales y rurales. Pero existe poco conocimiento con respecto a los procedimientos químicos, se desconoce si el sistema de filtración elimina microorganismos dañinos cada cierto periodo de tiempo para desinfectar los sistemas de agua para ello aplican cloro como sustancia desinfectante, pero algunos pobladores no realizan esta operación por el sabor desagradable que tiene el cloro”.

1.2. BASES TEÓRICAS DE LA INVESTIGACIÓN

Las teorías que se van a utilizar para el desarrollo de la tesis se refieren en forma resumida dentro de este ítem para las siguientes actividades:

1) Diseño Hidráulico.

1.2.1. CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DEL PROYECTO

1.2.1.1. PERIODO DEL PLANTEAMIENTO

Es el ciclo de vida de proyecto durante el cual opera en óptimas condiciones y donde la población de diseño llega al 100%. En este caso, intervienen muchos factores que serán analizados que el proyecto sea viable económicamente. En consecuencia, se define también como el tiempo en el cual el sistema será 100% eficiente, en su capacidad de conducción del gasto y por la existencia física de todas las instalaciones y estructuras del sistema.

Normativas para estimar el período de diseño

El Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (MVCS) aconseja usar la “Norma Técnica de Diseño: Opciones Tecnológicas para Sistemas de Saneamiento en el Ámbito Rural”, aprobada mediante RM-192-2018-Vivienda. Esta norma es la recomendada para centros poblados en zonas rurales, con poblaciones menores a 2000 habitantes.

1.2.1.2. ESTUDIO TOPOGRÁFICO

“La configuración topográfica del terreno en la zona del proyecto es muy importante para determinar las dimensiones de los diversos componentes del sistema.

En esta etapa se obtendrá los planos topográficos de las áreas donde se asentarán todas las estructuras requeridas: La franja del trazo de la línea de conducción, aducción y red de distribución, redes de colectores de desagüe y ubicación de plantas de tratamiento. Es importante la precisión de los levantamientos topográficos para evitar errores en el dimensionado de las redes y de las estructuras de la planta de tratamiento. Los planos

topográficos deben mostrar características del relieve topográfico, como accidentes geográficos, las pendientes, trayectorias de agua, edificaciones existentes”. (Carreteras, canales, Edificaciones, etc.)

a) Elementos Básicos

Son los productos que se obtiene a partir del levantamiento topográfico. Estos son planos a escala para desarrollar las diversas especialidades del proyecto. Las escalas más usuales son:

- Plano de Ubicación: 1/10,000; 1/15,000; 1/5,000
- Localización: 1/50,000
- Plano topográfico general: 1/2,000
- Plano de lotización: 1/2,000 o 1/2,500
- Plano de flujos y red de alcantarillado: 1/2,000 o 1/2,500
- Plano de zonas de perfiles de calles: $H=1/2,000$; $V=1/100$
- Plano de zonas de secciones transversales de calles $H=V=1/200$
- Plano de plantas de tratamiento: 1/100
- Plano de detalles de estructuras y otros: 1/25

b) Tipos de Levantamiento

Consisten en:

- **Levantamiento taquimétrico:** Se obtiene planos de planta con curvas de nivel, donde se muestra la configuración urbana (lotes y manzanas). Se utiliza el teodolito mecánico ó electrónico.
- **Levantamiento alimétrico:** Se obtienen planos en elevación mostrando cortes longitudinales y transversales de las calles. Se utiliza el nivel óptico o de ingeniero.
- **Levantamiento de alta precisión:** Se usa una Estación Total para obtener los mismos planos topográficos, pero asegurando alta precisión, no requiere el uso de nivel de óptico.

1.2.1.3. POBLACIÓN DE DISEÑO

Norma Técnica OS-50 “Redes de distribución de agua para consumo humano”

- “Se determinará la población con valor de nulo crecimiento o saturación y el promedio de habitantes por lote, para el ciclo de vida elegido del proyecto.

Y para este ciclo de vida adoptado la población final se determinará partiendo de proyecciones, usando una razón de crecimiento distrital definido por el organismo regulador oficial de dichos indicadores.

De no ser posible determinar dicha densidad, hay que adoptar 6 hab/lote.

$$P_f = P_a \times \left(1 + \frac{r \times T}{100}\right)$$

-Método de Crecimiento Aritmético.

Dónde:

P_a : Población actual

P_f : Población final

r: Tasa de crecimiento poblacional

T: Periodo de diseño”.

1.2.1.4. DOTACIÓN

Dotación de consumo

“Es la dosis de agua que se raciona para un determinado uso expresado por persona y por día. Para la determinación de la dotación en ámbitos rurales se considera:

- Costumbres de la población
- Nivel de vida de la población
- Clima de la localidad
- La disponibilidad de fuentes del líquido elemento
- Calidad del agua proveída y tarifa
- La presión en la red de distribuidora de agua
- El consumo, comercial, industrial y publico
- Consumo por desperdicio en el sistema
- Consumo de agua por ganado u otro animal domestico
- Irrigación de jardines y provisión contra incendios

Según la Norma Técnica de Diseño: “Opciones Tecnológicas para Sistemas de Saneamiento en el Ámbito Rural”, la dotación se estima haciendo un estudio de consumo de agua para el medio rural, sustentado y firmado por un Ingeniero Sanitario o Civil, encargado del Proyecto. En su defecto, se utilizarán valores comprendidos en los siguientes rangos:

Tabla 1*Dotación de agua según opción de Saneamiento*

Región	Sin arrastre hidráulico	Con arrastre hidráulico
Costa	60 lt/h/día	
Sierra	50 lt/h/día	80 lt/h/día
Selva	70 lt/h/día	100 lt/h/día

Fuente: Norma Técnica: RM-192-2018-Vivienda. MVCS

Tabla 2*Dotación para servicios varios*

Tipo se servicio	Dotación
Escuela Primaria	20 lt/alumno/día
Escuela Secundaria	25 lt/alumno/día
Consultorios Médicos	500 lt/día
Riego de Áreas Verdes	2 lt/m2/día

Fuente: RNE 2006 - MVCS

Variaciones de consumo

Sucede durante las horas del día y en todo el año, debido al tipo de actividad, hábitos de la población, condiciones climáticas, etc. Estas variaciones se han determinado en forma experimental como coeficientes que aplicables a consumos diarios u horarios. Según la Norma Técnica de Diseño: “Opciones Tecnológicas para Sistemas de Saneamiento en el Ámbito Rural”, las variaciones son:

- Variación de consumo máximo diario : K = 1.3
- Variación de consumo máximo horario : K = 2.0”.

1.2.1.5. CAUDALES DE DISEÑO

Según la RM-192-2018-VIVIENDA.

“Consumo máximo diario anual (Q_{md})Se aconseja un valor de 1,3 del consumo promedio diario anual Q_p:

$$Q_p = \frac{Dot \times P_d}{86,400}$$

$$Q_{md} = 1.3 \times Q_p$$

Dónde:

Q_p: Caudal promedio diario anual (l/s)Q_{md}: Caudal máximo diario (l/s)

Dot: Dotación (l/hab/d)

P_d: Población de diseño (hab)

Consumo máximo horario (Q_{mh})

Se considera el valor de 2,0 del consumo promedio diario anual Q_p , así:

$$Q_{mh} = 2.0 \times Q_p$$

Dónde: Q_p : Caudal promedio diario anual (l/s)

Q_{mh} : Caudal máximo horario en l/s

Dot: Dotación (l/hab/d)

Pd: Población de diseño (hab)

Gastos para el diseño de alcantarillado

- Caudal de contribución de alcantarillado
- Caudal de contribución de excretas
- Caudal de infiltración por escorrentía de lluvia a los buzones”.

Caudal de contribución de alcantarillado:

“El caudal de contribución que ingresa al alcantarillado, es aquél que ingresa al alcantarillado a través de las conexiones domiciliarias y sirve para calcular el diámetro de tuberías de la red colectora. Está conformado por las aguas utilizadas en las actividades domésticas (preparación de alimentos, lavado de ropa, limpieza de la vivienda, actividades de aseo, etc.). Según la norma OS.070 del RNE, el 80% del caudal de consumo de agua potable que va directamente al alcantarillado”.

Caudal de contribución de Excretas:

“Es un caudal extra que ingresa en forma sólida al alcantarillado aumentado al caudal de contribución. Según la Norma OS.100 del RNE, se considera que la contribución de excretas es 0.20 kg/hab/día. Luego, considerando como peso específico de la excreta $\gamma_E=1,400$ kg/m³, el volumen de contribución de excretas, expresado en lt/hab/día sería:

$$Q_E = \frac{1 \text{lt} \times \frac{0.20 \text{kg}}{\text{hab}} / \text{día}}{\gamma_E \left(\frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right)}$$
$$Q_E = \frac{1 \text{lt} \times \frac{0.20 \text{kg}}{\text{hab}} / \text{día}}{1,400 \left(\frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right)} = \frac{0.143 \text{ lt}}{\text{día hab}}$$

Luego el caudal de contribución de excretas que ingresa al alcantarillado es:

$$Q_{CE} = \frac{Q_E \times \text{Población}}{86,400} \left(\frac{\text{lt}}{\text{seg}} \right)$$

Caudal de Infiltración en buzones por escorrentía de lluvias:

En zonas lluviosas, es posible que el caudal precipitado ingrese al alcantarillado por los orificios o grietas de las tapas de buzones, o buzones accidentalmente abiertos. Experimentalmente, para este caso se considera:

$$Q_{CI} = 0.044 \frac{lt}{seg} / buzón$$

Caudal de diseño para la tubería emisora y PTAR:

Luego, este será:

$$Q_{EMISOR} = Q_D + Q_{CE} + Q_{CI}$$

1.2.2. DISEÑO DEL SANEAMIENTO BÁSICO

1.2.2.1. CONEXIONES DE LAS REDES DE ALCANTARILLADO

Son cajas de concreto simple o albañilería, de forma rectangular de 0.30 x 0.60 m de planta por 0.50 m de profundidad. Estas van colocadas en la vereda del frontis de la propiedad. Allí se reúnen los desagües de la vivienda para ser descargados al colector público, según el siguiente esquema:



Fig. 1: Esquema de una conexión domiciliar

Fuente: <https://www.slideshare.net/Marciano240565/clase-3-alcantarillado-sanitario>

La tubería de conexión tendrá pendiente de 15 por mil como mínimo y en todos los casos es recomendable efectuar la unión de esta con la tubería colectora usando un codo, perforando en la clave de la tubería, asegurando, así, el ingreso de las aguas residuales del domicilio por la parte superior y conservando inalterable la sección hidráulica.

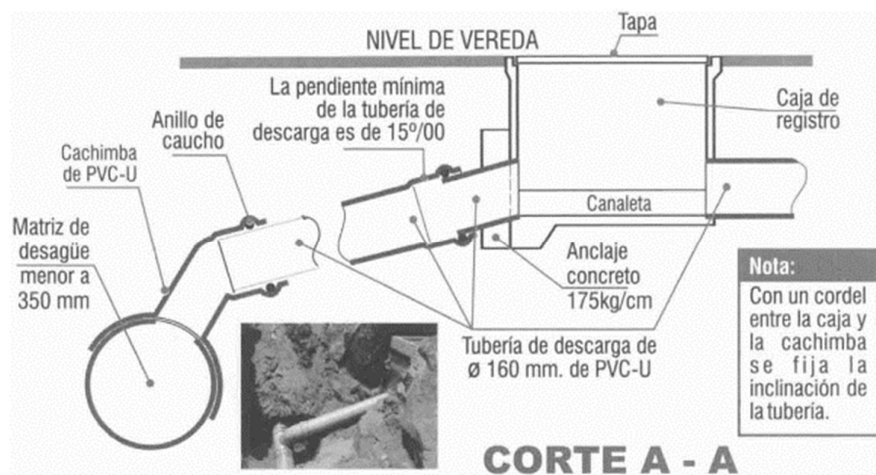
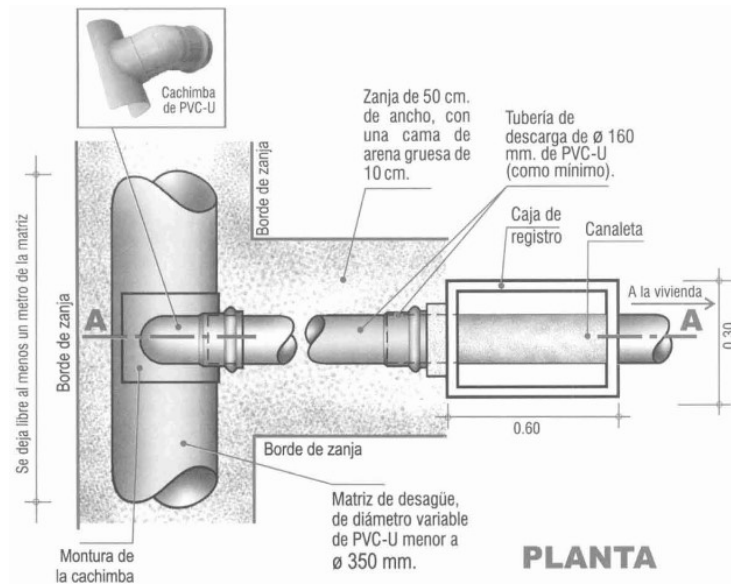


Fig. 2: Esquema de planta y perfil de una conexión domiciliar

Fuente: Manual de Instalación: Las Redes de Agua Potable y Desagüe – MVCS/ASPEM 2007

1.2.2.2. REDES COLECTORAS

Criterios generales de diseño

A) Redes de alcantarillado

a.1) Alcantarillado de Servicio Local: Son las tuberías que reciben la descarga de las conexiones domiciliarias. Sólo se admite conexiones domiciliarias con tuberías de 160mm. (6”) de diámetro como máximo.

a.2) Colectores: Son tuberías que reciben las descargas del alcantarillado del servicio local. No se admite hacer conexiones domiciliarias directamente hacia los colectores.

a.3) Emisores: Son líneas que recogen la descarga de los colectores conduciéndolas hacia la planta final de tratamiento. Pueden ser de PVC o de concreto, según sea el caso.

B) Recomendaciones para el trazado de tuberías en planta:

- *“Se proyectará la línea de alcantarillado en el eje de cada calle.*
- *La red tendrá profundidad tal que garantice satisfacer la más adversa de las condiciones siguientes:*
- *Profundidad indispensable para no obstaculizar a otros servicios existentes, públicos (agua potable).*
- *Se recubrirá mínimo 1 m por encima de la clave del tubo, para vías vehiculares.*
- *Para vías peatonales donde no hay circulación de vehículos, el recubrimiento será menor.*
- *La conexión domiciliaria iniciará con 0.30 m debajo de la cota de terreno y una pendiente mínima de 15 m por mil.*
- *Los colectores de desagüe se deben ubicar a 2 m como mínimo.*
- *El trazo de los colectores se hace en el eje central de las calles.*
- *Los tubos de alcantarillado no se ubicarán a menos de 2.00 m. de distancia de las tuberías de agua.”*

C) Cámaras de inspección

“En los encuentros de tuberías se instalarán cámaras de inspección y donde haya cambios de dirección, de diámetro y de pendientes.

C.1) La profundidad mínima será de 1.20mts.

C.2) Diámetro interior:

- *1.20 m., para tuberías de diámetro hasta 800 mm.*
- *1.80 m., para tuberías de diámetro hasta 1,200 mm.,*
- *Para diámetros mayores, serán de diseño especial.*

C.3) Espaciamiento máximo entre cámaras:

- *120 m., para tuberías hasta de 600 mm. (24”).*
- *250 m., para tuberías superiores a 600 mm. de diámetro.*

C.4) En las cámaras de inspección de profundidad mayor a 2 m., se admiten que las tuberías no lleguen al mismo fondo, si su cota de entrada al buzón está de 0.50 m a más sobre el fondo. Para las caídas mayores a 1.00 m., se empleará dispositivos especiales”.

(Norma OS.070).

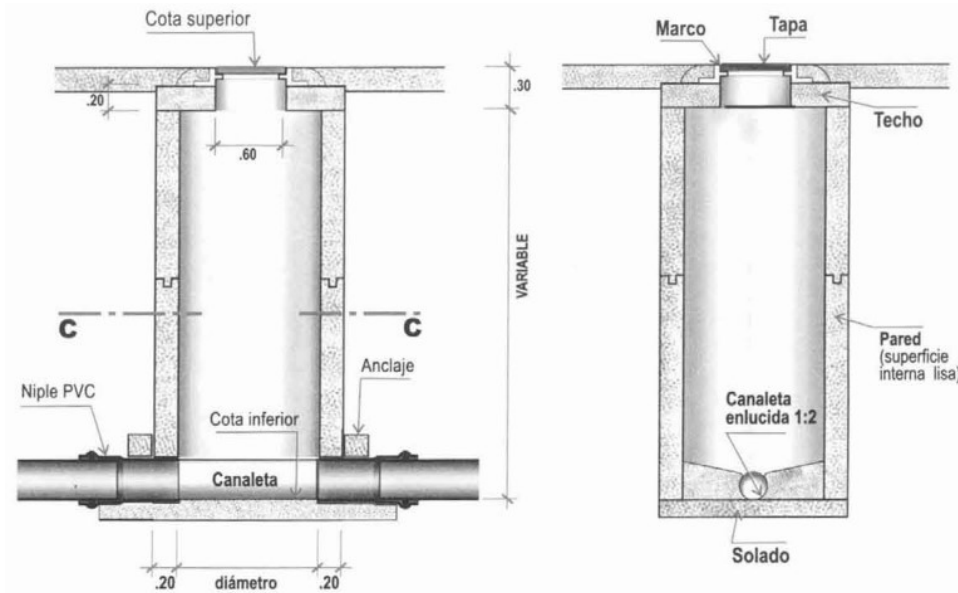


Fig. 3: Esquema en corte frontal y perfil de la cámara de inspección
Fuente: Manual de Instalación: Las Redes de Agua Potable y Desagüe – MVCS/ASPEM 2007

Cálculo hidráulico

Las fórmulas que se recomiendan para el cálculo hidráulico son las de GANGUILLET y KUTTER y de MANNING. Los caudales del sistema se calculan de acuerdo a lo siguiente:

- El 80% del caudal de consumo de agua potable ingresa a las redes de alcantarillado. Para calcular la capacidad de diseño, este porcentaje se aplica al caudal máximo anual de la demanda horaria Q_{mh} .
- El agua de infiltración a la red de alcantarillado está en relación a: terrenos saturados de aguas freáticas, la permeabilidad del suelo y la clase de tuberías a emplearse. En estos casos deberá justificarse la evaluación del volumen de infiltración.
- El agua de lluvias que se pueda incorporar al caudal del sistema de alcantarillado, debe establecerse en base a su ingreso por las cámaras de inspección y por el drenaje a las conexiones prediales. En general:

$$\frac{0.0002 \frac{lt}{seg}}{m} < q_i < \frac{0.0008 \frac{lt}{seg}}{m}$$

El dimensionado de la red de alcantarillas se estima para la conducir los máximos caudales, con un 75% de altura de flujo del diámetro de la tubería.

Velocidades permisibles

Las recomendadas para el tipo de material de la tubería son:

Tabla 3
Velocidades permisibles en tuberías de agua potable

Material del tubo	Velocidad (m/seg)	
	Mínima	Máxima
Concreto hasta 45 cm	0.30	3.0*
Concreto mayor de 45 cm	0.30	3.50
Asbesto cemento	0.30	5.00
PCV	0.30	5.0**
Polietileno	0.30	5.00

* Se limita las velocidades para evitar la formación gaseosa de Hidrógeno sulfurado, muy tóxico, que aumenta la fetidez en las aguas, y así reducir la erosión en las paredes de las tuberías.

** En tubos PVC el gas generado por estas velocidades no afecta y soportan mejor la abrasión.

Fuente: León, M. J. F. A. (2000). Hidráulica de las conducciones

Pendientes permisibles

Para evita excesivo volumen de excavación hay que seguir la pendiente del terreno, pero se debe considerar:

- La mínima pendiente es requerida para conseguir 0.30 m/s de velocidad con un caudal de 1 lt/seg y 1.5 cm. de tirante mínimo.
- Según la velocidad admisible para PVC, las pendientes para cada diámetro son:

Tabla 4
Pendientes permisibles en tuberías PVC usando la fórmula de Manning (n=0.009)

Series	Diámetro (mm)		Gasto mínimo (lt/seg)	Pendiente (mm/m)	
	Nominal	Interno prom.		Mínima (v=0.3 m/s)	Máxima (v=5.0 m/s)
Serie 20	11	103.65	1	1.12	203.23
	16	151.65	1	1.22	122.35
	20	189.90	1	1.32	90.72
	25	237.20	1	1.43	67.39
	31.5	299.05	2	0.86	49.48
	35.5	337.05	2	0.90	42.18
	40	379.80	2	0.94	35.98
	50	474.75	4	0.57	26.72
Serie 25	11	103.65	1	1.12	203.23
	16	153.35	1	1.23	120.55
	20	191.90	1	1.32	189.39
	25	239.90	1	1.44	66.38
	31.5	302.25	2	0.86	48.78
	35.5	340.65	2	0.90	41.59
	40	384.00	2	0.94	35.45
	45	431.90	3	0.70	30.31
50	479.95	4	0.57	26.36	
	63	604.65	5	0.51	19.35

Fuente: León, M. J. F. A. (2000). Hidráulica de las conducciones libres

Los 300 metros iniciales de las líneas de alcantarillado se diseñan con pendiente mínima de 1% o 0.1‰. Según las Normas de Saneamiento vigentes la pendiente mínima es 8 por mil, siempre que la velocidad sea menor a la mínima permisible de 0.60 m/seg.

Fórmulas para el cálculo hidráulico

Para calcular la red de alcantarillado se emplean las fórmulas de Ganguillet y Kutter, Babbitt, o de Manning, para conductos circulares:

- Ganguillet y Kutter

De la fórmula de Chezy:

$$V = C\sqrt{RS}$$

Dónde: C = coeficiente de Chezy

R = radio hidráulico

S = pendiente

Luego:

$$C = \frac{23 + \frac{0.00155}{S} + \frac{1}{n}}{1 + \left(23 + \frac{0.00155}{S}\right) \times \frac{n}{\sqrt{R}}}$$

La fórmula está condicionada para el sistema métrico, siendo “n” el coeficiente de rugosidad de Manning.

Tabla 5

Coefficientes "N" para el cálculo hidráulico en tuberías (Fórmulas de Ganguillet - Kutter y Manning)

Material	N
Cerámica vitrificada	0.010
Asbesto cemento	0.010
Plástico PVC	0.010
Concreto y Fierro fundido	0.013
Acero	0.015

Fuente: León, M. J. F. A. (2000). Hidráulica de las conducciones libres

- Babbitt

Modificó la formula anterior despreciando el término: 0.00155/S, luego:

$$v = \frac{(23n + 1)R_H \sqrt{S}}{n(\sqrt{R_H} + 23n)}$$

Para tuberías de concreto, “n” es igual a 0.013, y R_H es la cuarta parte del diámetro de la tubería, entonces:

$$V = \frac{50D\sqrt{S}}{0.598 + \sqrt{D}}$$

Aquí la velocidad se considera a tubo lleno o media sección, en m/seg.

$$Q = \frac{39.27D^3\sqrt{S}}{0.598 + \sqrt{D}}$$

En la fórmula el caudal es a tubo lleno, siendo Q en m3/seg.

- Manning:

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

Dónde:

n: Coeficiente de Manning.

S: Pendiente de Tubería (m/m).

R: Radio Hidráulico (m).

Caudal de diseño

El caudal que circula por cada tubería es la suma de todos los aportes unitarios que llegan al tramo a través de las conexiones domiciliarias. Cada tramo recibe el aporte de un tramo que antecede aguas arriba y a la vez descarga a un ramal superior, de manera que cada tramo puede tener un diámetro diferente. Por lo cual se debe estimar un caudal unitario dependiendo del total de la longitud de la red. Este caudal unitario, multiplicado por la longitud del tramo es el caudal de diseño independiente del mismo tramo.

Redes

La longitud de tramos y cotas de buzones se obtienen del trazo de la red sobre el plano topográfico. Los datos se procesan en hoja de cálculo con las fórmulas anteriormente descritas o también se pueden ingresar al programa SewerGEMS donde se obtiene:

- Caudal del tramo y diámetro de tubería
- Cota de tapa y Cota de fondo por tramos
- Altura cámaras de inspección
- Pendiente en el tramo
- Caudal a tubo lleno por tramo
- Velocidad a tubo lleno por tramo
- Velocidad parcial por tramo
- Tirante del caudal en el tramo
- Tensión tractiva en el tramo

1.2.2.3. PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES (PTAR)

Son aquellos procesos químicos, biológicos y físicos que suprimen a los contaminantes químicos, físicos y biológicos existentes en el agua residual o efluente del uso humano. Su objetivo es obtener un efluente tratado, reutilizable y un lodo o residuo sólido apropiado para ser reutilizado. Los locales comerciales, instituciones, residencias, e industrias generan aguas residuales. Pueden ser tratadas en el lugar donde se generan (tanques sépticos y otras formas de depuración) o bien se recogen y se llevan mediante tuberías y bombas de ser necesario hacia una planta de tratamiento.

Grados de tratamiento y sistemas usuales

A) Tratamiento primario

Es para remover sólidos gruesos, arenas, aceites y grasas. Se hace con maquinaria o manualmente.

B) Tratamiento secundario

El tratamiento secundario se designa para que contenido biológico de las aguas residuales generadas por los desechos orgánicos como detergentes, restos de alimentos, jabones, se degraden. La mayor parte de las plantas de tratamiento industriales y municipales le da tratamiento al licor de las aguas residuales empleando técnicas biológicas aeróbicas.

C) Tratamientos terciarios

Provee la fase final que incrementa la calidad del líquido efluente a un nivel estandarizado necesario antes de ser depositado al río, mar, lago, campo, etc. Más de este tipo de proceso puede ser reutilizado en plantas de tratamiento. Si siempre se practica la desinfección en la fase final, se le llama “pulir el efluente”.

Elección del sistema de tratamiento

Se pueden usar **Tanques Sépticos** para tratar aguas residuales de las familias que viven lugares que no tiene red de desagües o cuando conectarse a un sistema lejano de alcantarillado resulta costoso. Estos solo son permitidos en zonas urbano rurales y urbano marginales. Su uso se limita para un máximo de 350 habitantes.

Las aguas residuales pueden venir de letrinas con arrastre hidráulico o también pueden incluir aguas grises de los lavaderos, duchas etc. Es ventajoso en cierta medida, pero requiere mayor inversión y agua corriente en suficiente cantidad para arrastrar los desechos por los desagües hasta el tanque. La eliminación del efluente que proviene del tanque muchas veces no se toma en cuenta, siendo una desventaja por el problema que acarrea. Su efluente es anaerobio y probablemente contenga un número elevado de

agentes patógenos, que son fuente potencial de infecciones. No son aptas para riego de cultivos y no se pueden descargar aguas superficiales o canales o sin previo permiso sanitario.

El **Tanque Imhoff** sirve para tratamiento primario removiendo sólidos suspendidos. En comunidades menores de 5000 hab. Para tratar aguas domésticas residuales son ventajosas porque incorporan la digestión de lodos sedimentados y la sedimentación del agua en una única unidad de dos cámaras. Es fácil de operar, sin requerir partes mecánicas; pero previamente las aguas residuales deben pasar preliminarmente en canales con rejillas de cribado y limpieza de arenas. Tiene una forma bastante típica con tres compartimentos:

- Cámara sedimentadora.
- Cámara para digestión de lodos.
- Área de acumulación de natas y ventilación.

Durante el proceso, el caudal de desagüe pasa por una cámara de sedimentación, donde se remueve gran volumen de sólidos sedimentados, resbalando al fondo de la cámara de sedimentación por medio de sus paredes inclinadas, pasando de allí, por una ranura con traslape en el fondo del sedimentador hacia la cámara de digestión. Este traslape evita que gases o partículas de sólidos suspendidas, provenientes de la digestión, entorpezcan el proceso de sedimentación. Las partículas ascendentes y los gases que siempre se generan en el proceso digestivo, son conducidos al área de ventilación o cámara de natas. La acumulación de lodos en el digestor se elimina periódicamente y se esparcen en lechos de secado. Allí al perder humedad debido a la infiltración, pueden ser retiradas para mejorar suelos para el cultivo.

Las **Lagunas de Estabilización** son estructuras simples que embalsan aguas residuales para mejorar sus características sanitarias. Su profundidad es poca, de 2 a 4 m, pero los períodos de retención normalmente duran varios días. Los desagües depositados en ellas producen en forma repentina, una estabilización o autodepuración natural, generándose fenómenos bioquímicos, biológicos, químicos y físico. Esta transformación sucede en la mayoría de las aguas estancadas con mucho volumen de materias orgánicas que se pudren fácilmente (biodegradables). Los indicadores más utilizados para analizar el desempeño de las lagunas y la calidad del líquido efluente son la caracterización de la carga orgánica mediante la medición de la DBO (demanda bioquímica de oxígeno); la caracterización de la contaminación microbiológica mediante la estimación del número

de coliformes fecales más probable (NMP CF/100ml). Tienen relativa importancia también aquellos sólidos totales disueltos en suspensión y los sedimentables.

Criterios generales de diseño del sistema de tratamiento asumido

Todas las formas que pueden tener los tanques Imhoff siempre cuentan con una cámara o cámaras superiores por donde las aguas negras transitan en su fase de sedimentación, además de que cuenta con otra cámara inferior que recibe a la materia por gravedad donde se mantiene en reposo generando así la digestión anaeróbica. Una ventaja de su forma es que los sólidos sedimentables pueden llegar a la cámara inferior en poco tiempo y la forma que tiene la ranura y sus paredes inclinadas que tiene la cámara acanalada de sedimentación, obliga a los gases que genera la digestión a ascender sin perturba el proceso de sedimentación.

Como tratamiento primario, el tanque Imhoff podría integrarse a una planta para el tratamiento completo, pero su capacidad de digestión debe incluir también a los lodos secundarios y a los que recepción de la cámara de sedimentación sobrepuesta. Los tanques Imhoff presentan las siguientes ventajas:

- Colabora con la digestión del lodo superando al tanque séptico, generando un efluente con características mejoradas.
- Excepcionalmente pueden depositar lodo en el líquido efluente, no así en la mayoría de los casos.
- Seca al lodo y lo evacúa fácilmente comparado al tanque séptico, debido contiene una humedad entre 90 a 95%.
- Las aguas residuales que ingresan en los tanques Imhoff, no requieren tratamiento preliminar, pero si necesitan pasar por cribas gruesas y separar las arenillas.
- En comparación con las lagunas, requieren menos tiempo de retención
- Se opera con facilidad y su construcción es económica.
- Requieren menos terreno que las lagunas de estabilización.
- Se adaptan mejor para pequeñas ciudades y centros poblados que no requieren mantenimiento cuidadoso y constante, y su efluente cumpla con algunos requisitos para no contaminar de las corrientes.

“El tanque Imhoff suprime a los sólidos suspendidos entre el 40 y 50% y minimiza la DBO entre 25 y 35%. Los lodos que se acumulan en el digestor del tanque se separan periódicamente y se descargan en los lechos de secado. Debido a la reducida remoción

de la DBO y coliformes, es mejor descargar el efluente en una laguna facultativa para que exista una mejor remoción de microorganismos”.

Para el diseño se considera la Norma OS.090 “Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales” del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE). La forma del típico tanque Imhoff es rectangular dividido en tres compartimientos:

- a) Cámara de sedimentación.
- b) Cámara de digestión de lodos.
- c) Área de ventilación y cámara de natas.

Además de este tanque y sus partes se diseñará el lecho de secados de lodos.

Diseño de la cámara de sedimentación

a) El caudal promedio para el diseño, se calcula con la siguiente expresión:

$$Q_p = \frac{\text{Población} \times \text{Dotación}}{1000} \times \% \text{Contribución}$$

Siendo la dotación en lt/hab/día.

b) El área del sedimentador se calcula con:

$$A_s = \frac{Q_p}{C_s} (m^2)$$

Dónde: C_s = Carga superficial, igual a $1m^3/(m^2 \times \text{hora})$

El volumen del sedimentador se calcula con:

$$V_s = Q_p \times R (m^3)$$

El período de retención hidráulica **R** debe estar entre 1,5 a 2,5 horas (se recomienda 2 horas).

En el fondo la sección transversal del tanque tendrá forma de V y las pendientes de sus paredes laterales tendrá entre 50° a 60° respecto a la horizontal. En la arista del centro se dejará una abertura entre 0,15 a 0,20 m para que transiten los sólidos que son removidos hacia el digestor. Uno de los lados inclinados se prolongará entre 15 a 20 cm, de modo manera no permita el paso de sólidos desprendidos y gases del digestor hacia el sedimentador, esto reducirá la capacidad de remoción de sólidos en suspensión de esta unidad de tratamiento.

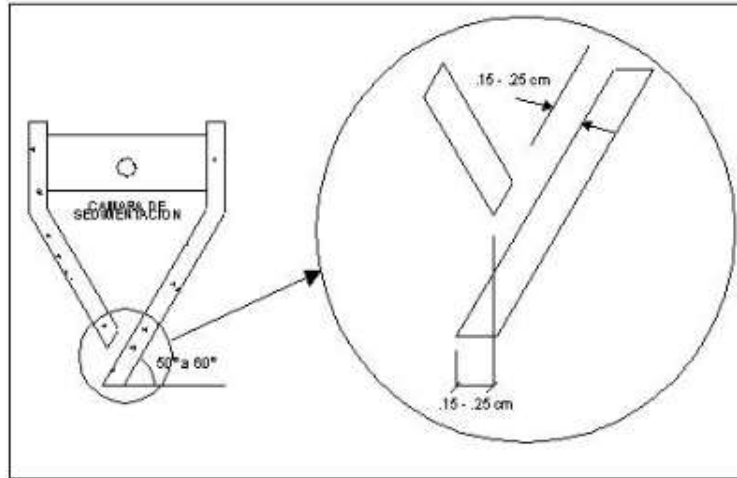


Fig.4: Detalle de la cámara de sedimentación
Fuente: CEPIS, 1997

c) Longitud mínima del vertedero de salida se calcula con:

$$L_v = \frac{Q_{m\acute{a}x}}{Ch_v} (m)$$

Dónde:

$Q_{m\acute{a}x}$ = Caudal máximo diario de diseño, en m³/día.

Ch_v = Carga hidráulica sobre el vertedero, de 125 a 500 m/ (m*día), (recomendable 250).

Diseño del digestor

a) Volumen de almacenamiento y digestión: Se diseña para el compartimiento de almacenamiento y digestión de lodos (cámara inferior) con la siguiente expresión:

$$V_d = \frac{70 \times P \times f_{cr}}{1000} (m^3)$$

Dónde: f_{cr} = Factor de capacidad relativa.

P = Población.

Se tendrá en cuenta el cuadro siguiente:

Tabla 6

Factores de capacidad relativa

Temperatura °C	f_{cr}
5	2.0
10	1.4
15	1.0
20	0.7
>25	0.5

Fuente: OPS/CEPIS-UNATSABAR 2005

La forma del fondo de la cámara de digestión será como un tronco de pirámide invertida (tolva de lodos), para facilitar el retiro de los lodos digeridos. Las paredes laterales de esta tolva tendrán una inclinación de 15° a 30° con respecto a la horizontal. La altura máxima de los lodos deberá estar 0,50 m por debajo del fondo del sedimentador.

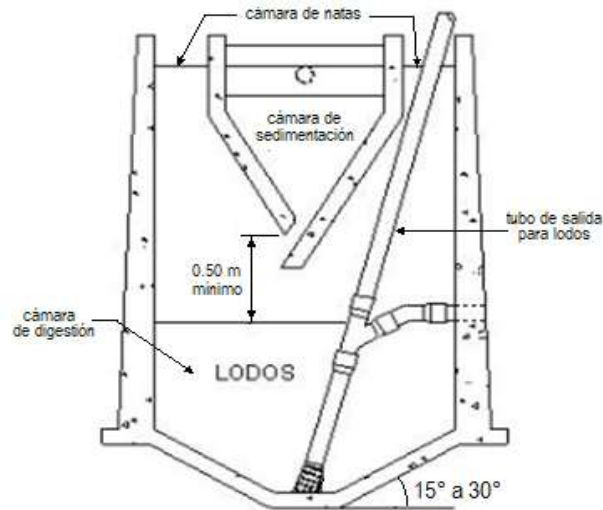


Fig. 5: Detalles de la cámara de digestión

Fuente: CEPIS, 1997

b) Tiempo requerido para digestión de lodos: Varía con la temperatura, para esto se usan los valores siguientes:

Tabla 7

Tiempo de digestión

Temperatura °C	Días
5	110
10	76
15	55
20	40
>25	30

Fuente: OPS/CEPIS-UNATSABAR 2005

c) Frecuencia de retiro de lodos: Para estimar esta frecuencia se usan los valores de la tabla anterior. Estos tiempos referenciales consideran que existirá una mezcla de lodos frescos y lodos digeridos en el fondo del digestor. Así, el lapso de tiempo entre las extracciones sucesivas de los lodos será al menos el lapso de digestión, exceptuando la primera extracción en la cual hay que esperar el doble de tiempo de digestión.

Extracción de lodos

Para la remoción de lodos la tubería debe tener un diámetro mínimo de 200 mm y se ubicara a 15 cm sobre el fondo del tanque. La remoción necesitará 1,80 m. de carga hidráulica mínima.

Área de ventilación y cámara de natas

En la zona de natas o espumas, para diseñar el espacio libre entre las paredes del sedimentador y del digestor considerar:

- Mínimo espaciamiento libre será de 1,0 m
- La superficie libre total no debe ser menor al 30% de la superficie total del tanque.
- Como mínimo el borde libre debe tener 0,30 cm.

Lechos de secados de lodos

Para pequeñas comunidades, este método resulta más económico y simple para deshidratar lodos digeridos (lodos estabilizados).

a) La carga de sólidos que ingresa al sedimentador se calcula con:

$$C = Q \times SS \times 0.0864 \left(\frac{kg}{día} \right)$$

Dónde:

SS = Sólidos en suspensión en el agua residual cruda, en mg/l.

Q = Caudal promedio de aguas residuales.

La carga de sólidos se puede estimar en función a la contribución per cápita de sólidos en suspensión:

$$C = \frac{Población \times Contribución\ per\ cápita (gr_{SS}/hab \times día)}{1000}$$

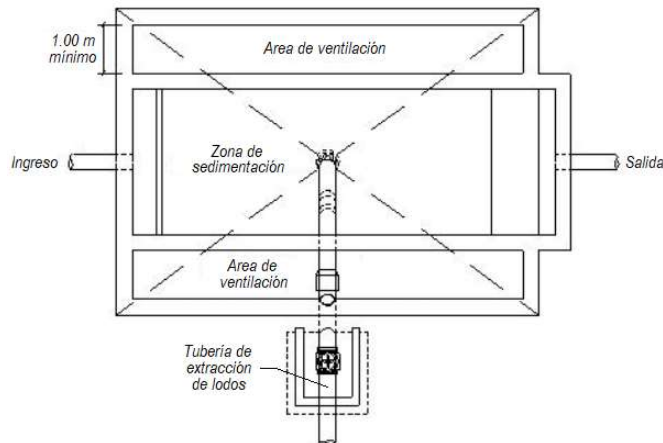


Fig. No.06

Esquema en planta de un tanque Imhoff

Fuente: CEPIS, 1997

En localidades que cuentan con red de desagües, el aporte per cápita se halla mediante la caracterización de las aguas residuales. De lo contrario se puede usar un aporte per cápita de 90 gr.SS/ (hab*día).

b) La masa de sólidos que conforman los lodos se calcula con:

$$M_{sd} = (0.5 \times 0.7 \times 0.5 \times C) + (0.5 \times 0.3 \times C) \text{ kg / día}$$

c) El volumen diario de lodos digeridos se calcula con:

$$V_{ld} = \frac{M_{sd}}{\rho_{lodo} (\%S / 100)} \text{ lt / día}$$

Dónde:

ρ_{lodo} = Densidad de los lodos, igual a 1,04 Kg/lt

%S = % de sólidos contenidos en el lodo, varía entre 8 a 12%.

d) Volumen de lodos a extraerse del tanque:

$$V_{el} = \frac{V_{ld} \times T_d}{1000} (m^3)$$

Dónde: T_d = Tiempo de digestión, en días (ver cuadro anterior)

e) Área del lecho de secado:

$$A_{ls} = \frac{V_{el}}{H_a} (m^2)$$

Dónde: H_a = Profundidad de aplicación, entre 0,20 a 0,40m

El ancho (B) de los lechos de secado es generalmente de 3 a 6 m., pero para instalaciones grandes puede sobrepasar los 10 m. Alternativamente se puede emplear la siguiente expresión para obtener las dimensiones unitarias de un lecho de secado:

$$B = \frac{R_{vd} (m^3 / n^\circ \text{ personas})}{N_a \times H_i} (m^2 / \text{hab})$$

Dónde:

R_{vd} = Rendimiento volumétrico del digestor en m^3/N° de personas

N_a = Número de aplicaciones en años

H_i = Profundidad de inundación en metros

Considerando el número de aplicaciones al año, verificar que la carga superficial de sólidos aplicado al lecho de secado se encuentre entre 120 a 200 Kg de sólidos/ ($m^2/\text{año}$).

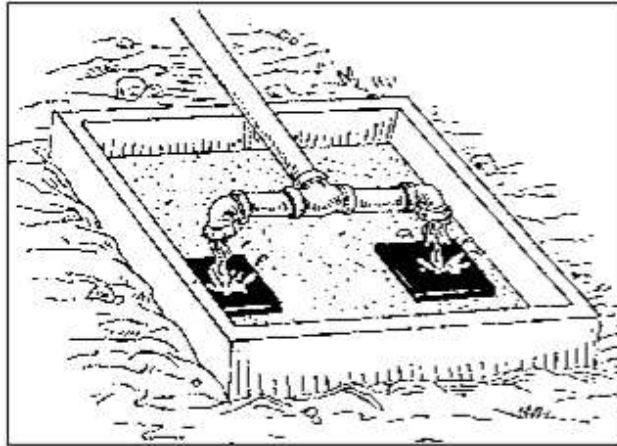


Fig. 7: Esquema de un lecho de secado

Fuente: CEPIS, 1997

Medio de Drenaje

Es generalmente de 0,30 de espesor, con los siguientes componentes:

- El medio de soporte recomendado está constituido por una capa de 15 cm, formada por ladrillos colocados sobre el medio filtrante, con una separación de 2 a 3 cm, llena de arena.
- La arena es el medio filtrante y debe tener un tamaño efectivo de 0,3 a 1,3 mm., y un coeficiente de uniformidad entre 2 y 5.
- Debajo de la arena se deberá colocar un estrato de grava graduada entre 1,6 y 51 mm (1/6" y 2") de 0,20 m de espesor.

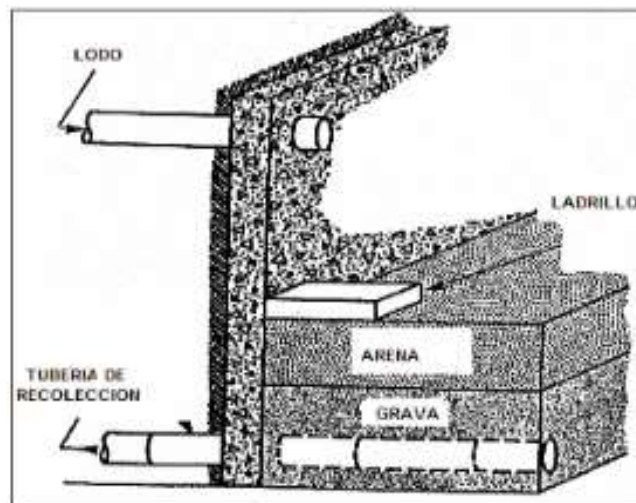


Fig. 8: Esquema en corte de un lecho de secado

Fuente: CEPIS, 1997

Mediante una hoja de cálculo en Excel se programan estas ecuaciones con las condiciones para el diseño, obteniéndose así las dimensiones del Tanque Imhoff.

Dimensionamiento de la Infraestructura de la planta de tratamiento

- Cámara de rejas + desarenador
- Tanque Imhoff
- Filtro percolador
- Sedimentador secundario
- Lecho de secado de lodos

a) Diseño de la Cámara de Rejas

Es un dispositivo constituido por rejas de barras de metal dispuestas en forma paralela y de igual espaciado. Pueden ser curvadas o rectas. Retendrá sólidos grandes y gruesos que vienen con el flujo de desagüe y se mantienen flotando, evitando así la obstrucción de los dispositivos de flujo como válvulas, equipos de aireación, bombas, tuberías y otros componentes y equipamiento de la propia planta de tratamiento.

Según la Norma OS.090 el diseño incluirá una plataforma de operación y drenaje del material cribado con barandas de seguridad, iluminación para la operación durante la noche, y espacio para el almacenar temporalmente al material cribado en adecuadas condiciones sanitarias. Además, en el diseño de esta cámara se incluirá un canal de entrada, las rejas y el bypass (ver fig.No.23).

El canal de entrada, recibe la descarga de tubería emisora. Es a cielo abierto con sección rectangular y ancho igual que el diámetro de tubería emisora, manteniendo así la velocidad constante y el tirante del flujo. Su longitud será suficiente para albergar a la basura que se aglomera en las rejillas. Se diseña para un caudal máximo horario.

Cuando se trata de instalaciones pequeñas se adosa un canal con rejas con by pass para el mantenimiento o casos de emergencia.

Para diseñar las rejas se considera:

- Barras de sección rectangular con espesor de 5 a 15 mm por un ancho de 30 a 75 mm.
- La longitud de barras y el posible mecanismo utilizado para la limpieza definen sus dimensiones.
- Las barras se espaciarán entre 20 y 50 mm. En localidades donde la recolección de residuos sólidos se hace mediante un inapropiado sistema usar espaciados no mayores a 25 mm.
- El espaciado y dimensiones entre barras se asumen considerando que la velocidad a través de las barras sea adecuada.

- La inclinación de las barras de las rejillas para la limpieza manual será de 45° a 60° respecto al horizonte.
- La cantidad de material cribado se determina:

Tabla 8

Material de cribado del agua residual según abertura entre rejillas

Abertura	Material cribado (lt/m3)
20 mm	0.038
25 mm	0.023
35 mm	0.012
40 mm	0.009

Fuente: Norma OS.090 RNE

Características de las rejillas:

- Espesor de barra: e (Según OS.090 entre 5 y 15mm)
- Ancho de barra: a (Según OS.090 entre 30 y 75 mm)
- Separación entre barras: s (Según OS.090 entre 20 y 50 mm)
- Eficiencia de la rejilla (E):

$$E = \frac{s}{e + s} = \frac{20.0}{6.35 + 20.0} = 0.76$$

- Velocidad de paso entre rejillas (V):

Debe estar entre 0.6 a 0.75 m/seg. Si la velocidad es menor a 0.6 m/seg, los sólidos tienden a sedimentarse. Si es mayor a 0.75 m/seg los residuos que se quieren retener pasarán por entre las rejillas.

- Velocidad de aproximación aguas arriba de las rejillas (Va):

$$V_a = V \times E$$

- Área útil de las rejillas (Au):

El caudal máximo residual calculado

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

- Área total (At):

$$A_t = \frac{A_u}{E}$$

- Número de barras (N):

Si se asume el ancho del canal de rejillas en B=40 cm =400mm, el número de barras distribuidas en este será:

$$N = \frac{B - s}{s + e}$$

Características del canal de transición:

Es usual que la transición entre la tubería de ingreso (Emisora) y el canal de rejillas sea mayor que el diámetro de la tubería. Este tramo debe igualarse al ancho mismo de las rejillas, para evitar espacios muertos. Para lograrlo se recomienda un ángulo de transición de $12^\circ 30'$. En consecuencia, la longitud de esa transición (L) se calcula con:

$$L_T = \frac{B_2 - B_1}{2tg(12^\circ 30')}$$

Dónde:

L_T = Longitud de transición ingreso-canal (m)

B_1 = Ancho de canal o diámetro de tubería de ingreso (m)

B_2 = Ancho del canal de rejillas (m)

- Cálculo de tirante máximo ($y_{m\acute{a}x}$):

$$y_{m\acute{a}x} = \frac{A_t}{B}$$

- Cálculo de Radio Hidráulico (R_h):

$$R_h = \frac{A_t}{B + 2Y_{m\acute{a}x}}$$

- Pendiente del canal (S):

Para este cálculo, se considera canal de concreto, para lo cual usamos un coeficiente $n=0.013$. Luego:

$$S = \left(\frac{Q_{EMISOR} \times n}{A_t \times R_h^{2/3}} \right)^2$$

Características del Bypass:

- Tirante sobre el vertedero del bypass (Y_{bp}):

Inicialmente se asume un ancho del vertedero igual a $B_V = 0.25$ m y el ancho del canal del bypass será igual al ancho del canal de rejillas.

$$Y_{bp} = \left(\frac{Q_{EMISOR}}{1.838B_V} \right)^{2/3}$$

- Área: $A = B_V \times Y_{bp}$

- Cálculo de Radio Hidráulico (R_h):

$$R_h = \frac{A}{B_V + 2Y_{bp}} =$$

- Pendiente del Bypass (S):

$$S = \left(\frac{Q_{EMISOR} \times n}{A \times R_h^{2/3}} \right)^2 =$$

Datos del emisor:

- Diámetro del emisor (D_e):
- Tirante del emisor (y_e):

$$\frac{y_e}{D_e} = 0.90$$

- Radio hidráulico del emisor (R_e):

$$\frac{R_e}{D_e} = 0.298$$

- Area del emisor (A_e):

$$\frac{A_e}{D_e^2} = 0.7445$$

- Pendiente en el emisor (S_e):

$$S = \left(\frac{Q_{m\acute{a}x} \times n}{A_e \times R_e^{2/3}} \right)^2$$

- Velocidad en el emisor (V_e):

$$V_e = \frac{Q_{EMISOR}}{A_e}$$

- Pérdida de carga en la transición (Hf_t):

$$Hf_t = \frac{[(V_e - V_a)^2 \times 0.1]}{2g}$$

- Desnivel entre el fondo de la tubería y el fondo del canal (Z):

$$Z = \left(\frac{V_e^2}{2g} + y_e \right) - \left(\frac{V_a^2}{2g} + y_{m\acute{a}x} \right) - Hf_t$$

- Pérdida de carga en la reja (h_f):

$$h_f = \frac{V^2 - V_a^2}{2g \times 0.7}$$

- Pérdida de carga en la reja 50% de ensuciamiento ($h_{f50\%}$):

$$h_{f50\%} = \frac{(2V)^2 - V_a^2}{2g \times 0.7}$$

Altura total al inicio de la cámara de rejillas:

$$h_1 = D_e + Z + 0.20$$

La altura total a la salida de la cámara de rejillas será:

$$h_2 = h_1 + Z$$

b) Diseño del desarenador:

Es un dispositivo obligatorio en plantas que tienen sedimentadores y digestores. Contará con una unidad previa que reduce la velocidad de las aguas residuales para sedimentar y remover sólidos minerales y otros. En la salida del desarenador se colocará un vertedero para el control de velocidad de flujo. Estos pueden ser del tipo Sutro, Parshall o trapezoidales. Para el diseño hay que tener en cuenta los siguientes aspectos:

- Los desarenadores son opcionales cuando se trata de sistemas de lagunas de estabilización.
- La norma OS.090 recomienda que la velocidad del flujo debe controlarse y mantenerse alrededor de 0.3 m/seg con tolerancia de $\pm 20\%$. La tasa de aplicación estará entre 45 y 70 m³/m²/h, verificada para las condiciones del lugar y para el caudal máximo horario.
- A la salida y entrada del desarenador se preverá, a cada lado, por lo menos una longitud adicional equivalente a 25% de la longitud teórica.
- La relación entre largo y altura del agua deberá estar entre 10 y 20.
- La altura del agua y borde libre debe comprobarse para el caudal máximo horario.
- Se debe proveer dos unidades de operación alterna como mínimo.
- En desarenadores de limpieza manual se incluirá compuertas para poner fuera de funcionamiento a cualquiera de las unidades.
- Las dimensiones del dispositivo acumulador de arena se determinan en función de la cantidad prevista de material y la frecuencia de limpieza deseada.
- La frecuencia mínima de limpieza será de una vez por semana.

Dimensionado del Desarenador:

Experimentalmente se sabe que las partículas de arena nocivas son aquellas que tienen un tamaño igual o mayor a 0.2 mm, cuyo peso específico es de 2.65 gr/cm³ y sedimentan con una velocidad del orden de 2 cm/seg. Además también se ha constatado que los desarenadores deben diseñarse con tasas de aplicación de 600 a 1,200 m³/(m²/día).

Las normas del RNE, recomiendan un rango entre 45 a 70 m³/(m²/hora), que corresponden a tasas de aplicación de 1080 a 1600 m³/(m²/día), con los cuales se podrá determinar el área necesaria para los desarenadores.

- Velocidad horizontal de sedimentación (Vs):

Inicialmente suponemos que el flujo se encuentra en régimen laminar, donde la velocidad de sedimentación se determina mediante la Ley de Stokes, la cual se calcula con la siguiente expresión:

$$V_s = \frac{1}{18} g \left(\frac{\rho - 1}{\eta} \right) d_c^2$$

Donde, (η) es la viscosidad cinemática del flujo obtenida del Cuadro No.17, para una determinada temperatura. Esto es importante ya que al disminuir la temperatura, aumenta la viscosidad del fluido, afectando a la velocidad de sedimentación. El sedimento en suspensión requiere más tiempo para sedimentar.

Tabla 9

Densidad y Viscosidad del agua, calculadas de las tablas "International Critical"

Temp. C°	Densidad (gr/cm3)	Viscosidad cinemática	Temp. C°	Densidad (gr/cm3)	Viscosidad cinemática
0	0.99987	1.7923	20	0.99823	1.0105
1	0.99993	1.7321	21	0.99802	0.9863
2	0.99997	1.6741	22	0.99780	0.9629
3	0.99999	1.6193	23	0.88757	0.9403
4	1.00000	1.5676	24	0.99733	0.9186
5	0.99999	1.5188	25	0.99707	0.8975
6	0.99997	1.4726	26	0.99681	0.8774
7	0.99993	1.4288	27	0.99654	0.8581
8	0.99988	1.3874	28	0.99626	0.8394
9	0.99981	1.3479	29	0.99597	0.8214
10	0.99973	1.3101	30	0.99568	0.8039
11	0.99963	1.2740	31	0.99537	0.7870
12	0.99952	1.2396	32	0.99505	0.7708
13	0.99940	1.2068	33	0.99437	0.7751
14	0.99927	1.1756	34	0.99440	0.7398
15	0.99913	1.1457	35	0.99406	0.7251
16	0.99897	1.1168	36	0.99371	0.7109
17	0.99880	1.0888	37	0.99336	0.6971
18	0.99862	1.0618	38	0.99299	0.6839
19	0.99843	1.0356	39	0.99262	0.6711

Fuente: Tratamiento de Aguas Residuales, G. Rivas Mijares, 1978

Verificación del Número de Reynolds:

Para que se pueda aplicar la Ley de Stokes, el número de Reynolds obtenido debe ser: $Re < 0.5$, siendo:

$$Re = \frac{V_s \times d_c}{\eta}$$

Por lo tanto, hacemos un reajuste al valor de V_s , considerando la sedimentación de la partícula en régimen de transición, mediante el término del diámetro y el término de velocidad de sedimentación obtenida de la fig. 9, propuesto por Rivas Mijares-1978:

Calculamos el término del diámetro, con los datos existentes:

$$\left[\frac{g(\rho_s - 1)}{\eta^2} \right]^{1/3} \times d$$

Con este dato ingresamos al gráfico anterior y obtenemos el término de velocidad de asentamiento, en régimen de transición:

$$\frac{V_s}{[g(\rho - 1)\eta]^{1/3}} = 0.80$$

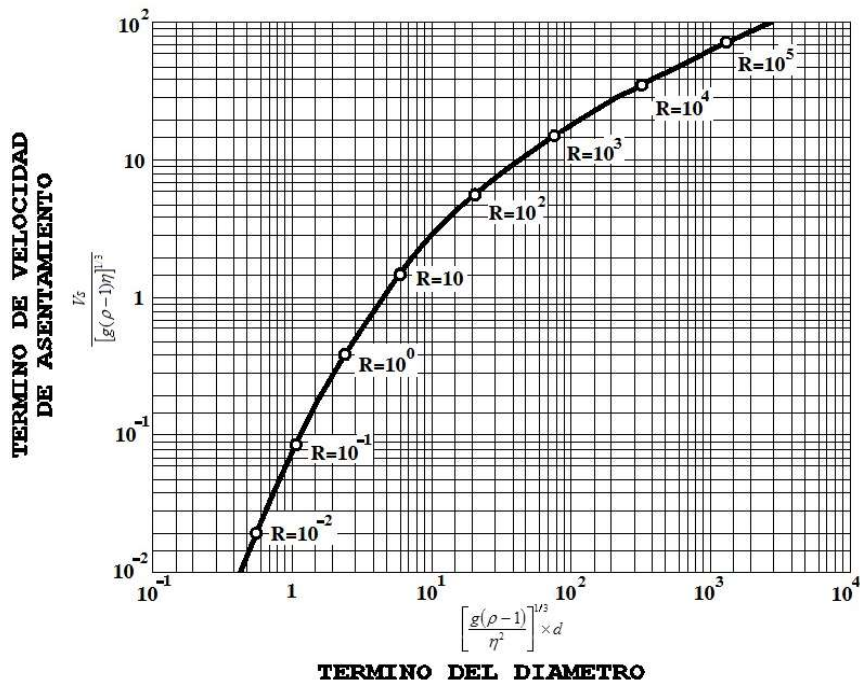


Fig. 09: Velocidad de sedimentación en régimen de transición

Fuente: CEPIS, 1997 – Elaboración propia

Despejando V_s :

$$V_s = 0.80 \times [g(\rho - 1)\eta]^{1/3}$$

Comprobamos nuevamente si cumple con la condición de Reynolds:

$$R_e = \frac{V_s \times d_c}{\eta}$$

Nuevamente comprobamos que no cumple para aplicar la Ley de Stokes, entonces el flujo se encuentra en régimen de transición, luego aplicamos la Ley de Allen, donde la velocidad de sedimentación se obtiene de:

$$V_s = \sqrt{\frac{4}{3} g \times \frac{(\rho - 1)}{C_D}} \times d_c$$

Donde C_D es el coeficiente de arrastre, obtenido con:

$$C_D = \frac{24}{R} + \frac{3}{\sqrt{R}} + 0.34$$

Con la que calculamos el área requerida. El caudal se incrementa previamente por un coeficiente de seguridad que garantiza la eficiencia requerida, según Rivas Mijares-1978. Considerando 100% de eficiencia y remoción, del gráfico siguiente obtenemos:

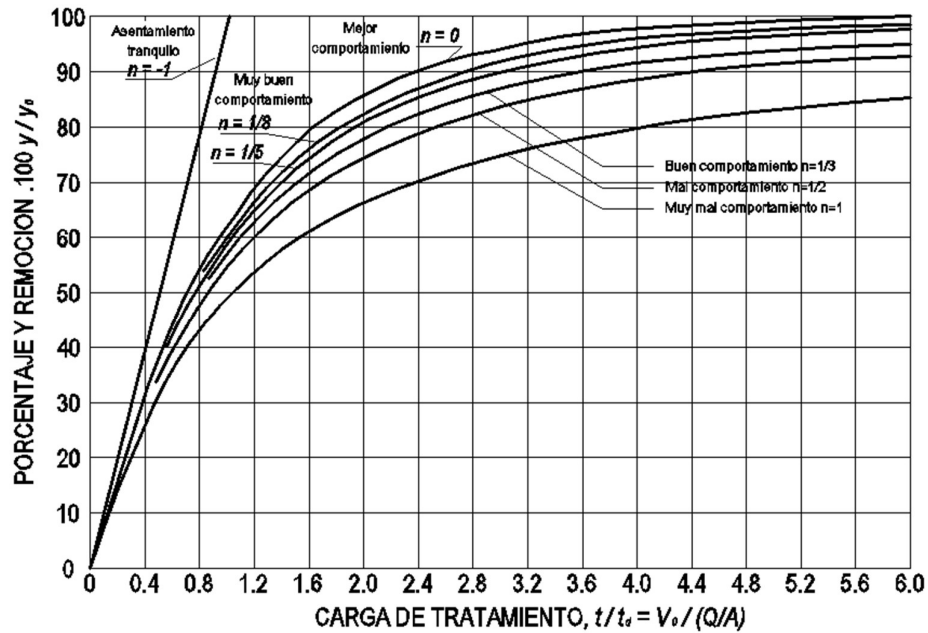


Fig. 10: *Curvas de comportamiento*
Fuente: CEPIS, 1997 – Elaboración propia

$$V'_s = \frac{Q_{EMISOR} \times C_{seg}}{A_s}$$

Despejando el área superficial:

$$A_s = \frac{Q_P \times C_{seg}}{V'_s}$$

Dimensiones del desarenador:

Se calcula mediante la relación: $A_s = L \times B$. Se recomienda que el valor de “L” deba estar entre 10H y 20H. La norma OS.090 recomienda que se disponga de 02 canales de desarenador para poder hacer limpieza sin que se obstruya el flujo, por consiguiente, cada desarenador tendrá las mismas dimensiones, de manera que la disposición final de este elemento queda de la siguiente forma:

Calculamos la longitud de transición:

Esta se refiere a la distancia entre la cámara de rejas y el desarenador, considerando una inclinación de $12^\circ 30'$, para ello se toma en cuenta la figura No.33, para identificar las siguientes dimensiones:

- B1 (ancho del canal de rejas asumido)
- B2 (ancho de los desarenadores + espesor de muro)

Luego, el valor máximo es:

$$L_T = \frac{B_2 - B_1}{2tg(12^\circ30')}$$

El valor mínimo será 0.30 m cuando no se pueda aplicar geoméricamente este criterio, sin embargo, debe mantenerse la inclinación de 12°30'.

Velocidad de flujo en el tanque:

Utilizamos la fórmula de Camp, para lo cual previamente debemos elegir una constante “a” relacionada con el diámetro de la partícula:

Tabla 10
Valores de “a” para la fórmula de Camp

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

Fuente: ANA-2010

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

Este valor es menor que 1m/seg, lo que garantiza baja velocidad para poder separar y remover el material sólido que arrastra el caudal.

Calculo de la velocidad de caída de la partícula:

Existen varios criterios según diversos investigadores, entre los cuales tenemos:

- Arkhangelski

La velocidad de caída se determina según:

Tabla 11
Velocidad de caída según Arkhangelski

d (mm)	W (cm/seg)	d (mm)	W (cm/seg)
0.05	0.18	0.50	5.40
0.10	0.69	0.55	5.94
0.15	1.56	0.60	6.48
0.20	2.16	0.70	7.32
0.25	2.70	0.80	8.07
0.30	3.24	1.00	9.44
0.35	3.78	2.00	15.29
0.40	4.32	3.00	19.25
0.45	4.86	5.00	24.90

Fuente: ANA-2010

- Stokes y Sellerio

La velocidad de caída se determina según el siguiente nomograma, utilizando la velocidad de flujo en el tanque según Camp:

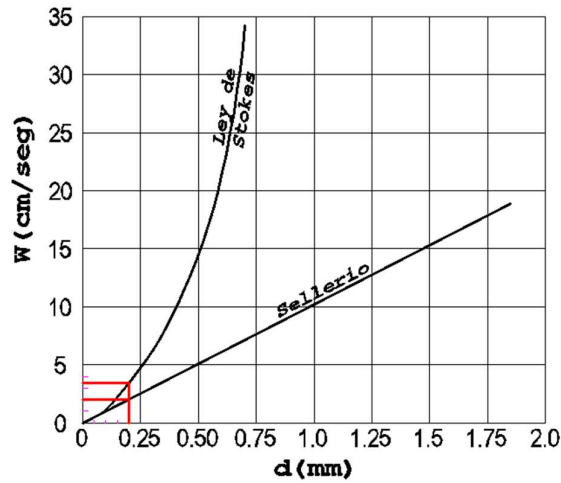


Fig. 11: *Experiencia de Sallerio*
Fuente: ANA-2010

- Owens

Para aplicar su fórmula previamente se determina una constante “K”:

Tabla 12

Valores de la constante "k" para la fórmula de Owens

Forma y naturaleza	k
Arena esférica	9.35
Granos redondeados	8.25
Granos de cuarzo $d > 3\text{mm}$	6.12
Granos de cuarzo $d > 0.7\text{mm}$	1.28

Fuente: ANA-2010

$$W = k \times [d \times (\rho - 1)]^{\frac{1}{2}}$$

Su ecuación, en función del diámetro de la partícula es:

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

Verificación de la longitud del desarenador:

Las dimensiones en el prisma de flujo en el desarenador se identifican según la fig.No.32, luego:

$$Q = (B \times H) \times V \rightarrow B = \frac{Q_{EMISOR}}{H \times V}$$

Longitud del desarenador:

$$L = \frac{H \times V}{W}$$

Tiempo de sedimentación:

$$T = \frac{H}{W}$$

Volumen de agua conducido en el tiempo:

$$V = Q_{EMISOR} \times T$$

Verificación de la capacidad del tanque:

$$V = B \times H \times L$$

Altura total a la salida del desarenador:

Para facilitar el lavado en el fondo del desarenador se le dará una pendiente de 2% desde el final de la longitud de transición. Luego, la diferencia de altura entre la entrada y salida del desarenador será:

$$\Delta h = L \times \frac{S}{100}$$

Finalmente, la altura total a la salida del desarenador será:

$$H_t = H + \Delta h$$

Las dimensiones totales y finales del desarenador se muestran en los anexos.

c) Diseño del vertedero:

Es un dispositivo obligatorio que sirve para el control de velocidad del flujo y se coloca al final del desarenador. Para este caso utilizaremos un vertedero proporcional o vertedero Sutro, el cual consiste en una placa vertical con una abertura de acuerdo a la siguiente figura:



Fig. 12: *Vertedero proporcional Sutro*

Fuente: Revolvly.com

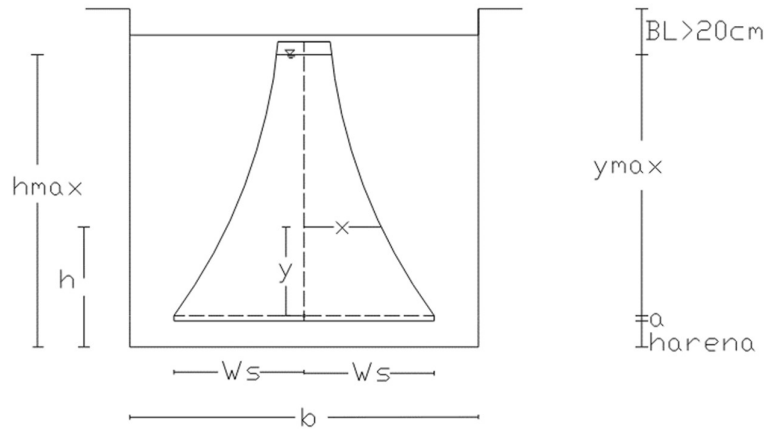


Fig. 13: Esquema de vertedero proporcional Sutro
 Fuente: bvsde.ops-OMS.org

De la figura anterior, $h_{m\acute{a}x}$ es la Altura del canal $h_{canal} = 0.30$ m asumido para el dise\u00f1o del desarenador, la misma que representa:

$$h_{m\acute{a}x} = h_{canal} = y + a + h_{arena}$$

Del cual despejamos la altura Y:

$$y = h_{canal} - a - h_{arena}$$

Donde “a” es la altura de agua residual que pasa por encima de la cresta del vertedero. Se recomienda valores entre 2.5 cm a 10 cm (0.025m a 0.10m) para l\u00edquidos cloacales. La ecuaci\u00f3n que rige a este tipo de vertedero es:

$$W_s = \frac{Q_{vertedero}}{2\sqrt{2ag} \left(y + \frac{2}{3}a \right)}$$

Donde $Q_{vertedero}$ es determinado por la siguiente expresi\u00f3n:

$$Q_{vertedero} = 1.84BH^{2/3}$$

Se determina la forma de las paredes del vertedero con:

$$x = b \times \left(1 - \frac{2}{\pi} \times \arctg \sqrt{\frac{y}{a}} \right)$$

c) Dise\u00f1o del Tanque Imhoff:

Con el procedimiento indicado anteriormente en la descripci\u00f3n se complementa con lo siguiente:

Procedimiento de operaci\u00f3n

Al entrar en funcionamiento, un tanque Imhoff debe cebarse para poner en marcha el proceso de digesti\u00f3n. Esto se hace utilizando lodos digeridos de otro tanque, o a falta de \u00e9stos, materia nutritiva, tal como unas cuantas paladas de abono o esti\u00e9rcol. Puede

desarrollarse una espuma o nata excesiva, como resultado de condiciones ácidas, teniéndose que usar medios correctores, como adiciones de cal en poca cantidad, a fin de ajustar así el pH hasta el punto neutro. En su funcionamiento normal, un tanque Imhoff debe ser vigilado diariamente, aunque para hacerlo no exija mucho trabajo en su manejo ni muchas herramientas. Al subir los gases para salir por las ventosas, llevan algunos sólidos a la superficie, y pueden formar espuma o nata gruesa flotante. Los gases pueden levantar las masas flotantes aun hasta rebosar las paredes, estorbando así el paso normal de ellos, haciendo que pasen hacia arriba a través de la ranura de las cámaras de sedimentación, se vuelven sépticos, a menos que sean removidos. Sin embargo, pueden prevenirse la mayoría de las dificultades o mal funcionamiento del tanque por medios sencillos. La espuma o nata se dispersa u obliga a bajar por medios de chorros de agua con manguera, y los sólidos de la cámara de sedimentación se obligan a bajar utilizando una cadena pesada, suelta, de rastreo. Hay que conocer el nivel de los lodos de cuando en cuando, para lo cual se usa un palo y placa o una bomba de mano con manguera, para mantener este nivel bajo control, sacando mensualmente los lodos digeridos, o cuando se requiera, para obtener buen resultado. Los lodos se descargan sobre lechos de arena para secarlos.

d) Diseño del lecho de secado de lodos:

Los lechos de secado de lodos son generalmente el método más simple y económico para deshidratar los lodos estabilizados (lodos digeridos), lo cual resulta ideal para pequeñas comunidades. Pueden ser construidos de mampostería, de concreto o de tierra (con diques), con profundidad total útil de 50 a 60 cm. El ancho de los lechos de secado es generalmente de 3 a 6 m, pero para instalaciones grandes pueden sobrepasar los 10 m.

El medio de drenaje es generalmente de 0.30m de espesor y deberá tener los siguientes componentes:

- El medio de soporte recomendado está constituido por una capa de 0.15m formada por ladrillos colocados sobre el medio filtrante, con una separación de 0.02 a 0.03m llena de arena.
- La arena es el medio filtrante y deberá tener un tamaño efectivo de 0.3 a 1.3 mm.
- Debajo de la arena se deberá colocar un estrato de grava graduada hasta 0.20m de espesor.
- Carga de sólidos que ingresa al sedimentador C (kg de SS/día).

Cálculo de la carga de sólidos: (C)

Se estima mediante la ecuación:

$$C = 0.0854Q \times SS$$

Dónde:

C = Carga de sólidos que ingresa al sedimentador (kg de SS/día)

Q = Caudal promedio de aguas residuales ($Q_{Emisor} = 0.0004874$ m³/seg)

SS = Sólidos en suspensión en el agua residual cruda (kg/lt).

Sin embargo, también se puede estimar en función de la población por la contribución per cápita (gr de SS/hab x día) según la siguiente expresión:

$$C = \frac{\text{Población} \times \text{Contribución per cápita}}{1000} \text{ (gr. SS/hab} \times \text{día)}$$

La norma OS.090 del RNE, especifica que esta contribución per cápita, para comunidades pequeñas, sin sistema de alcantarillado como en este caso, se puede optar por 90 gr. SS/hab x día, obtenida del siguiente cuadro:

Tabla 13

Aportes per cápita para aguas residuales domésticas

Parámetros	
- DBO 5 días, 20°C, gr/(hab x día)	50
- Sólidos en suspensión, gr/(hab x día)	90
- NH ₃ - N como N, gr/(hab x día)	8
- N Kjeldalh total como N, gr/(hab x día)	12
- Fósforo total, gr/(hab x día)	3
- Coliformes fecales. N° de bacterias/(hab x día)	2x10 ¹¹
- Salmonella Sp., N° de bacterias/(hab x día)	1x10 ⁸
- Nematodos intestinal, N° de huevos/(hab x día)	4x10 ⁵

Fuente: Norma OS.090 RNE

Masa de sólidos que conforman los lodos (M_{sd})

Se expresa en kg. SS/día, según la siguiente ecuación:

$$M_{sd} = (0.5 \times 0.7 \times 0.5 \times C) + (0.5 \times 0.3 \times C)$$

Volumen diario de lodos digeridos (V_{ld}):

Se determina por:

$$V_{ld} = \frac{M_{sd}}{\rho_{lodo} \times (\% \text{ de sólidos}/100)}$$

Dónde:

- M_{sd} = Masa de sólidos que conforman los lodos (kg. SS/día)
- ρ_{lodo} = Densidad de los lodos (1.03 a 1.04 kg/lt)
- $\% \text{ de sólidos}$ = % de sólidos contenidos en el lodo (8 a 12%)

Rendimiento volumétrico del digestor: (R_d)

$$R_d = \frac{\text{Volúmen de lodos en el digestor}}{\text{Población de diseño}}$$

Área unitaria del Lecho de Secado requerida, por habitante: (A_u)

Este requisito de área debe verificarse para una carga superficial anual de sólidos aplicado al lecho de secado, la cual debe estar entre 120 y 200 kg. SS/m² x año, para tratamientos primarios, según la norma OS.090. Para este caso se asume que el número de aplicaciones (N_a) del lecho de secado es de 1 año y la profundidad de aplicación H_a , varía entre 0.20 a 0.40 m. Luego, asumiendo una profundidad de 0.40 m, obtenemos:

$$A_u = \frac{R_d}{N_a \times H_a}$$

Área mínima del Lecho de Secado: (A_{LS})

$$A_{LS} = A_u \times \text{Población de diseño}$$

Verificando la carga superficial anual de sólidos: (C_{sa})

Esta carga debe estar comprendida en el cuadro siguiente:

Tabla 14

Requisitos de área según el tipo de tratamiento para lechos de secado

Tipo de lodo digerido	kg.SS/m ² x año
Primario	120 - 200
Primario y filtros percoladores	100 - 160
Primario y lodos activados	60 - 100
Zanjas de oxidación	110 - 200

Fuente: Norma OS.090 RNE

Para un tratamiento primario, la carga superficial anual debe estar entre 120 a 200 kg.SS/m² x año, luego calculamos la carga para verificar que el área unitaria del lecho de secado requerida por habitante es la correcta:

$$C_{SA} = \frac{M_{sd} \times 365}{A_{LS}}$$

Dimensiones del lecho de secado:

El ancho esta generalmente entre 3 y 6 m, pero para instalaciones grandes puede sobrepasar los 10 m. Luego, asumiendo un ancho $A = 8.00$ m, se obtiene”:

$$L = \frac{A_{LS}}{A}$$

1.2.3. MODELACIÓN NUMÉRICA DE LA RED DE ALCANTARILLADO

La modelación numérica de la red de agua potable se realizará mediante los programas, AutoCAD, SewerGEMS V8i y MS Excel.

AutoCAD:

Autodesk -AutoCAD es un software de diseño asistido por computadora para dibujo en dos y tres dimensiones. Actualmente es desarrollado y comercializado por la empresa Autodesk. El nombre AutoCAD surge como creación de la compañía Autodesk, en que "Auto" hace referencia a la empresa creadora del software y "CAD" a Diseño Asistido por Computadora (por sus siglas en inglés) teniendo su primera aparición en 1982. AutoCAD es un software reconocido a nivel internacional por sus amplias capacidades de edición, que hace posible el dibujo digital de planos de edificios o la recreación de imágenes en 3D, es uno de los programas más usados por arquitectos, Ingenieros y diseñadores industriales.

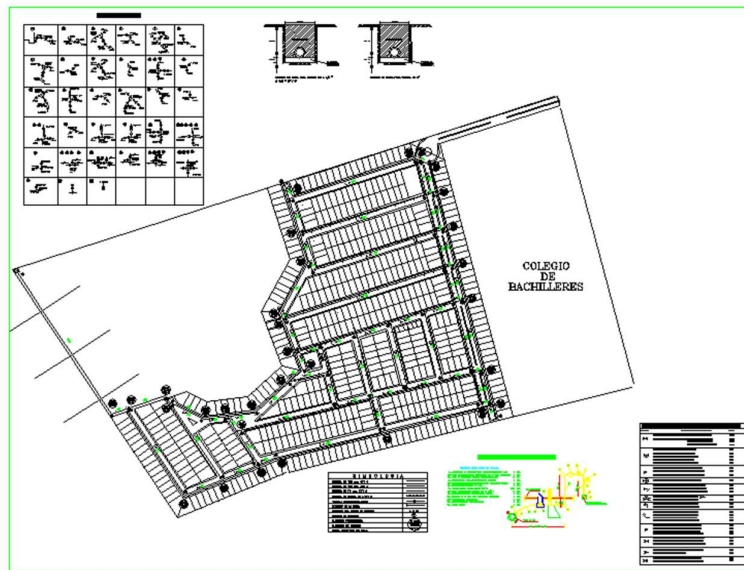


Fig. 14: *AutoCAD*

Fuente: <https://www.bibliocad.com/>

SewerGEMS V8i:

Es un programa que sirve para modelar numéricamente sistemas de alcantarillados sanitarios y combinados. Reduce significativamente el proceso de modelamiento ahorrando al diseñador tiempo necesario para la solución de problemas de ingeniería de aguas residuales. El programa permite mejorar capacidades de conducción y limita posibles desbordes en las alcantarillas. Posee muchas herramientas que le otorgan capacidades, entre las cuales se mencionan:

- Asignar y evaluar cargas de alcantarillado
- Asignar y evaluar cargas de aguas pluviales
- Analizar sistemas hidráulicos y desbordamientos de alcantarillado combinado
- Analizar la formación de sulfuro de hidrógeno

- Analizar las capacidades de entrada
- Construir y gestionar modelos hidráulicos
- Diseñar y analizar alcantarillas
- Diseñar y analizar controles para desarrollos de bajo impacto
- Diseñar y analizar estanques y desembocaduras
- Diseñar alcantarillado sanitario
- Diseñar sistemas de aguas pluviales
- Simular la calidad del agua

Los resultados obtenidos para las diversas variables analizadas con cualquiera de estas capacidades, se tabulan automáticamente y se pueden exportar a hojas de cálculo para personalizar la presentación. Igualmente puede exportarse al AutoCAD, la planta final, donde se muestra el sentido de flujo y los datos de buzones y tuberías calculadas. Para este caso se ha utilizado las herramientas para **Diseño de Alcantarillado Sanitario: Ingreso de la configuración gráfica de la red:**

El plano de planta de la red de alcantarillado, en AutoCAD, se exporta al SewerGEMS, mediante un archivo con extensión DXF, respetando la escala, las coordenadas reales de cada punto y en consecuencia las longitudes:

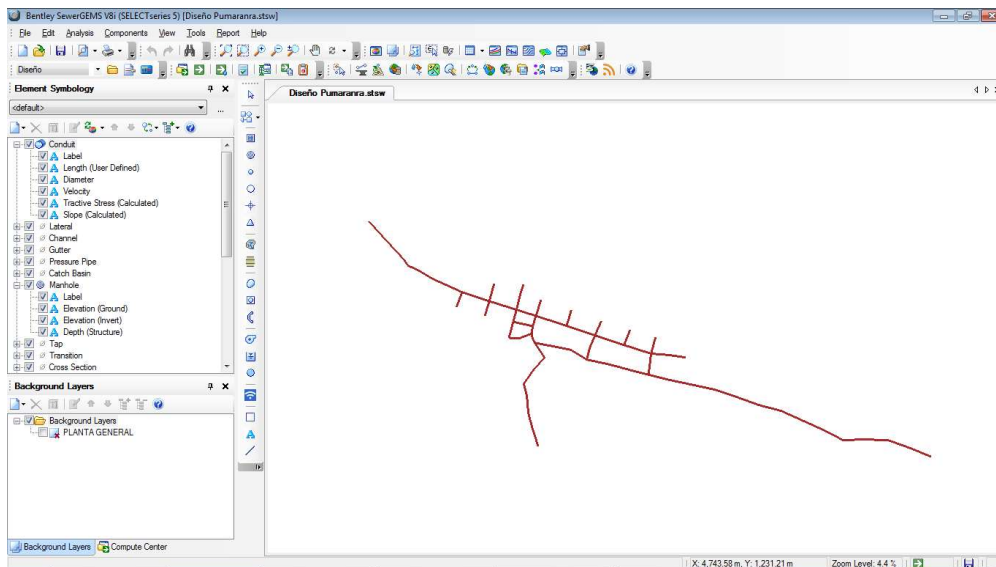


Fig. 15: *SewerGEMS – trazo de la red*

Fuente: Elaboración Propia

Tiene herramientas similares al AutoCAD que permiten hacer acercamientos o alejamientos, desplazamientos de la pantalla a alguna zona del dibujo, ajustar el dibujo de la red al tamaño de la ventana, etc.

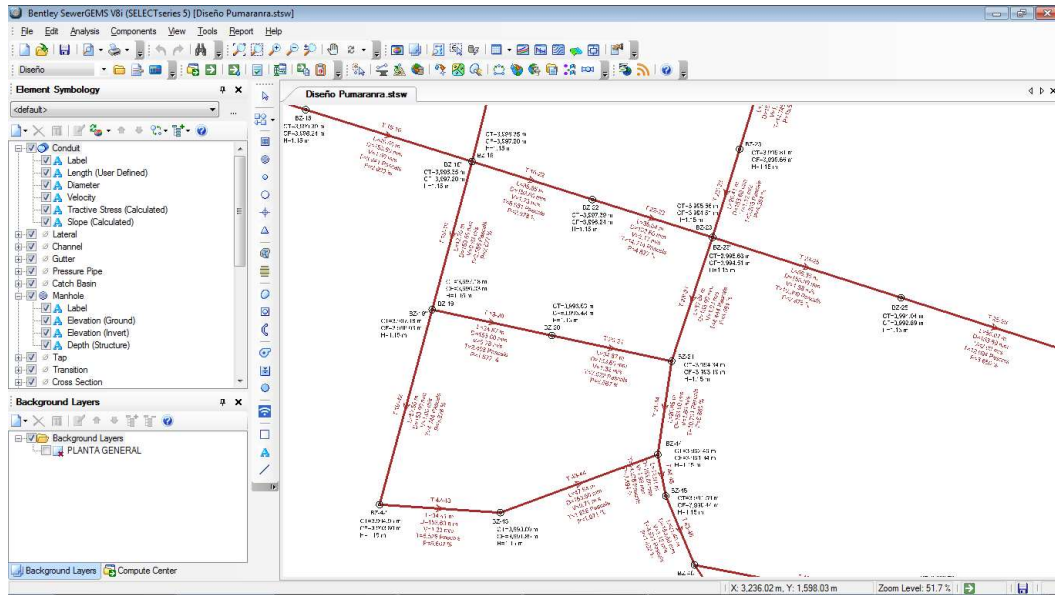


Fig. 16: SewerGEMS – Zoom de acercamiento
Fuente: Elaboración Propia

Ingreso de diámetros y material de tuberías:

El software tiene un catálogo para elegir diferentes materiales para tuberías y ofrece la facilidad de ingresar los diámetros con los que se quiere trabajar:

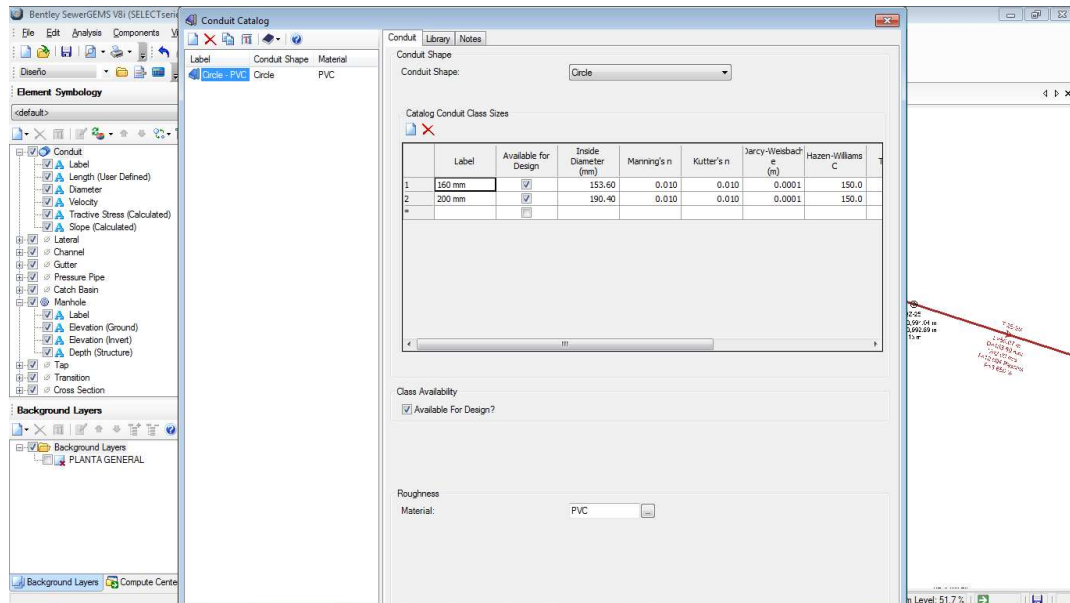


Fig. 17: SewerGEMS – selección de diámetros y material de tubería
Fuente: Elaboración Propia

Ingreso de parámetros y restricciones:

Existe una ventana de diálogo donde se pueden ingresar los parámetros establecidos por las normas peruanas, como límites permisibles de velocidad.

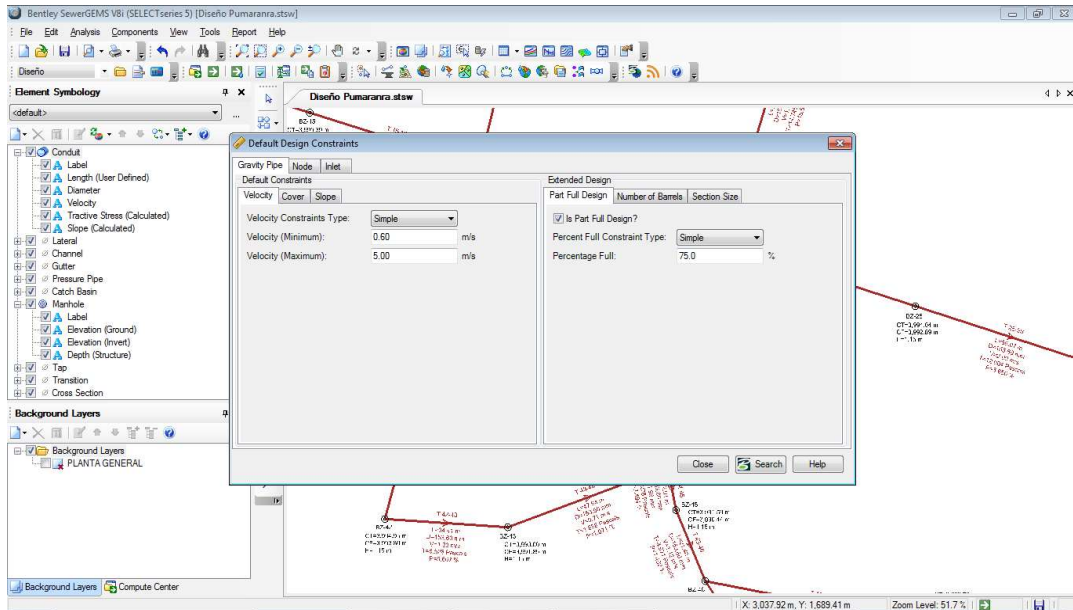


Fig. 18: *SewerGEMS – Parámetros de velocidad*

Fuente: Elaboración Propia

Coberturas máximas y mínimas para las tuberías de la red

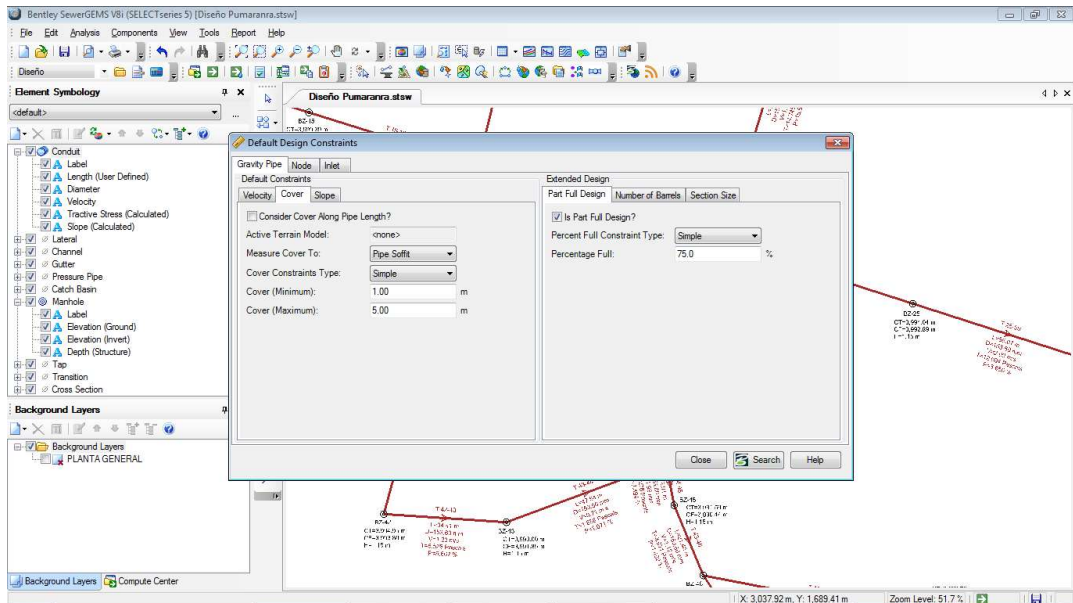


Fig. 19: *SewerGEMS – profundidad máxima y mínima de excavación*

Fuente: Elaboración Propia

Pendientes máximas y mínimas permisibles según normas:

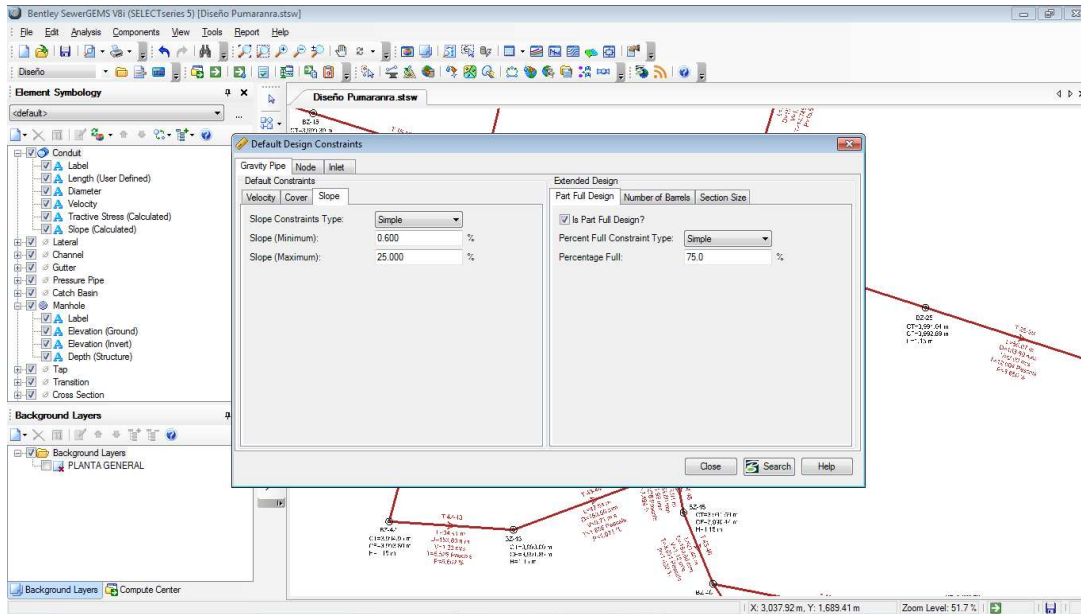


Fig. 20: SewerGEMS - Pendiente
Fuente: Elaboración Propia

Mediante una herramienta Flex Tables, se pueden generar tablas de diversas índoles, para el ingreso de datos de la red, como nombre ó código de identificación de buzones, cotas de tapa, longitud de los tramos, diámetros, material y caudales de cada tramo.

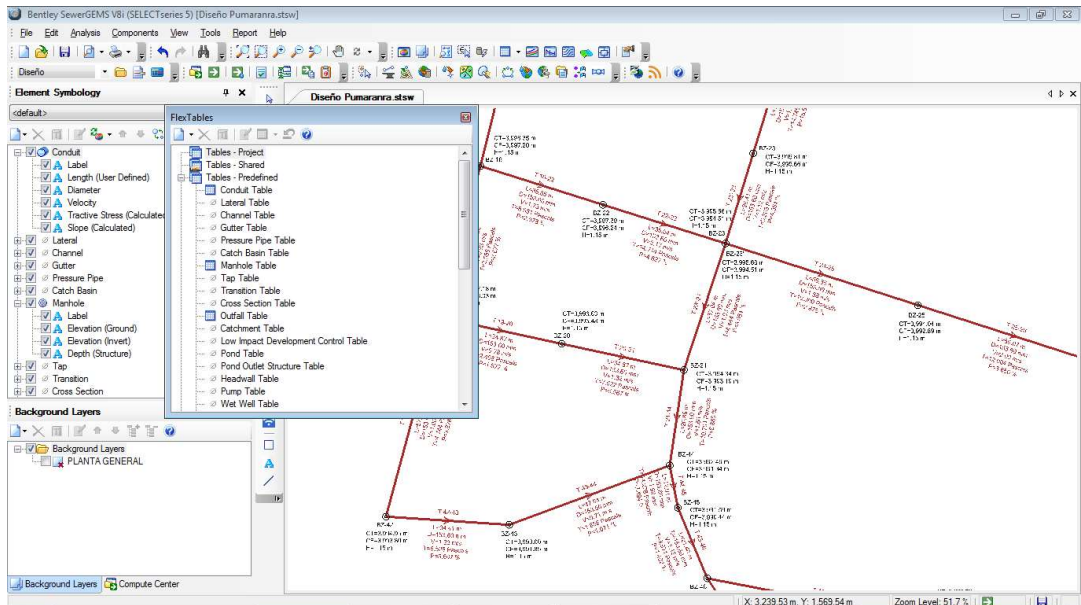


Fig. 21: SewerGEMS – Procesamiento de la red
Fuente: Elaboración Propia

ID	Label	Start Node	Invert (Start) (m)	Stop Node	Invert (Stop) (m)	Length (User Defined) (m)	Length (Scaled) (m)	Slope (Calculated) (%)	Section Type	Diameter (mm)	Manning's n	Flow (Middle) (L/s)
101: T 1-2	101 T 1-2	B2-1	4,013.49	B2-2	4,012.26	60.00	60.00	2.050	Circle	153.60	0.010	(N/A)
102: T 2-3	102 T 2-3	B2-2	4,012.26	B2-3	4,011.61	60.00	59.98	1.083	Circle	153.60	0.010	(N/A)
103: T 3-4	103 T 3-4	B2-3	4,011.61	B2-4	4,011.21	60.00	60.03	0.667	Circle	153.60	0.010	(N/A)
104: T 4-4A	104 T 4-4A	B2-4	4,011.21	B2-4A	4,010.05	25.00	24.88	4.640	Circle	153.60	0.010	(N/A)
105: T 4A-5	105 T 4A-5	B2-4A	4,010.05	B2-5	4,009.37	37.41	37.49	1.818	Circle	153.60	0.010	(N/A)
106: T 5-6	106 T 5-6	B2-5	4,009.37	B2-6	4,006.46	60.00	60.06	4.850	Circle	153.60	0.010	(N/A)
107: T 6-7	107 T 6-7	B2-6	4,006.46	B2-7	4,005.09	60.00	56.55	5.651	Circle	153.60	0.010	(N/A)
108: T 7-8	108 T 7-8	B2-7	4,005.09	B2-8	4,001.98	60.00	56.55	5.497	Circle	153.60	0.010	(N/A)
109: T 8-11	109 T 8-11	B2-8	4,001.98	B2-11	4,000.91	50.02	50.01	2.142	Circle	153.60	0.010	(N/A)
110: T 11-12	110 T 11-12	B2-11	4,000.91	B2-12	3,999.24	49.93	49.94	3.342	Circle	153.60	0.010	(N/A)
111: T 12-15	111 T 12-15	B2-12	3,999.24	B2-15	3,998.24	49.56	49.56	2.020	Circle	153.60	0.010	(N/A)
112: T 15-16	112 T 15-16	B2-15	3,998.24	B2-16	3,997.20	49.55	49.57	2.099	Circle	153.60	0.010	(N/A)
113: T 16-8	113 T 16-8	B2-10	4,002.39	B2-8	4,001.98	53.59	53.56	0.763	Circle	153.60	0.010	(N/A)
117: T 13-13'	117 T 13-13'	B2-13	4,011.00	B2-13'	4,002.35	34.60	34.62	25.000	Circle	153.60	0.010	(N/A)
118: T 13'-12	118 T 13'-12	B2-13'	4,002.35	B2-12	3,999.24	26.41	26.41	11.771	Circle	153.60	0.010	(N/A)
119: T 14-12	119 T 14-12	B2-14	3,999.65	B2-12	3,999.24	53.59	53.59	0.763	Circle	153.60	0.010	(N/A)
120: T 18-17	120 T 18-17	B2-18	4,011.39	B2-17	4,003.88	30.04	30.02	25.000	Circle	153.60	0.010	(N/A)
121: T 17-16	121 T 17-16	B2-17	4,003.88	B2-16	3,997.20	61.85	61.86	10.800	Circle	153.60	0.010	(N/A)
124: T 24-23'	124 T 24-23'	B2-24	4,000.86	B2-23'	3,995.66	31.14	31.18	16.699	Circle	153.60	0.010	(N/A)
125: T 23-23	125 T 23-23	B2-23	3,995.66	B2-23	3,994.51	26.41	26.27	4.354	Circle	153.60	0.010	(N/A)
126: T 16-22	126 T 16-22	B2-16	3,997.20	B2-22	3,996.24	35.85	35.82	2.678	Circle	153.60	0.010	(N/A)
127: T 22-23	127 T 22-23	B2-22	3,996.24	B2-23	3,994.51	35.84	35.84	4.827	Circle	153.60	0.010	(N/A)
128: T 53-52	128 T 53-52	B2-53	4,006.88	B2-52	4,003.32	60.06	60.03	5.927	Circle	153.60	0.010	(N/A)
129: T 52-51	129 T 52-51	B2-52	4,003.32	B2-51	4,000.03	60.00	60.03	5.483	Circle	153.60	0.010	(N/A)

Fig. 22: SewerGEMS – Tablas de resultados
Fuente: Elaboración Propia

MS Excel:

Excel se distingue de todos los programas ofimáticos porque nos permite trabajar con datos numéricos. Con los números que almacenamos en Excel podremos realizar cálculos aritméticos básicos y también podremos aplicar funciones matemáticas de mayor complejidad, o utilizar funciones estadísticas.

Excel nos facilita en gran medida el trabajo con números y nos permite analizarlos fácilmente y generar reportes con herramientas como los gráficos y las tablas dinámicas.

ELEMENTO	NIVEL DINAMICO	LONGITUD (KPI)	CAUDAL DEL TRAMO	PENDIENTES	DIAMETRO (PULG)	DIAMETRO COHERENTAL	VELOCIDAD FLUJO	HF	HPIEZOM	PRESION	COTA PIEZO
29	CAPTACION	3578.20									
30	CRP - 1	3538.20	0.165	0.30	242.42	0.60	1.00	0.59	3.28	3578.20	36.72
31	Reservorio	3513.25	0.083	0.30	300.02	0.57	1.00	0.59	1.65	3536.55	23.30
32											
33											
34											
35	RED DE DISTRIBUCION										
36	Reservorio	3513.25								3513.25	3513.25
37	PTD_01	3468.50	0.135	0.090	332.34	0.35	0.50	0.71	8.43	3504.82	3504.82
39	PILETA - 01	3462.20	0.151	0.090	282.92	0.37	0.50	0.71	9.43	3495.39	3495.39
40	CRP - 2	3463.25	0.193	0.080	166.67	0.39	0.50	0.63	9.71	3485.68	3485.68
41											
42	CRP - 2	3463.25								3463.25	
43	PILETA - 02	3417.00	0.249	0.080	353.33	0.34	0.50	0.63	12.51	3492.31	3492.31
44	CRP - 3	3413.25	0.268	0.080	294.72	0.35	0.50	0.63	13.50	3478.80	3478.80
45											
46	CRP - 3	3413.25								3413.25	3413.25
47	CRP - 4	3363.25	0.100	0.070	502.51	0.30	0.50	0.55	3.91	3409.34	3409.34

Fig. 23: MS Excel
Fuente: <https://civilgeeks.com/>

1.3. MARCO LEGAL

Para el desarrollo de la presente tesis se tomará en cuenta la siguiente normatividad:

- ✓ Norma Técnica OS-50 “*Redes de distribución de agua para consumo humano*” del Reglamento Nacional de Edificaciones (2006).
- ✓ Norma Técnica OS-70 “*Redes de aguas residuales*” del Reglamento Nacional de Edificaciones (2006).
- ✓ Reglamento Nacional de Edificaciones (2006).
- ✓ Norma Técnica OS-90 “*Planta de tratamiento de aguas residuales*” del Reglamento Nacional de Edificaciones (2006).
- ✓ Norma Técnica OS-100 “*Consideraciones Básicas de Diseño de Infraestructura Sanitaria*” del Reglamento Nacional de Edificaciones (2006).
- ✓ Resolución Ministerial-192-2018 “*Norma Técnica de Diseño: Opciones Tecnológicas para Sistemas de Saneamiento en el Ámbito Rural*” del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2018).
- ✓ Manual “*Criterios de diseños de obras hidráulicas para la formulación de proyectos hidráulicos multisectoriales y de afianzamiento hídrico*” del ANA (2010).

1.4. MARCO CONCEPTUAL

Se presentan los conceptos de los términos que mayor uso hacen en la investigación, que conlleven a uniformizar criterios:

- **Agua residual doméstica.**

Agua de origen doméstico, comercial e institucional, que contiene desechos fisiológicos y otros provenientes de la actividad humana.

- **Arrastre hidráulico.**

Fuerza de tracción que produce los desagües para la evacuación de las excretas desde los aparatos sanitarios hasta el hoyo o pozo.

- **Criterios de diseño:**

Guía de ingeniería que especifica objetivos, resultados o límites que debe cumplir en el diseño de un proceso, estructura o comportamiento de un sistema.

- **Caudal máximo horario:**

Caudal de consumo más alto en un día de máximo consumo, observado en el periodo de un año.

- **Caudal Medio:**

Promedio de los caudales diario de un periodo determinado.

- **Manejo de aguas residuales.**

Conjunto de obras de recolección, conducción, tratamiento, disposición final y acciones de operación, monitoreo, control y vigilancia con relación a las aguas residuales.

- **Parámetro de diseño:**

Conjuntos de datos para las condiciones finales e intermedias del diseño que sirven para el dimensionamiento, cálculos hidráulicos de los diferentes componentes del sistema recolección, tratamiento y distribución final del agua potable.

- **Sistema integral de desagües.**

Conjunto de infraestructuras públicas de saneamiento básico que comprendan los elementos siguientes: red de colectores, emisor, estaciones de tratamiento de las aguas residuales, cualquiera que sea el tipo de tecnología utilizada y el objetivo sea devolver los efluentes a los cauces públicos en las mejores condiciones, compatibles con el mantenimiento del medio ambiente.

- **Parámetros de diseño para infraestructuras de desagües.**

Conjunto de datos para las condiciones finales e intermedias del diseño que sirven para el dimensionamiento, cálculos hidráulicos de los diferentes componentes de un sistema integral de recolección y tratamiento y disposición final de aguas residuales.

CAPÍTULO II

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

2.1. SITUACIÓN PROBLEMÁTICA

El principal problema del Centro Poblado de Pumararra, es la falta de un sistema de alcantarillado y planta de tratamiento. Debido a que al existir un sistema de agua potable en regulares condiciones, los desagües se descargan en letrinas artesanales y construidas sin dirección técnica. No se puede garantizar un flujo adecuado de aguas residuales hacia una planta de tratamiento. Los efluentes que son enviados a letrinas, las cuales no funcionan adecuadamente ya filtran el flujo hacia zonas adyacentes de cultivo, generando olores desagradables y la contaminación del medio ambiente. Esta situación se manifiesta como una significativa prevalencia de enfermedades diarreicas y gastro intestinales, especialmente en los niños que son altamente vulnerables a esta problemática. Las enfermedades transmisibles que con mayor frecuencia se presentaron en estos últimos años son: enfermedades respiratorias, pulmonares, tuberculosis, gastrointestinales, entre otras enfermedades domesticas de la zona.

Mientras que la cobertura de agua llega al 100% con instalaciones regulares, en alcantarillado no existe cobertura (0%). El 100 % de la población no tiene descarga de sus aguas servidas a plantas de tratamientos y sus excretas lo hacen al aire libre o en letrinas que acusan funcionamiento deficiente por su estado de deterioro. Esta situación exige la construccion de redes de alcantarillado para brindar cobertura al nivel más alto posible.

2.2. FORMULACIÓN DE PROBLEMAS

2.2.1. PROBLEMA GENERAL

¿En qué medida el Análisis y Diseño Integral del Saneamiento Básico influye en la calidad de vida del C.P. Pumararra, Acobamba, Huancavelica?

2.2.2. PROBLEMAS ESPECÍFICOS

1. ¿En qué medida el análisis del saneamiento básico influye en la calidad de vida del C.P. Pumararra, Acobamba, Huancavelica?
2. ¿En qué medida el diseño del saneamiento básico influye en la calidad de vida del C.P. Pumararra, Acobamba, Huancavelica?

2.3. DELIMITACIÓN DEL PROBLEMA

2.3.1. DELIMITACIÓN ESPACIAL O GEOGRÁFICA

El proyecto se desarrollará en el centro poblado Pumararra, del distrito Paucará, provincia de Acobamba, departamento de Huancavelica.

2.3.2. DELIMITACIÓN TEMPORAL

Es el tiempo en que se recogen los datos y para el cual las conclusiones del estudio son válidas. Pueden ser hechos pasados, recientes, históricas, proyecciones o expectativas a futuro y establece un inicio en el tiempo de la investigación y un momento de culminación, para lo cual cada trabajo particular tendrá su cobertura temporal según su naturaleza. En este caso, siendo una investigación transversal, la delimitación temporal corresponde al período de diseño de 22 años, comprendido entre el año 2020 que se realiza la evaluación y el año 2042 en que culmina el período de diseño.

2.3.3. DELIMITACIÓN SOCIAL

Es el área socioeconómica en la que se desarrolla el C.P. Pumararra, distrito de Paucará, provincia de Acobamba, Huancavelica, el cual cuenta con una población de 1997 habitantes.

2.3.4. DELIMITACIÓN CONCEPTUAL

En esta investigación abarcará y desarrollará en análisis y diseño del sistema de saneamiento básico lo cual permitirá mejorar la calidad de vida de los pobladores. En esa medida, el tema general que abordará la investigación será el ANÁLISIS Y DISEÑO DE OBRAS HIDRÁULICAS y el tema específico será: CÁLCULOS HIDRÁULICOS PARA SANEAMIENTO BÁSICO.

2.4. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA DE LA INVESTIGACIÓN

2.4.1. JUSTIFICACIÓN

El presente estudio se justifica, por cuanto se busca solucionar la falta de un adecuado sistema de alcantarillado, para mejorar la calidad de vida de los pobladores del C.P. Pumararra garantizando las mínimas condiciones de salubridad. Se diseñará para un período de vida útil de 20 años.

2.4.2. IMPORTANCIA

Esta radica en la necesidad de dotar a la zona de estudio que es el C.P. Pumararra, con un adecuado sistema de alcantarillado conforme a las políticas de desarrollo nacional y regional para que toda la población cuente con un adecuado servicio de alcantarillado y de esta forma también mejorar la calidad de vida de los pobladores.

2.5. OBJETIVOS DE INVESTIGACIÓN

2.5.1. OBJETIVO GENERAL

Realizar el Análisis y Diseño Integral del Saneamiento Básico para mejorar la calidad de vida del C.P. Pumararra, del distrito de Paucará, provincia de Acobamba, en el departamento de Huancavelica.

2.5.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

1. Realizar el análisis del saneamiento básico para mejorar la calidad de vida del C.P. Pumararra, del distrito de Paucará, provincia de Acobamba, en el departamento de Huancavelica.
2. Realizar el diseño integral del saneamiento básico para mejorar la calidad de vida del C.P. Pumararra, del distrito de Paucará, provincia de Acobamba, en el departamento de Huancavelica

2.6. HIPOTESIS DE INVESTIGACIÓN

2.6.1. HIPOTESIS GENERAL O PRINCIPAL

El Análisis y Diseño Integral del Saneamiento Básico influye en la calidad de vida del C.P. Pumararra, del distrito de Paucará, provincia de Acobamba, en el departamento de Huancavelica.

2.6.2. HIPOTESIS ESPECÍFICAS

1. El análisis del saneamiento básico influye en el mejoramiento de la calidad de vida del C.P. Pumararra, del distrito de Paucará, provincia de Acobamba, en el departamento de Huancavelica.
2. El diseño integral del saneamiento básico influye en el mejoramiento de la calidad de vida del C.P. Pumararra, del distrito de Paucará, provincia de Acobamba, en el departamento de Huancavelica.

2.7. VARIABLES DE INVESTIGACIÓN

2.7.1. IDENTIFICACIÓN DE VARIABLES

- VARIABLE INDEPENDIENTE
Análisis y Diseño Integral del Saneamiento Básico.
- VARIABLE DEPENDIENTE
Calidad de vida del C.P. Pumararra, del distrito de Paucará, provincia de Acobamba, en el departamento de Huancavelica.

2.7.2. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

Tabla 15

Operacionalización de variables

Variables	Definición conceptual	Dimensiones	Indicadores
Independiente: Análisis y Diseño Integral del Saneamiento Básico.	Calcular la red de alcantarillado y planta de tratamiento de aguas residuales.	Configuración de las redes y planta de tratamiento en planta y perfil	Estudio topográfico
		Diámetros y dimensiones de los componentes del sistema	Análisis del saneamiento básico Diseño integral del saneamiento básico
Dependiente: Calidad de vida del C.P. Pumarana, distrito Paucará, provincia Acobamba, departamento Huancavelica.	Acceso a los servicios de desagüe con tratamiento de aguas residuales	Mejores índices de salubridad y disminución de enfermedades de origen hídrico	Plano general de planta y perfil de las redes
			Plano general de la PTAR y detalles

Fuente: Elaboración Propia

CAPÍTULO III
ESTRATEGIA METODOLÓGICA / METODOLOGÍA DE LA
INVESTIGACIÓN

3.1. TIPO, NIVEL Y DISEÑO DE INVESTIGACIÓN

3.1.1. TIPO DE INVESTIGACIÓN

Esta investigación se puede clasificar como *Aplicada*. Según (Von Braun, 2004, pag.2) “*Consiste en transformar el conocimiento <puro> en conocimiento útil y tiene por finalidad la búsqueda y consolidación del saber y la aplicación de los conocimientos para el enriquecimiento del acervo cultural y científico, así como la producción de tecnología al servicio del desarrollo integran de las naciones*”.

3.1.2. NIVEL DE INVESTIGACIÓN

De esta forma, el nivel de investigación que se aplica en la investigación es *Explicativo*. Según (Hernández Sampieri, y otros, 2010 págs. 76-89) “*Está dirigido a responder por las causas de los eventos y fenómenos físicos o sociales. Se enfoca en explicar porque ocurre un fenómeno y en qué condiciones se manifiesta, o porque se relaciona con una o más variables*”.

3.1.3. DISEÑO DE INVESTIGACIÓN

Se puede definir como los métodos y técnicas que elige el investigador para combinarlos de manera razonable y lógica, de forma que el problema de la investigación sea eficientemente manejado. Esta, sirve de guía para realizar la investigación usando una metodología particular, que para este caso será *no experimental-transversal* según la temporalización: toda vez que el propósito del método es describir las variables y analizar su incidencia e interrelación en un determinado momento.

3.2. POBLACIÓN Y MUESTRA MATERIA DE INVESTIGACIÓN

3.2.1. POBLACIÓN DE ESTUDIO

La población objetivo será todo el centro poblado de Pumararra que tiene una población de 1997 habitantes, dato que se adquirió del INEI.

3.2.2. TAMAÑO DE LA MUESTRA

C.P. Pumararra, distrito de Paucará, provincia de Acobamba, Huancavelica.

CAPÍTULO IV

TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE INVESTIGACIÓN

4.1. TÉCNICAS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

Las principales técnicas que se ha empleado en la investigación son: Observación de campo no experimental, recopilación de información temática.

4.2. INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

Los principales instrumentos que se aplicaron en las técnicas son: Equipo fotográfico, equipo topográfico, equipos de cómputo.

4.3. TÉCNICAS DE PROCESAMIENTO, ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE DATOS

Las técnicas de procesamiento serán: Recolección de datos, Procesamiento de información, la presentación y publicación de los resultados. Respecto al análisis se aplicará el análisis cuantitativo y su interpretación será objetivamente.

4.4. PROCEDIMIENTOS

La secuencia metodológica será estructurada en tres etapas, las cuales son:

1. Etapa preliminar de gabinete, consiste en la búsqueda y recopilación de datos catastrales, de información estadística de salud, población, entre otros; procesamiento, evaluación y análisis de la información temática preliminar, relacionada con el ámbito de influencia del estudio.
2. Etapa de campo, tiene como finalidad evaluar los peligros, vulnerabilidades y riesgos de la zona donde se ubica el proyecto a realizar, así como su área de influencia, teniendo en cuenta el desarrollo de las siguientes actividades: Reconocimiento de campo de toda el área de influencia del proyecto y la recopilación de información complementaria a través de un estudio topográfico mediante el uso de un equipo topográfico como es una estación total, wincha y un prisma como también del apoyo de Google Earth.
3. Etapa final de gabinete, Comprende principalmente las tareas de procesamiento de los datos obtenidos en campo para obtener resultados que sirvan a proceso de diseño, por ejemplo, del estudio topográfico se obtienen las curvas de nivel y el manzaneo para configurar la red y obtener longitudes, secciones transversales,

CAPÍTULO V

PRESENTACIÓN, INTERPRETACIÓN Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

5.1. DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DEL PROYECTO

5.1.1. UBICACIÓN

La zona de proyecto se ubica en el centro poblado Pumararra, del distrito Paucará, provincia de Acobamba, departamento de Huancavelica.

Su centro se ubica en las coordenadas geográficas siguientes: Latitud Sur 12°40'6.92" y Longitud Oeste 74°42'39.59"; las Coordenadas UTM, son 531,381.00 E y 8'599,496.00 N. La cota promedio de 3,997.00 msnm.



Fig. 24: *Departamento de Huancavelica*
Fuente: <https://en.m.wikipedia.org/>



Fig. 25: *Provincia de Acobamba*
Fuente: <https://en.m.wikipedia.org/>



Fig.26: *Distrito de Paucará*
Fuente: INEI



Fig. 27: Vista de satélite del centro poblado Pumaránra
Fuente: Google Earth

5.1.2. ACCESIBILIDAD

Se accede al lugar desde la capital departamental Huancavelica, por la ruta departamental 102, de superficie afirmada, en dirección este hasta el C.P. Yauli, y continúa por los centros poblados de Muladera, Mina Yanahuilca y Checo Cruz, luego en dirección noroeste, continúa por la ruta vecinal 577, hasta llegar al C.P. Pumaránra.

Tabla 16

Ruta de Acceso a Pumaránra

Ruta	Distancia	Tiempo	Vía
Lima- Huancavelica	428	06 h 10'	Asfaltada
Huancavelica - Yauli	19	00 h 35'	Afirmada
Yauli - Paucará	47.7	01 h 45'	Afirmada
Paucará - Pumaránra	9.15	00 h 20'	Asfaltada
Totales: 503.85 km			08 h 50 min

Fuente: MTC - Elaboración propia

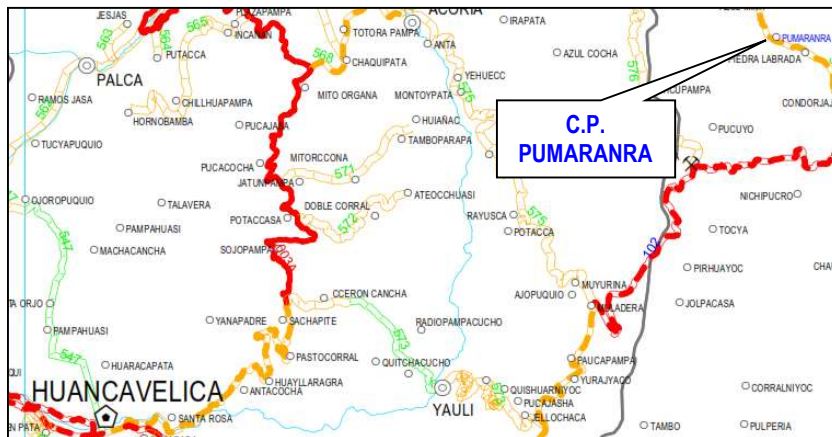


Fig. 28: Ruta de acceso al C.P. Pumaránra
Fuente: MTC

5.1.3. CLIMA

El clima predominante en la zona del proyecto es típico de la sierra central, el cual es frío, seco y lluvioso. La temperatura ambiental fluctúa a lo largo del año, registrándose temperaturas que llegan en los meses de junio y agosto hasta 4° C, en la noche. En el día presenta una temperatura de hasta 18° C. La temperatura media en los últimos años fue de 15° C, el ciclo de lluvias es de diciembre a abril y los meses de verano es de mayo a noviembre.

5.1.4. TOPOGRAFÍA Y TIPO DE SUELOS

a) Topografía y tipo de suelos: Las características de la superficie del terreno son propias de la zona de la sierra, con pendientes pronunciadas. El C.P. Pumaránra se asienta en un estrecho terreno llano con pendiente menor al 1%, entre la intersección de dos montañas con pendientes promedio de 15% al lado Oeste y de 46% al lado Este. Longitudinalmente, el C.P. es cortado por la carretera que va desde Paucará a Izcuchaca (ruta 577), en este sentido la pendiente varía de 0 a 4.5%. En ambos extremos está rodeada de terrenos de cultivo.

La característica principal del suelo es del tipo aluvión, en la parte baja donde se nota el afloramiento de rocas meteorizadas y en las partes altas tierra de chacra, arcillosa y compacta de colores amarillo rojizo. No hay presencia de piedras, el suelo es netamente de características agrícolas (tierra de Chacra).

b) Hidrología: La micro cuenca de los ríos Ccollpa y Tinquér forma parte de la cuenca del río Mantaro. El comportamiento es similar en todas las cuencas de esta zona, con una precipitación máxima en los flancos de la cordillera y decreciente con la altitud. La mayor parte de la precipitación de las cuencas ocurre sobre los 2000 msnm. Limitándose la precipitación a altitudes más bajas a la condensación de la niebla durante los meses de invierno (mayo a agosto). Como consecuencia del comportamiento de la precipitación en la zona de estudio, las series de caudales siguen un patrón particular en el año. De acuerdo con los registros existentes, se ha establecido que la estación húmeda se concentra en el período diciembre-abril y concentra alrededor del 80% del total anual, y la estación seca (mayo a noviembre) solo el 20%.

5.1.5. CARACTERÍSTICAS URBANAS Y VIVIENDA

El C.P. Pumaránra, tiene un desarrollo urbano parcialmente ordenado, debido a que se adapta a una franja de terreno angosta, cuyo ancho máximo es de 206 m, a partir

de los cuales las pendientes empiezan a pronunciarse mucho más, lo que dificulta el ordenamiento urbano.

La zona urbana se asienta a ambos lados de la carretera que lleva de Pucará a Izcuchaca y tiene una longitud aproximada de 930 m. Las viviendas predominantemente son de 2 pisos, están construidas de adobe con cubierta de calamina ó teja andina. Pocas edificaciones son de material noble. Las vías internas no están pavimentadas, a excepción de la vía principal que es asfaltada ya que se trata de la carretera Pucará - Izcuchaca.

5.1.6. SERVICIOS PÚBLICOS EXISTENTES

Salud: El Centro Poblado de Pumararra, cuenta con un Puesto de Salud donde laboran una, enfermera, auxiliares de apoyo, con una atención de 24 horas en forma diaria.

Condiciones Sanitarias: Según la información proporcionada por el Puesto de Salud de la comunidad de Pumararra, la población presenta el problema de desnutrición crónica en niños menores de 5 años, con una tasa porcentual de 45%, que resulta casi igual que el promedio nacional (28.8%), este indicador muestra los niveles de desatención del sector salud con lo que respecta a la desnutrición y es un nivel que determina el alto nivel de pobreza de los habitantes, así mismo la inadecuada alimentación, y el desaprovechamiento de los productos andinos. Se ha determinado que en Pumararra existe problemas de prácticas prevalentes inadecuadas de higiene de la población y manipulación de los alimentos, manifestándose con una tasa de morbilidad de enfermedades infecciosas intestinales del 28.10% y una tasa por intoxicaciones alimentarias del 15.25%.

Tabla 17

Morbilidad por enfermedades prevalentes en el C.P. Pumararra

Tipo de enfermedad	% de incidencia
Infecciones respiratorias	43.30%
Enfermedades infecciosas intestinales (EDAs)	28.10%
Otras enfermedades infecciosas (intoxicantes alimentarias)	15.30%

Fuente: Puesto de Salud Pumararra - (MINSa)

Educación

El Centro Poblado de Pumararra cuenta con tres instituciones educativas estatales, la I.E. 36329 Nivel Primaria con 32 alumnos y 4 docentes; la I.E. 852 Inicial-Jardín con 28 alumnos y 1 docente; la I.E. Nivel Secundaria “César Vallejo Mendoza” con 73 alumnos y 8 docentes.

Tabla 18*Instituciones educativas en el C.P. Sondondo*

Institución educativa	Nivel	Docentes	Alumnos
36329	Primaria	32	4
176650	Secundaria	37	8
852	Inicial - Jardín	28	1

Fuente: MINEDU

Otros servicios

En el Centro Poblado Pumarana, del distrito de Paucará, cuenta con las siguientes entidades: Centro de Salud, Local comunal, Club de Madres, Templo Católico.

5.2. CONSIDERACIONES PARA LOS CÁLCULOS HIDRÁULICOS DEL PROYECTO**5.2.1 PERIODO DE DISEÑO****5.2.1.1. NORMAS PARA LA DETERMINACIÓN DEL PERÍODO DE DISEÑO**

De la Norma Técnica de Diseño: Opciones Tecnológicas para Sistemas de Saneamiento en el Ámbito Rural, se ha extraído los períodos de diseño recomendados para sistemas de alcantarillado:

Tabla 19*Periodos de diseño recomendados para estructuras hidráulicas de alcantarillado*

Estructuras	Período de diseño
Red de desagüe	20 años
Emisor	20 años
Caseta de bombeo	20 años
Equipos de bombeo	5 a 10 años
Plantas de tratamiento	20 a 30 años

Fuente: MVCS - Elaboración propia

5.2.1.2. DETERMINACIÓN DEL PERÍODO DE DISEÑO

Luego, según estas recomendaciones se tomará en cuenta un período de 20 años para todas las estructuras del sistema.

5.2.2 ESTUDIO TOPOGRÁFICO

El estudio topográfico estará representado por los planos topográficos los cuales se encuentran en los anexos respectivos de la investigación. Se resalta que la ubicación adecuada para la planta de tratamiento será a continuación del buzón 72, a 600 m al noroeste del centro poblado, sobre una cota promedio de 3,956 msnm, 26 m por debajo de buzón 59, de entrega al emisor (3982 msnm), cumpliendo con las condiciones mínimas

que exigen las normas, además de ser el único lugar disponible con el área necesaria para su instalación (Ver plano PG-01).

5.2.3 POBLACIÓN DE DISEÑO

5.2.3.1. DATOS CENSALES

Los datos censales del INEI no incluyen datos de los centros poblados, por lo cual no se tiene datos específicos del centro poblado Pumararra. Por lo tanto, se tomará la tasa de crecimiento del distrito de Paucará, tomando en cuenta lo recomendado por las normas del MVCS. La tasa de crecimiento poblacional para el distrito de Paucará según el INEI, es de 1.03% anual.

La misma que se aplicará a la población del C.P. Pumararra, Para hallar la población actual se realizó un conteo de lotes in situ encontrándose un total de 163, sin embargo, en varios lotes viven más de una familia, por lo que se tuvo que identificar el número de familias, lo que significa una mayor densidad de habitantes por lote:

- No. De lotes : 176 unidades
- Densidad Poblacional : 11.346 hab/lote
- Población actual : 1997 hab

Esta población se llevará a futuro utilizando la tasa de crecimiento distrital. Para la proyección de la población, consideramos 20 años de vida útil para el proyecto y dos (02) años más para el período de formulación y ejecución. Se tendría que evaluar el crecimiento poblacional al año 2040.

5.2.3.2. CÁLCULO DE LA POBLACIÓN DE DISEÑO

El MVCS, en su Norma Técnica de Diseño: “Opciones Tecnológicas para Sistemas de Saneamiento en el Ámbito Rural”, recomienda el uso del **Método de Crecimiento Aritmético**, porque tienen un mejor ajuste a las características del crecimiento poblacional en zonas rurales:

$$P_f = P_o \left(1 + \frac{r \times t}{100} \right)$$

Dónde: P_f = población futura

t = periodo de diseño en años

P_o = población actual

r = tasa de crecimiento poblacional en %

Aplicando la tasa de crecimiento intercensal 1.03%, tenemos:

$$P_f = 1,997 \times \left(1 + \frac{1.03 \times 22}{100} \right) = 2,449.52 \cong 2,450 \text{ hab}$$

5.2.4 DOTACIÓN

5.2.4.1. DOTACIÓN DE CONSUMO

Para el proyecto según las tablas presentadas en el marco teórico se considerará 80 lt/h/día, considerando arrastre hidráulico para llevar el desagüe de la vivienda a la conexión domiciliar y de allí a la red local de alcantarillado.

Cálculo de la Dotación para el proyecto:

Para la población de servicio (2,450 hab.), la dotación que se asignará corresponde es 80 lt/hab/día, lo que daría una dotación diaria de:

$$Q_{Pob} = 80 \text{ lt} \times 2,450 \frac{\text{lt}}{\text{hab/día}} = 196,000 \text{ lt/día}$$

Para los servicios educativos:

Tabla 20

Dotación para instituciones educativas

Institución educativa	Nivel	No. de alumnos	Dotación por alumno (lt/seg)	Dotación total (lt/seg)
No. 36329	Primaria	32	20	640
No. 176650	Secundaria	37	25	925
No. 852	Inicial - Jardín	28	20	560
Total (lt/seg)				2,125

Fuente: MINEDU

Centros de Salud:

Para la posta médica, atendida por 01 médico, 02 enfermeras, 01 odontóloga y 01 nutricionista, la dotación es: $Q_{PS} = 500 \text{ lt/día}$

Resumiendo:

Tabla 21

Dotación total para el proyecto

Tipo de población	Población (hab)	Dotación		
		(lt/hab/día)	Q _p (lt/día)	Q _p (lt/seg)
De servicio	2,450	80	196,000	2.269
Escolar Primaria e Inicial	60	20	1,200	0.014
Escolar Secundaria	37	25	925	0.011
Centro de Salud	1	500	500	0.006
Total		Q _p =	198,625	2.299

5.2.4.2. VARIACIONES DE CONSUMO

- Variación de consumo máximo diario : K = 1.3
- Variación de consumo máximo horario : K = 2.0

5.2.5 CAUDALES DE DISEÑO

5.2.5.1. CAUDAL MÁXIMO DIARIO

$$Q_{md}(l/s) = 1.3 \times Q_p(l/s)$$

$$Q_{md} = 1.3 \times 2.299 = 2.99 \text{ lt/seg}$$

5.2.5.2. CAUDAL MÁXIMO HORARIO

$$Q_{mh}(l/s) = 2.0 \times Q_p(l/s)$$

$$Q_{mh} = 2.0 \times 2.99 = 5.98 \text{ lt/seg}$$

5.2.5.3. CAUDALES DE DISEÑO

Caudal de contribución de alcantarillado:

Según la norma OS.070 del RNE, el 80% del caudal de agua potable usado va directamente al alcantarillado, luego:

$$Q_D = 0.80 \times Q_{mh}$$

$$Q_D = 0.80 \times 5.98 = 4.784 \text{ lt/seg}$$

Caudal de contribución de Excretas:

Según la Norma OS.100 del RNE, se considera que la contribución de excretas es 0.20 kg/hab/día. Luego, considerando como peso específico de la excreta $\gamma_E=1,400$ kg/m³, el volumen de contribución de excretas, expresado en lt/hab/día sería:

$$Q_E = \frac{1\text{lt} \times 0.20\text{kg} / \text{hab} / \text{día}}{\gamma_E(\text{kg} / \text{m}^3)}$$

$$Q_E = \frac{1\text{lt} \times 0.20\text{kg} / \text{hab} / \text{día}}{1,400(\text{kg} / \text{m}^3)} = 0.143\text{lt} / \text{hab} / \text{día}$$

Luego el caudal de contribución de excretas que ingresa al alcantarillado es:

$$Q_{CE} = \frac{Q_E \times \text{Población}}{86,400} (\text{lt} / \text{seg})$$

$$Q_{CE} = \frac{0.143 \times 2,450}{86,400} = 0.004 \text{ lt/seg}$$

Caudal de Infiltración en buzones por escorrentía de lluvias:

En zonas lluviosas, es posible que el caudal precipitado ingrese al alcantarillado por los orificios ó grietas de las tapas de buzones, o buzones accidentalmente abiertos. Experimentalmente, para este caso se considera:

$$Q_{CI} = 0.044 \frac{\text{lt}}{\text{seg}} / \text{buzon}$$

Habiéndose proyectado un total de 73 buzones se tiene:

$$Q_{CI} = 0.044 \times 73 = 3.212 \text{ lt/seg}$$

Caudal de diseño para la tubería emisora y PTAR:

Luego, el caudal para el diseño de la tubería emisora será:

$$Q_{EMISOR} = Q_D + Q_{CE} + Q_{CI}$$

$$Q_{EMISOR} = 4.784 + 0.004 + 3.212 = 8.00 \text{ lt/seg}$$

5.3 DISEÑO DEL SISTEMA DE SANEAMIENTO BÁSICO

5.3.1. REDES COLECTORAS

5.3.1.1. CRITERIOS GENERALES DE DISEÑO

Redes

Las tuberías a usar son de PVC series 20 y 25 que cumplan con el estándar de calidad ISO 4435. El predimensionado de los diámetros puede hacerse utilizando las expresiones anteriores, considerando velocidad mínima, caudal unitario de diseño, coeficiente “n” según el material a usar y pendiente promedio. El predimensionado inicial es como sigue:

- Red local y Red Colectora 160 mm
- Tubería Emisora 200 mm

5.3.1.2. CAUDAL DE DISEÑO

Caudal de diseño

Aportaciones de aguas residuales

Según el ítem 2.5.3, el caudal $Q_D=4.784$ lt/seg será el caudal con el que se diseña la red. El caudal que circula por cada tubería es la suma de todos los aportes unitarios que llegan al tramo a través de las conexiones domiciliarias.

Cada tramo recibe el aporte del tramo anterior aguas arriba y a la vez descarga a un ramal superior, de manera que cada tramo puede tener un diámetro diferente. Por ello es necesario calcular un caudal unitario en función de la longitud total de la red. Este caudal unitario, multiplicado por la longitud del tramo es el caudal de diseño independiente del mismo tramo.

5.3.1.3. CÁLCULO HIDRÁULICO MEDIANTE EL USO DEL MODELO NUMÉRICO SEWERGEMS V8I

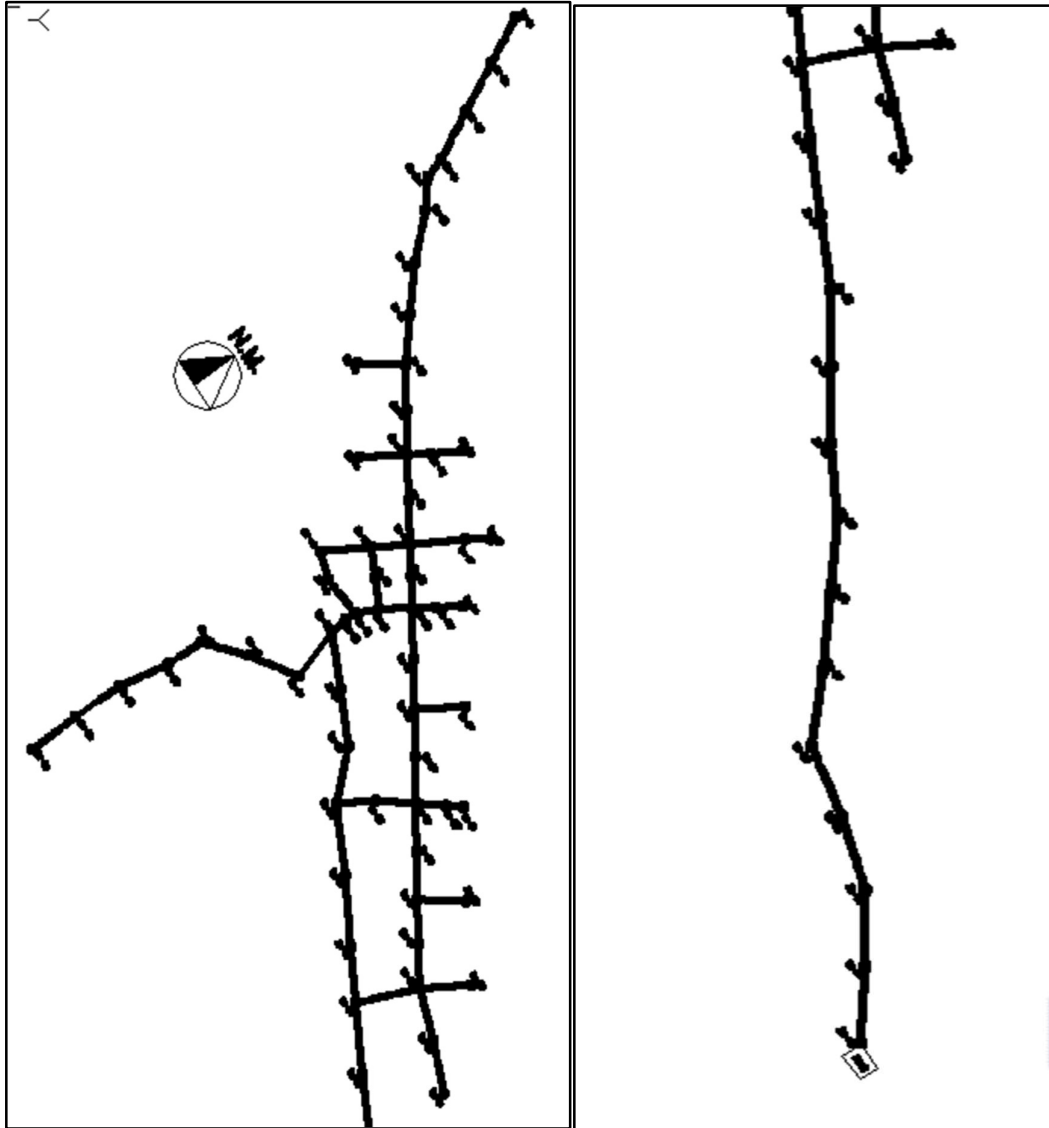


Fig. 29: Esquema general de la red de alcantarillado

Cálculo de la red de alcantarillado

Las tuberías se redimensionan considerando diámetros de 160mm de PVC para la red local y colectoras. Previamente se calcula el caudal unitario dividiendo el Caudal de diseño Q_D , entre la longitud total de la red (L_t).

$$Q_u = \frac{Q_D}{L_t} = \frac{4.784}{1,801.54} = 0.0026555 \text{ lt/seg/ml}$$

Luego, mediante una hoja de cálculo en Excel, se puede determinar los caudales por tramo entre buzones y las cotas de tapa que se registran se obtienen de los planos de curvas de nivel. Las longitudes de los tramos se obtienen del plano de redes de alcantarillado.

TRAMO		LONGITUD TRAMO (mts)	GASTO (Lts/Seg)			COTA TERRENO		COTA COLECTOR	
DEL BUZON	AL BUZON		AGUAS ARRIBA	EN EL TRAMO	AGUAS ABAJO	AGUAS ARRIBA	AGUAS ABAJO	AGUAS ARRIBA	AGUAS ABAJO
1	2	60.00	0.00	0.11	0.11	4,014.64	4,013.41	4,013.44	4,012.21
2	3	60.00	0.11	0.11	0.22	4,013.41	4,012.76	4,012.21	4,011.56
3	4	60.00	0.22	0.11	0.33	4,012.76	4,012.37	4,011.56	4,010.97
4	4A	25.00	0.33	0.05	0.38	4,012.37	4,011.20	4,010.97	4,009.20
4A	5	37.41	0.38	0.07	0.45	4,011.20	4,010.52	4,009.20	4,008.17
5	6	60.00	0.45	0.11	0.56	4,010.52	4,007.61	4,008.17	4,006.41
6	7	56.55	0.56	0.10	0.66	4,007.61	4,006.24	4,006.41	4,005.04
7	8	56.55	0.66	0.10	0.77	4,006.24	4,003.82	4,005.04	4,002.22
10	8	53.59	0.00	0.10	0.10	4,003.54	4,003.82	4,002.54	4,002.22
8	11	50.02	0.10	0.09	0.19	4,003.82	4,002.06	4,002.22	4,000.86
11	12	49.93	0.19	0.09	0.28	4,002.06	4,000.72	4,000.86	3,999.32
13'	12	34.60	0.00	0.06	0.06	4,012.30	4,003.50	4,010.70	4,001.90
12'	12	26.40	0.06	0.05	0.11	4,003.50	4,000.72	4,001.90	3,999.32
14	12	53.59	0.00	0.10	0.10	4,000.80	4,000.72	3,999.80	3,999.32
12	15	49.56	0.49	0.09	0.59	4,000.72	3,999.39	3,999.32	3,998.19
15	16	49.55	0.59	0.09	0.68	3,999.39	3,998.35	3,998.19	3,997.15
18	17	30.04	0.00	0.06	0.06	4,013.43	4,005.03	4,012.23	4,003.83
17	16	61.85	0.06	0.11	0.17	4,005.03	3,998.35	4,003.83	3,997.15
16	22	35.85	0.85	0.07	0.91	3,998.35	3,997.39	3,997.15	3,996.19
22	23	35.84	0.91	0.07	0.98	3,997.39	3,995.66	3,996.19	3,994.46
24	23'	31.14	0.00	0.06	0.06	4,002.01	3,996.81	4,000.81	3,995.61
23'	23	26.41	0.06	0.05	0.11	3,996.81	3,995.66	3,995.61	3,994.46
23	25	56.35	1.09	0.10	1.19	3,995.66	3,994.04	3,994.46	3,992.84
25	26	56.07	1.19	0.10	1.29	3,994.04	3,991.99	3,992.84	3,990.79
27	26	56.95	0.00	0.11	0.11	3,996.96	3,991.99	3,995.76	3,990.79
26	29	52.18	1.40	0.10	1.49	3,991.99	3,990.86	3,990.79	3,989.66
29	30	52.20	1.49	0.10	1.59	3,990.86	3,989.76	3,989.66	3,987.76
31	30'	20.00	0.00	0.04	0.04	3,995.45	3,990.85	3,994.25	3,989.65
30'	30	33.81	0.04	0.06	0.10	3,990.85	3,989.76	3,989.65	3,987.76
30	33	53.91	1.63	0.10	1.73	3,990.85	3,988.45	3,989.65	3,986.85

Fig.30: Hoja de cálculos previos para ingresar al SewerGEMS (a)

TRAMO		LONGITUD TRAMO (mts)	GASTO (Lts/Seg)			COTA TERRENO		COTA COLECTOR	
DEL BUZON	AL BUZON		AGUAS ARRIBA	EN EL TRAMO	AGUAS ABAJO	AGUAS ARRIBA	AGUAS ABAJO	AGUAS ARRIBA	AGUAS ABAJO
33	34	52.94	1.73	0.10	1.82	3,988.45	3,987.84	3,986.85	3,986.04
35	34	54.64	0.00	0.10	0.10	3,994.39	3,986.94	3,992.79	3,985.14
34	37	49.47	1.93	0.09	2.02	3,986.94	3,987.62	3,985.14	3,985.12
37	38	49.50	2.02	0.09	2.11	3,987.62	3,986.26	3,985.12	3,983.26
39	38	57.71	0.00	0.11	0.11	3,994.83	3,986.26	3,993.63	3,983.26
41	40	60.00	0.00	0.11	0.11	3,985.52	3,985.97	3,984.52	3,983.97
40	38	60.00	0.11	0.11	0.22	3,985.97	3,986.26	3,983.97	3,983.26
38	59	73.54	2.44	0.14	2.57	3,986.26	3,979.15	3,984.66	3,977.95
16	19	43.70	0.00	0.08	0.08	3,998.35	3,997.18	3,997.15	3,995.98
19	20	34.87	0.08	0.06	0.14	3,997.18	3,996.63	3,995.98	3,995.63
20	21	34.87	0.14	0.06	0.21	3,996.63	3,994.34	3,995.63	3,993.14
23	21	37.04	0.00	0.07	0.07	3,995.66	3,994.34	3,994.46	3,993.14
21	44	26.89	0.28	0.05	0.33	3,994.34	3,992.49	3,993.14	3,991.29
19	42	57.50	0.00	0.11	0.11	3,997.18	3,994.95	3,995.98	3,993.75
42	43	34.41	0.11	0.06	0.17	3,994.95	3,993.00	3,993.75	3,991.80
43	44	47.64	0.17	0.09	0.26	3,993.00	3,992.49	3,991.80	3,991.29
44	45	12.01	0.58	0.02	0.61	3,992.49	3,991.59	3,991.29	3,990.39
45	46	21.40	0.61	0.04	0.65	3,991.59	3,991.29	3,990.39	3,990.09
53	52	60.06	0.00	0.11	0.11	4,008.03	4,004.47	4,006.83	4,003.27
52	51	60.00	0.11	0.11	0.22	4,004.47	4,001.18	4,003.27	3,999.98
51	50	60.00	0.22	0.11	0.33	4,001.18	3,999.20	3,999.98	3,998.00
50	49	44.08	0.33	0.08	0.41	3,999.20	3,997.02	3,998.00	3,995.82
49	48	56.11	0.33	0.10	0.44	3,997.02	3,995.10	3,995.82	3,993.90
48	47	59.96	0.44	0.11	0.55	3,995.10	3,992.93	3,993.90	3,991.73
47	46	62.38	0.55	0.12	0.66	3,992.93	3,991.29	3,991.73	3,990.09
46	54	64.63	1.31	0.12	1.43	3,991.29	3,990.70	3,990.09	3,989.50
54	55	64.50	1.43	0.12	1.55	3,990.70	3,990.06	3,989.50	3,988.86
55	56	64.78	1.55	0.12	1.67	3,990.06	3,988.94	3,989.06	3,986.94
30	32	44.59	0.00	0.08	0.08	3,989.76	3,988.08	3,987.76	3,987.28
32	56	44.64	0.08	0.08	0.16	3,988.08	3,988.94	3,987.28	3,986.94
56	57	80.00	1.83	0.15	1.98	3,988.94	3,984.04	3,986.94	3,982.84
57	58	80.00	1.98	0.15	2.13	3,984.04	3,981.63	3,982.84	3,980.43
58	59	62.32	2.13	0.11	2.24	3,981.63	3,980.97	3,980.43	3,978.37
59	60	80.00	4.81	0.00	4.81	3,980.97	3,977.70	3,978.37	3,976.50
60	61	80.00	4.81	0.00	4.81	3,977.70	3,977.14	3,976.50	3,975.94
61	62	80.00	4.81	0.00	4.81	3,977.14	3,976.37	3,975.94	3,975.17
62	63	80.00	4.81	0.00	4.81	3,976.37	3,974.82	3,975.17	3,973.62
63	64	80.00	4.81	0.00	4.81	3,974.82	3,971.16	3,973.62	3,969.96
64	65	80.00	4.81	0.00	4.81	3,971.16	3,970.38	3,969.96	3,969.18
65	66	80.00	4.81	0.00	4.81	3,970.38	3,967.53	3,969.38	3,966.33
66	67	80.00	4.81	0.00	4.81	3,967.53	3,965.71	3,966.33	3,964.51
67	68	80.00	4.81	0.00	4.81	3,965.71	3,964.48	3,964.51	3,963.28
68	69	80.00	4.81	0.00	4.81	3,964.48	3,962.81	3,963.28	3,961.61
69	70	80.00	4.81	0.00	4.81	3,962.81	3,961.28	3,961.61	3,960.08
70	71	80.00	4.81	0.00	4.81	3,961.28	3,957.96	3,960.08	3,956.76
71	72	80.00	4.81	0.00	4.81	3,957.96	3,956.57	3,956.76	3,955.37

Fig.31: Hoja de cálculos previos para ingresar al SewerGEMS (b)

Estos datos se ingresan al modelo numérico SEWERGEMS V8i, junto con los rangos permisibles de velocidad y pendiente según las normas.

Validación de datos y procesamiento de diseño:

Una vez ingresados los datos de la red, seleccionado el algoritmo de cálculo (Darcy, Manning o Hazzen-Williams) y el caudal para el buzón de entrada que por reglamento debe ser mínimo 1.50 lt/seg, hacemos que el programa valide la información ingresada, es decir que busque si falta algún dato. Cuando todo esté bien mostrará un mensaje de conformidad. Los cálculos finales se muestran en una tabla de resultados siguiente, donde se puede apreciar todas las variables de interés.

TRAMO	NUDO INICIO	COTA INICIO (msnm)	NUDO FINAL	COTA FINAL (msnm)	LONG. (m)	PEND. (%)	DIAM. (mm)	VELOC. (m/s)	TENSION TRACTIVA (Pascals)
T 1-2	BZ-1	4,013.49	BZ-2	4,012.26	60	2.05	153.6	0.85	2.894
T 2-3	BZ-2	4,012.26	BZ-3	4,011.61	60	1.083	153.6	0.69	1.813
T 3-4	BZ-3	4,011.61	BZ-4	4,011.21	60	0.667	153.6	0.6	1.301
T 4-4A	BZ-4	4,011.21	BZ-4A	4,010.05	25	4.64	153.6	1.24	6.303
T 4A-5	BZ-4A	4,010.05	BZ-5	4,009.37	37.41	1.818	153.6	0.93	3.236
T 5-6	BZ-5	4,009.37	BZ-6	4,006.46	60	4.85	153.6	1.37	7.404
T 6-7	BZ-6	4,006.46	BZ-7	4,005.09	56.55	2.423	153.6	1.13	4.621
T 7-8	BZ-7	4,005.09	BZ-8	4,001.98	56.55	5.497	153.6	1.58	9.378
T 8-11	BZ-8	4,001.98	BZ-11	4,000.91	50.02	2.142	153.6	1.29	5.499
T 11-12	BZ-11	4,000.91	BZ-12	3,999.24	49.93	3.342	153.6	1.52	7.891
T 12-15	BZ-12	3,999.24	BZ-15	3,998.24	49.56	2.02	153.6	1.46	6.51
T 15-16	BZ-15	3,998.24	BZ-16	3,997.20	49.55	2.099	153.6	1.5	6.841
T 10-8	BZ-10	4,002.39	BZ-8	4,001.98	53.59	0.763	153.6	0.6	1.338
T 13-13'	BZ-13	4,011.00	BZ-13'	4,002.35	34.6	25	153.6	2.04	20.045
T 13'-12	BZ-13'	4,002.35	BZ-12	3,999.24	26.41	11.771	153.6	1.7	12.689
T 14-12	BZ-14	3,999.65	BZ-12	3,999.24	53.59	0.763	153.6	0.6	1.338
T 18-17	BZ-18	4,011.39	BZ-17	4,003.88	30.04	25	153.6	2.04	20.045
T 17-16	BZ-17	4,003.88	BZ-16	3,997.20	61.85	10.8	153.6	1.53	10.644

Fig.32: Resultados de diseño de la red (a)

TRAMO	NUDO INICIO	COTA INICIO (msnm)	NUDO FINAL	COTA FINAL (msnm)	LONG. (m)	PEND. (%)	DIAM. (mm)	VELOC. (m/s)	TENSION TRACTIVA (Pascals)
T 24-23'	BZ-24	4,000.86	BZ-23'	3,995.66	31.14	16.699	153.6	1.76	14.745
T 23'-23	BZ-23'	3,995.66	BZ-23	3,994.51	26.41	4.354	153.6	1.12	5.263
T 16-22	BZ-16	3,997.20	BZ-22	3,996.24	35.85	2.678	153.6	1.73	8.981
T 22-23	BZ-22	3,996.24	BZ-23	3,994.51	35.84	4.827	153.6	2.17	14.714
T 53-52	BZ-53	4,006.88	BZ-52	4,003.32	60.06	5.927	153.6	1.23	6.598
T 52-51	BZ-52	4,003.32	BZ-51	4,000.03	60	5.483	153.6	1.22	6.371
T 51-50	BZ-51	4,000.03	BZ-50	3,998.05	60	3.3	153.6	1.05	4.527
T 50-49	BZ-50	3,998.05	BZ-49	3,995.87	44.08	4.946	153.6	1.27	6.592
T 49-48	BZ-49	3,995.87	BZ-48	3,993.95	56.11	3.422	153.6	1.17	5.315
T 48-47	BZ-48	3,993.95	BZ-47	3,991.78	59.96	3.619	153.6	1.24	5.914
T 47-46	BZ-47	3,991.78	BZ-46	3,990.14	62.38	2.629	153.6	1.16	4.933
T 16'-19	BZ-16''	3,997.20	BZ-19	3,996.03	43.7	2.677	153.6	0.93	3.556
T 19-20	BZ-19	3,996.03	BZ-20	3,995.48	34.87	1.577	153.6	0.78	2.408
T 20-21	BZ-20	3,995.48	BZ-21	3,993.19	34.87	6.567	153.6	1.32	7.522
T 19'-42	BZ-19''	3,996.03	BZ-42	3,993.80	57.5	3.878	153.6	1.06	4.744
T 42-43	BZ-42	3,993.80	BZ-43	3,991.85	34.41	5.667	153.6	1.23	6.528
T 43-44	BZ-43	3,991.85	BZ-44	3,991.34	47.64	1.071	153.6	0.71	1.858
T 41-40	BZ-41	3,984.37	BZ-40	3,983.91	60	0.763	153.6	0.6	1.338
T 40-38	BZ-40	3,983.91	BZ-38	3,983.47	60	0.731	153.6	0.6	1.332
T 39-38	BZ-39	3,993.68	BZ-38	3,983.47	57.71	17.685	153.6	1.8	15.368
T 23-25	BZ-23	3,994.51	BZ-25	3,992.89	56.35	2.875	153.6	1.88	10.39
T 25-26	BZ-25	3,992.89	BZ-26	3,990.84	56.07	3.656	153.6	2.09	12.904
T 26-29	BZ-26	3,990.84	BZ-29	3,989.71	52.18	2.166	153.6	1.77	8.887
T 29-30	BZ-29	3,989.71	BZ-30	3,988.61	52.2	2.107	153.6	1.78	8.867
T 30-33	BZ-30	3,988.61	BZ-33	3,987.26	53.91	2.498	153.6	1.96	10.669
T 33-34	BZ-33	3,987.26	BZ-34	3,986.65	52.94	1.152	190.4	1.49	5.85
T 34-37	BZ-34	3,986.65	BZ-37	3,986.35	49.47	0.6	190.4	1.16	3.407
T 37-38	BZ-37	3,986.35	BZ-38	3,983.47	49.5	5.823	190.4	2.86	23.195
T 27-26	BZ-27	3,995.81	BZ-26	3,990.84	56.95	8.727	153.6	1.41	8.902
T 31-30'	BZ-31	3,994.30	BZ-30'	3,989.70	20	23	153.6	1.98	18.806
T 30'-30	BZ-30'	3,989.70	BZ-30	3,988.61	33.81	3.224	153.6	1	4.16
T 35-34	BZ-35	3,993.24	BZ-34	3,986.65	54.64	12.055	153.6	1.58	11.429
T 23'-21	BZ-23''	3,994.51	BZ-21	3,993.19	37.04	3.564	153.6	1.03	4.444
T 21-44	BZ-21	3,993.19	BZ-44	3,991.34	26.89	6.88	153.6	1.66	10.704
T 44-45	BZ-44	3,991.34	BZ-45	3,990.44	12.01	7.494	153.6	1.98	14.278
T 45-46	BZ-45	3,990.44	BZ-46	3,990.14	21.4	1.402	153.6	1.12	3.971
T 30'-32	BZ-30''	3,988.61	BZ-32	3,986.93	44.59	3.768	153.6	1.05	4.639
T 32-56	BZ-32	3,986.93	BZ-56	3,986.60	44.64	0.742	153.6	0.6	1.339
T 38-59	BZ-38	3,983.47	BZ-59	3,979.78	73.54	5.019	190.4	2.82	21.928
T 46-54	BZ-46	3,990.14	BZ-54	3,989.55	64.63	0.913	153.6	1.1	3.486
T 54-55	BZ-54	3,989.55	BZ-55	3,988.91	64.5	0.992	153.6	1.16	3.882
T 55-56	BZ-55	3,988.91	BZ-56	3,986.60	64.78	3.568	153.6	1.92	11.339
T 56-57	BZ-56	3,986.60	BZ-57	3,982.89	80	4.636	153.6	2.24	15.244

Fig.33: Resultados de diseño de la red (b)

TRAMO	NUDO INICIO	COTA INICIO (msnm)	NUDO FINAL	COTA FINAL (msnm)	LONG. (m)	PEND. (%)	DIAM. (mm)	VELOC. (m/s)	TENSION TRACTIVA (Pascals)
T 57-58	BZ-57	3,982.89	BZ-58	3,980.48	80	3.013	153.6	1.96	11.201
T 58-59	BZ-58	3,980.48	BZ-59	3,979.78	62.32	1.118	153.6	1.36	5.037
T 59-60	BZ-59	3,979.78	BZ-60	3,976.51	80	4.087	190.4	2.93	22.167
T 60-61	BZ-60	3,976.51	BZ-61	3,975.95	80	0.7	190.4	2.21	3.265
T 61-62	BZ-61	3,975.95	BZ-62	3,975.18	80	0.962	190.4	2.35	4.49
T 62-63	BZ-62	3,975.18	BZ-63	3,973.63	80	1.937	190.4	2.49	9.038
T 63-64	BZ-63	3,973.63	BZ-64	3,969.97	80	4.575	190.4	2.64	25.868
T 64-65	BZ-64	3,969.97	BZ-65	3,969.19	80	0.975	190.4	2.78	4.548
T 65-66	BZ-65	3,969.19	BZ-66	3,966.34	80	3.562	190.4	2.92	16.618
T 66-67	BZ-66	3,966.34	BZ-67	3,964.52	80	2.275	190.4	3.06	10.612
T 67-68	BZ-67	3,964.52	BZ-68	3,963.29	80	1.538	190.4	3.2	7.172
T 68-69	BZ-68	3,963.29	BZ-69	3,961.62	80	2.088	190.4	3.35	9.738
T 69-70	BZ-69	3,961.62	BZ-70	3,960.09	80	1.912	190.4	3.49	8.921
T 70-71	BZ-70	3,960.09	BZ-71	3,956.77	80	4.15	190.4	3.63	19.359
T 71-O1	BZ-71	3,956.77	O-1	3,955.38	80	1.737	190.4	3.77	8.105

Fig.34: Resultados de diseño de la red (c)

ID BUZON	COTA DE TAPA (m)	COTA DE FONDO (m)	FLUJO DE ENTRADA (L/s)	FLUJO DE SALIDA (L/s)	ID BUZON	COTA DE TAPA (m)	COTA DE FONDO (m)	FLUJO DE ENTRADA (L/s)	FLUJO DE SALIDA (L/s)
BZ-1	4,014.64	4,013.49	0.00	1.50	BZ-54	3,990.70	3,989.55	10.48	11.68
BZ-2	4,013.41	4,012.26	1.50	1.59	BZ-55	3,990.06	3,988.91	11.68	12.97
BZ-3	4,012.76	4,011.61	1.59	1.78	BZ-56	3,988.94	3,986.60	14.54	16.08
BZ-4	4,012.37	4,011.21	1.78	2.06	BZ-57	3,984.04	3,982.89	16.08	17.74
BZ-4A	4,011.20	4,010.05	2.06	2.37	BZ-58	3,981.63	3,980.48	17.74	19.52
BZ-5	4,010.52	4,009.37	2.37	2.75	BZ-59	3,980.97	3,979.78	54.86	58.90
BZ-6	4,007.61	4,006.46	2.75	3.22	BZ-60	3,977.70	3,976.51	58.90	62.94
BZ-7	4,006.24	4,005.09	3.22	3.77	BZ-61	3,977.14	3,975.95	62.94	66.98
BZ-8	4,003.82	4,001.98	5.27	6.00	BZ-62	3,976.37	3,975.18	66.98	71.01
BZ-10	4,003.54	4,002.39	0.00	1.50	BZ-63	3,974.82	3,973.63	71.01	75.05
BZ-11	4,002.06	4,000.91	6.00	6.16	BZ-64	3,971.16	3,969.97	75.05	79.09
BZ-12	4,000.72	3,999.24	9.63	10.10	BZ-65	3,970.38	3,969.19	79.09	83.13
BZ-13	4,012.30	4,011.00	0.00	1.50	BZ-66	3,967.53	3,966.34	83.13	87.17
BZ-13'	4,003.50	4,002.35	1.50	1.97	BZ-67	3,965.71	3,964.52	87.17	91.20
BZ-14	4,000.80	3,999.65	0.00	1.50	BZ-68	3,964.48	3,963.29	91.20	95.24
BZ-15	3,999.39	3,998.24	10.10	10.59	BZ-69	3,962.81	3,961.62	95.24	99.28
BZ-16	3,998.35	3,997.20	12.14	12.85	BZ-70	3,961.28	3,960.09	99.28	103.32
BZ-18	4,013.43	4,011.39	0.00	1.50	BZ-71	3,957.96	3,956.77	103.32	107.36
BZ-17	4,005.03	4,003.88	1.50	1.55	BZ-27	3,996.96	3,995.81	0.00	1.50
BZ-19	3,997.18	3,996.03	1.50	1.57	BZ-26	3,991.99	3,990.84	18.57	19.74
BZ-42	3,994.95	3,993.80	1.50	1.59	BZ-25	3,994.04	3,992.89	16.07	17.07
BZ-43	3,993.00	3,991.85	1.59	1.73	BZ-29	3,990.86	3,989.71	19.74	21.00
BZ-44	3,992.49	3,991.34	5.15	5.64	BZ-30	3,989.76	3,988.61	22.53	23.95

Fig. 35: Resultados de diseño de los buzones (a)

ID BUZON	COTA DE TAPA (m)	COTA DE FONDO (m)	FLUJO DE ENTRADA (L/s)	FLUJO DE SALIDA (L/s)	ID BUZON	COTA DE TAPA (m)	COTA DE FONDO (m)	FLUJO DE ENTRADA (L/s)	FLUJO DE SALIDA (L/s)
BZ-45	3,991.59	3,990.44	5.64	6.15	BZ-30'	3,990.85	3,989.70	1.50	1.53
BZ-46	3,991.29	3,990.14	9.38	10.48	BZ-31	3,995.45	3,994.30	0.00	1.50
BZ-20	3,996.63	3,995.48	1.57	1.69	BZ-32	3,988.08	3,986.93	1.50	1.57
BZ-21	3,994.34	3,993.19	3.19	3.42	BZ-33	3,988.45	3,987.26	23.95	25.40
BZ-23	3,995.66	3,994.51	15.16	16.07	BZ-34	3,987.84	3,986.65	26.90	28.51
BZ-22	3,997.39	3,996.24	12.85	13.61	BZ-35	3,994.39	3,993.24	0.00	1.50
BZ-24	4,002.01	4,000.86	0.00	1.50	BZ-37	3,987.62	3,986.35	28.51	30.20
BZ-23'	3,996.81	3,995.66	1.50	1.55	BZ-39	3,994.83	3,993.68	0.00	1.50
BZ-47	3,992.93	3,991.78	2.77	3.23	BZ-38	3,986.26	3,983.47	33.30	35.34
BZ-48	3,995.10	3,993.95	2.40	2.77	BZ-41	3,985.52	3,984.37	0.00	1.50
BZ-49	3,997.02	3,995.87	2.06	2.40	BZ-40	3,985.97	3,983.91	1.50	1.59
BZ-50	3,999.20	3,998.05	1.78	2.06	BZ-16''	3,998.35	3,997.20	0.00	1.50
BZ-51	4,001.18	4,000.03	1.59	1.78	BZ-23''	3,995.66	3,994.51	0.00	1.50
BZ-52	4,004.47	4,003.32	1.50	1.59	BZ-19''	3,997.18	3,996.03	0.00	1.50
BZ-53	4,008.03	4,006.88	0.00	1.50	BZ-30''	3,989.76	3,988.61	0.00	1.50

Fig. 36: Resultados de diseño de los buzones (b)

5.3.2. PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES (PTAR)

5.3.2.1. JUSTIFICACIÓN DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO ELEGIDO

La laguna de estabilización tiene más ventajas, pero en el lugar del proyecto no se dispone de un área adecuada disponible. Ya es un sistema sensible a las condiciones climáticas que puede producir vectores, además no permitir modificar las condiciones de proceso. Por lo tanto, se adopta como solución al tratamiento de aguas servidas, el Tanque Imhoff. El cual quedará emplazado a 600 m, al noroeste del centro poblado, de acuerdo a la evaluación de campo, e indicada en el plano PG-01, sobre la cota 3956 m.s.n.m.

5.3.2.2. DIMENSIONAMIENTO Y DISEÑO DE LA INFRAESTRUCTURA

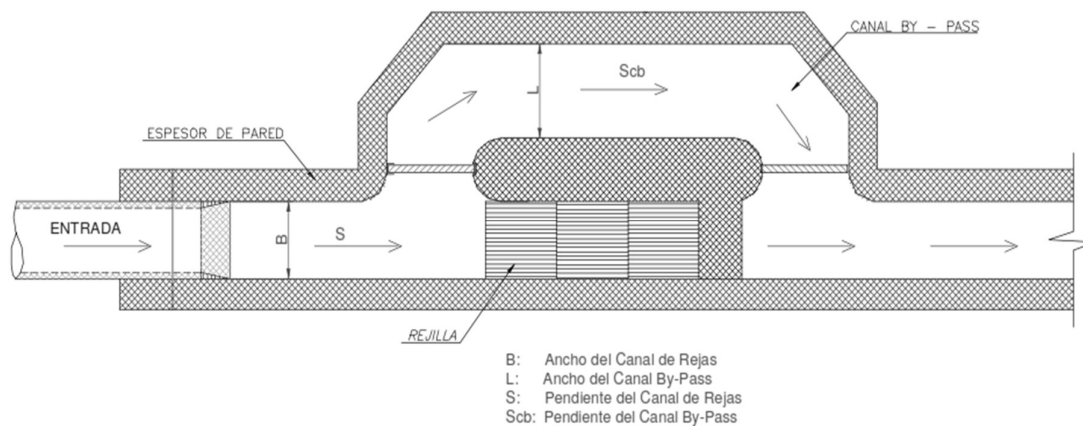


Fig. 37: Vista en planta de una cámara de rejillas

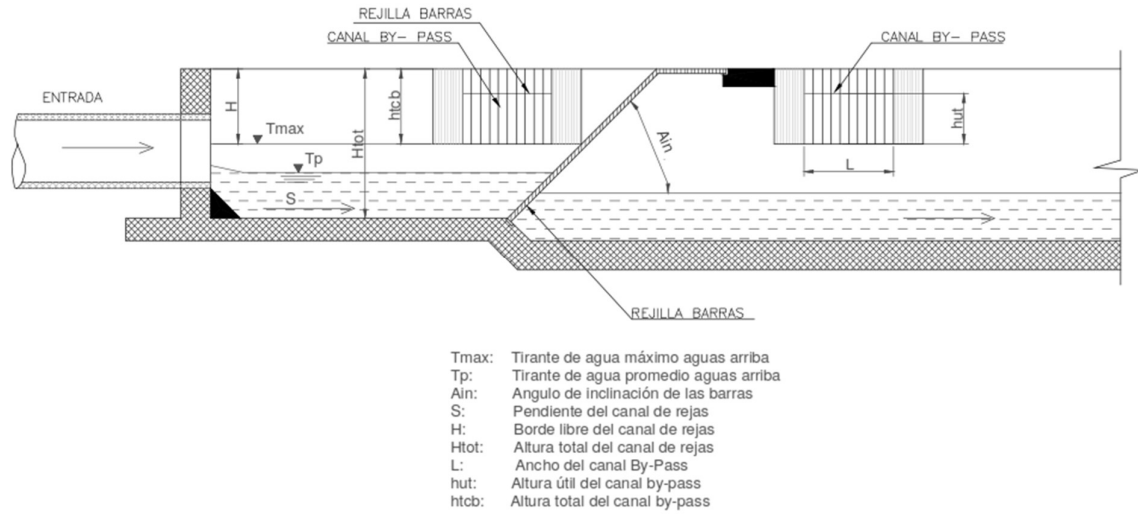


Fig. 38: Corte longitudinal de una cámara de rejillas

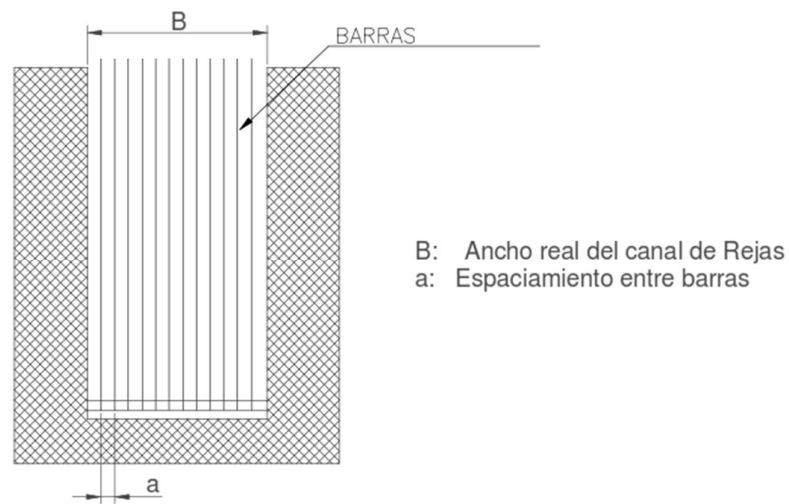


Fig. 39: Corte longitudinal de una cámara de rejillas

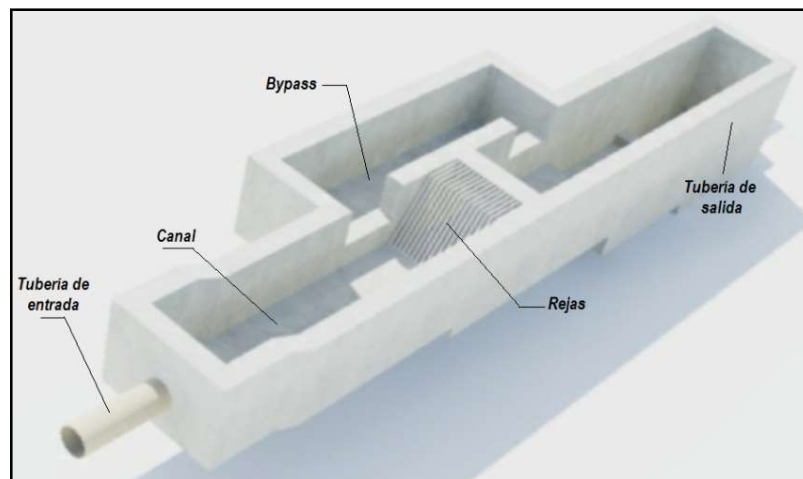


Fig. No.40: Vista isométrica de una cámara de rejillas

Características de las rejás:

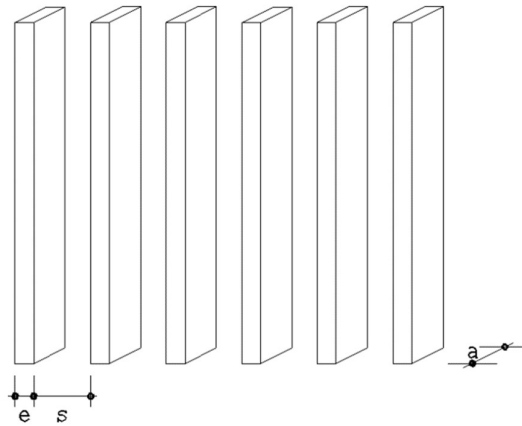


Fig. 41: Esquema de separación de rejás

- “Espesor de barra $e = 6.35$ mm (Según OS.090 entre 5 y 15mm)
- Ancho de barra $a = 38.1$ mm (Según OS.090 entre 30 y 75 mm)
- Separación entre barras $s = 25.4$ mm” (Según OS.090 entre 20 y 50 mm)
- Eficiencia de la reja (E):

$$E = \frac{s}{e + s} = \frac{20.0}{6.35 + 20.0} = 0.76$$

- Velocidad de paso entre rejás (V):

Debe estar entre 0.6 a 0.75 m/seg. Si la velocidad es menor a 0.6 m/seg, los sólidos tienden a sedimentarse. Si es mayor a 0.75 m/seg los residuos que se quieren retener pasarán por entre las rejás.

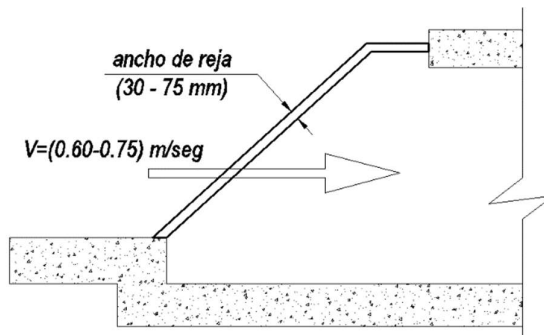


Fig. 42: Rango de velocidad de paso entre rejás

Se opta por: $V = 0.60$ m/seg

- Velocidad de aproximación aguas arriba de las rejás (V_a):

$$V_a = V \times E = 0.60 \times 0.76 = 0.455$$
 m/seg

- Área útil de las rejás (A_u):

El caudal máximo residual calculado es (Ver ítem 2.5.4):

$$A_u = \frac{Q_{EMISOR}}{V} = \frac{0.004874 \text{ m}^3/\text{seg}}{0.60 \text{ m}/\text{seg}} = 0.008 \text{ m}^2$$

- Área total (At):

$$A_t = \frac{A_u}{E} = \frac{0.008}{0.76} = 0.011 \text{ m}^2$$

- Número de barras (N):

Si se asume el ancho del canal de rejillas en $B=40 \text{ cm}=400\text{mm}$, el número de barras distribuidas en este será:

$$N = \frac{B - s}{s + e} = \frac{400 - 20.0}{20.0 + 6.35} = 14.42 \approx 14 \text{ barras}$$

Características del canal de transición:

Es usual que la transición entre la tubería de ingreso (Emisora) y el canal de rejillas sea mayor que el diámetro de la tubería. Este tramo debe igualarse al ancho mismo de las rejillas, para evitar espacios muertos. Para lograrlo se recomienda un ángulo de transición de $12^\circ 30'$.

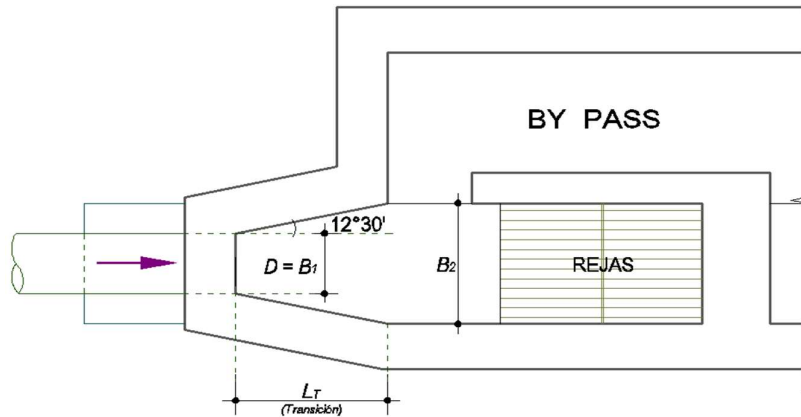


Fig. 43: Transición y anchos en el canal de rejillas

“En consecuencia, la longitud de esa transición (L) se calcula con:

$$L_T = \frac{B_2 - B_1}{2tg(12^\circ 30')}$$

Dónde:

L_T = Longitud de transición ingreso-canal (m)

B_1 = Ancho de canal o diámetro de tubería de ingreso (m)

B_2 = Ancho del canal de rejillas (m)”

Luego:

$$L_T = \frac{0.40 - 0.20}{2tg(12^\circ 30')} = 0.45 \text{ m}$$

- Cálculo de tirante máximo ($y_{m\acute{a}x}$):

$$y_{m\acute{a}x} = \frac{A_t}{B} = \frac{0.011}{0.40} = 0.027 \text{ m}$$

- Cálculo de Radio Hidráulico (R_h):

$$R_h = \frac{A_t}{B + 2Y_{m\acute{a}x}} = \frac{0.011}{0.40 + 2 \times 0.027} = 0.0236 \text{ m}$$

- Pendiente del canal (S):

Para este cálculo, se considera canal de concreto, para lo cual usamos un coeficiente $n=0.013$. Luego:

$$S = \left(\frac{Q_{EMISOR} \times n}{A_t \times R_h^{2/3}} \right)^2 = \left(\frac{0.004874 \times 0.013}{0.011 \times 0.0236^{2/3}} \right)^2 = 0.00518 \text{ m/m}$$

Características del Bypass:

- Tirante sobre el vertedero del bypass (Y_{bp}):

Inicialmente se asume un ancho del vertedero igual a $B_V = 0.25 \text{ m}$ y el ancho del canal del bypass será igual al ancho del canal de rejillas.

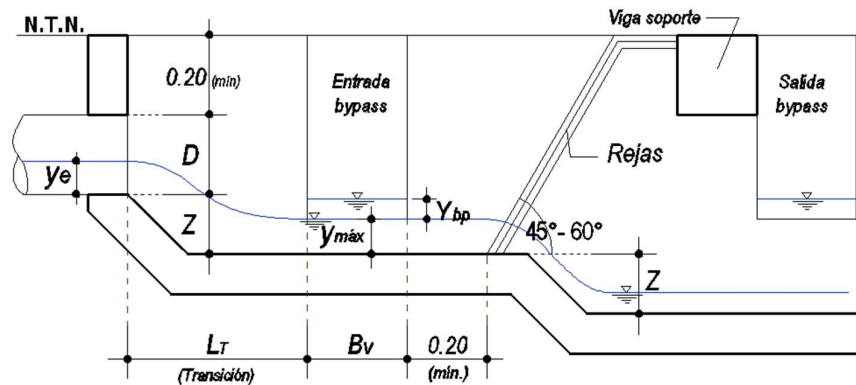


Fig. 44: Tirantes en el canal de rejillas y bypass

$$Y_{bp} = \left(\frac{Q_{EMISOR}}{1.838 B_V} \right)^{2/3} = \left(\frac{0.004874}{1.838 \times 0.25} \right)^{2/3} = 0.05 \text{ m}$$

- Área: $A = B_V \times Y_{bp} = 0.25 \times 0.05 = 0.012 \text{ m}^2$

- Cálculo de Radio Hidráulico (R_h):

$$R_h = \frac{A}{B_V + 2Y_{bp}} = \frac{0.012}{0.25 + 2 \times 0.05} = 0.0348 \text{ m}$$

- Pendiente del Bypass (S):

$$S = \left(\frac{Q_{EMISOR} \times n}{A \times R_h^{2/3}} \right)^2 = \left(\frac{0.004874 \times 0.013}{0.012 \times 0.0348^{2/3}} \right)^2 = 0.00120 \text{ m/m}$$

Datos del emisor:

- Diámetro del emisor (D_e): Considerando $D_e = 200 \text{ mm} = 0.20 \text{ m}$
- Tirante del emisor (y_e):

$$\frac{y_e}{D_e} = 0.90 \rightarrow y_e = 0.90 \times 0.20 = 0.18 \text{ m}$$

- Radio hidráulico del emisor (R_e):

$$\frac{R_e}{D_e} = 0.298 \rightarrow R_e = 0.298 \times 0.20 = 0.06 \text{ m}$$

- Área del emisor (A_e):

$$\frac{A_e}{D_e^2} = 0.7445 \rightarrow A_e = 0.7445 \times 0.20^2 = 0.03 \text{ m}^2$$

- Pendiente en el emisor (S_e):

Para este caso la tubería es PVC, luego $n=0.01$:

$$S = \left(\frac{Q_{m\acute{a}x} \times n}{A_e \times R_e^{2/3}} \right)^2 = \left(\frac{0.004874 \times 0.013}{0.03 \times 0.06^{2/3}} \right)^2 = 0.00007 \text{ m/m}$$

- Velocidad en el emisor (V_e):

$$V_e = \frac{Q_{EMISOR}}{A_e} = \frac{0.004874}{0.03} = 0.164 \text{ m/seg}$$

- Pérdida de carga en la transición (H_{ft}):

$$H_{ft} = \frac{[(V_e - V_a)^2 \times 0.1]}{2g} = \frac{[(0.164 - 0.455)^2 \times 0.1]}{2 \times 9.81} = 0.0004 \text{ m}$$

- Desnivel entre el fondo de la tubería y el fondo del canal (Z):

$$Z = \left(\frac{V_e^2}{2g} + y_e \right) - \left(\frac{V_a^2}{2g} + y_{m\acute{a}x} \right) - H_{ft}$$
$$Z = \left(\frac{0.133^2}{2 \times 9.81} + 0.18 \right) - \left(\frac{0.455^2}{2 \times 9.81} + 0.027 \right) - 0.0004 = 0.14 \text{ m}$$

- Pérdida de carga en la reja (h_f):

$$h_f = \frac{V^2 - V_a^2}{2g \times 0.7} = \frac{0.60^2 - 0.455^2}{2 \times 9.81 \times 0.7} = 0.01 \text{ m}$$

- Pérdida de carga en la reja 50% de ensuciamiento ($h_{f50\%}$):

$$h_{f50\%} = \frac{(2V)^2 - V_a^2}{2g \times 0.7} = \frac{(2 \times 0.60)^2 - 0.455^2}{2 \times 9.81 \times 0.7} = 0.09 \text{ m}$$

- Cantidad de material cribado:

Del cuadro No.11, para una abertura de 25 mm se obtiene un volumen de material cribado de 0.038 lt/m³ de agua residual.

Altura total al inicio de la cámara de rejillas:

$$h_1 = D_e + Z + 0.20 = 0.20 + 0.14 + 0.20 = 0.54 \text{ m}$$

La altura total a la salida de la cámara de rejillas será:

$$h_2 = h_1 + Z = 0.54 + 0.14 = 0.69 \text{ m}$$

b) Diseño del desarenador:

- “Velocidad horizontal de sedimentación (V_s):

$$V_s = \frac{1}{18} g \left(\frac{\rho - 1}{\eta} \right) d_c^2$$

$$\eta = 1.010105 \times 10^{-2} = 0.010105 \text{ cm}^2/\text{seg} \text{ (para } 20^\circ\text{C)}$$

$$g = 9.81 \text{ m/seg}^2 = 981 \text{ cm/seg}^2$$

$$\rho = 2.65 \text{ (densidad relativa de la arena)}$$

$$d_c = 0.02 \text{ cm} = 0.2 \text{ mm (diámetro efectivo de la partícula)"}$$

Reemplazando datos obtenemos:

$$V_s = \frac{1}{18} \times 981 \times \left(\frac{2.65 - 1}{0.010105} \right) \times 0.02^2 = 3.56 \text{ cm/seg}$$

Verificación del Número de Reynolds:

Para que se pueda aplicar la Ley de Stokes, el número de Reynolds obtenido debe ser: $Re < 0.5$, siendo:

$$Re = \frac{V_s \times d_c}{\eta} = \frac{3.56 \times 0.02}{0.010105} = 7.05 < 0.5 \text{ (No cumple)}$$

Por lo tanto, hacemos un reajuste al valor de V_s , considerando la sedimentación de la partícula en régimen de transición, mediante el término del diámetro y el término de velocidad de sedimentación. Calculamos el término del diámetro, con los datos existentes:

$$\left[\frac{g(\rho_s - 1)}{\eta^2} \right]^{1/3} \times d = \left[\frac{981(2.65 - 1)}{(0.010105)^2} \right]^{1/3} \times 0.02 = 5.02$$

Con este dato ingresamos al gráfico anterior y obtenemos el término de velocidad de asentamiento, en régimen de transición:

$$\frac{V_s}{[g(\rho - 1)\eta]^{1/3}} = 0.80$$

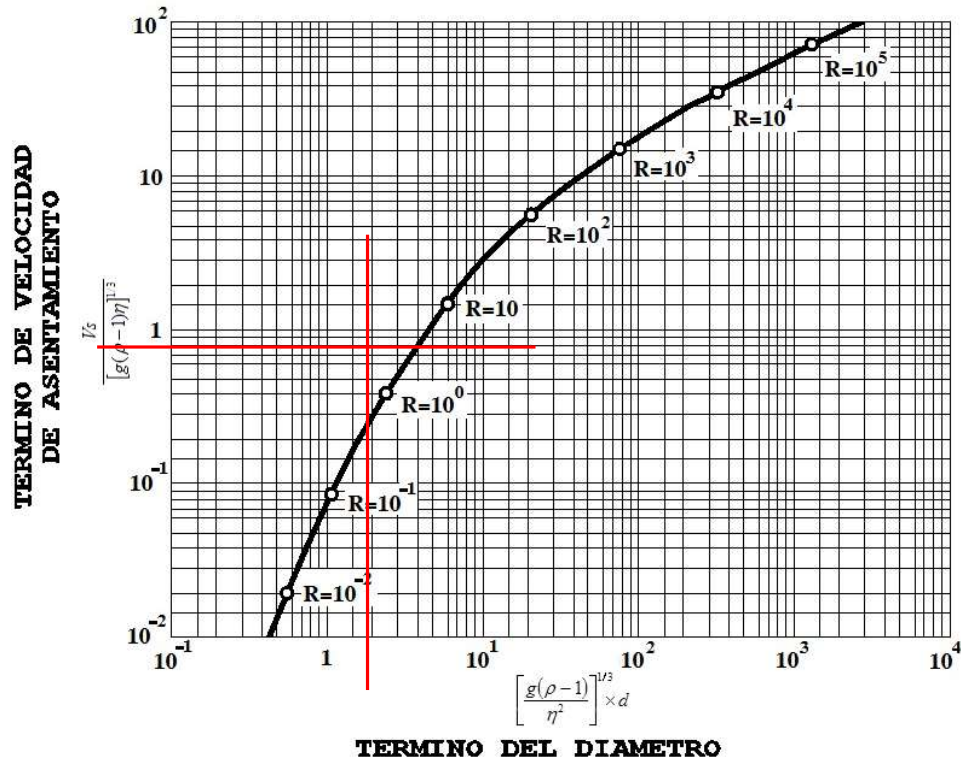


Fig. 45: *Velocidad de sedimentación en régimen de transición*
Fuente: CEPIS, 1997

Despejando V_s :

$$V_s = 0.80 \times [g(\rho - 1)\eta]^{1/3}$$

$$V_s = 0.80 \times [981 \times (2.65 - 1) \times 0.010105]^{1/3} = 2.36 \text{ cm/seg}$$

Comprobamos nuevamente si cumple con la condición de Reynolds:

$$R_e = \frac{V_s \times d_c}{\eta} = \frac{2.36 \times 0.02}{0.010105} = 4.67 < 0.5 \text{ (No cumple)}$$

Nuevamente comprobamos que no cumple para aplicar la Ley de Stokes, entonces el flujo se encuentra en régimen de transición, luego aplicamos la Ley de Allen, donde la velocidad de sedimentación se obtiene de:

$$V_s = \sqrt{\frac{4}{3}g \times \frac{(\rho - 1)}{C_D} \times d_c}$$

Donde C_D es el coeficiente de arrastre, obtenido con”:

$$C_D = \frac{24}{R} + \frac{3}{\sqrt{R}} + 0.34$$

Siendo R el número de Reynolds de la segunda comprobación, luego:

$$C_D = \frac{24}{4.67} + \frac{3}{\sqrt{4.67}} + 0.34 = 7.27$$

Luego la velocidad de sedimentación en régimen de transición será:

$$V_s = \sqrt{\frac{4}{3} \cdot 981 \times \frac{(2.65 - 1)}{7.27}} \times 0.02 = 2.44 \frac{cm}{seg} = 0.0244 m/seg$$

Con la que calculamos el área requerida. “El caudal se incrementa previamente por un coeficiente de seguridad que garantiza la eficiencia requerida”, según Rivas Mijares-1978. Considerando 100% de eficiencia y remoción, del gráfico siguiente obtenemos:

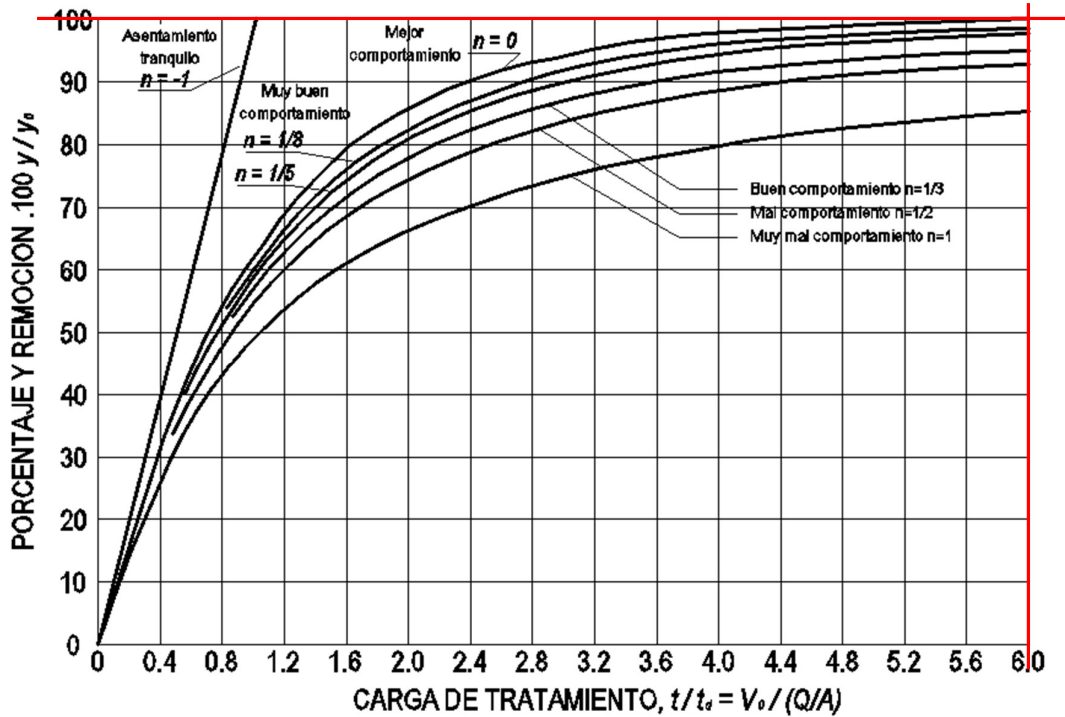


Fig. 46: Curvas de comportamiento
Fuente: CEPIS, 1997

$$C_{seg} = 6.0$$

$$V_s' = \frac{Q_{EMISOR} \times C_{seg}}{A_s} = 0.024 m/seg$$

Despejando el área superficial:

$$A_s = \frac{Q_P \times C_{seg}}{V_s'} = \frac{(0.004874) \times 6.0}{0.024} = 1.20 m^2$$

Dimensiones del desarenador:

Se calcula mediante la relación: $A_s = L \times B$

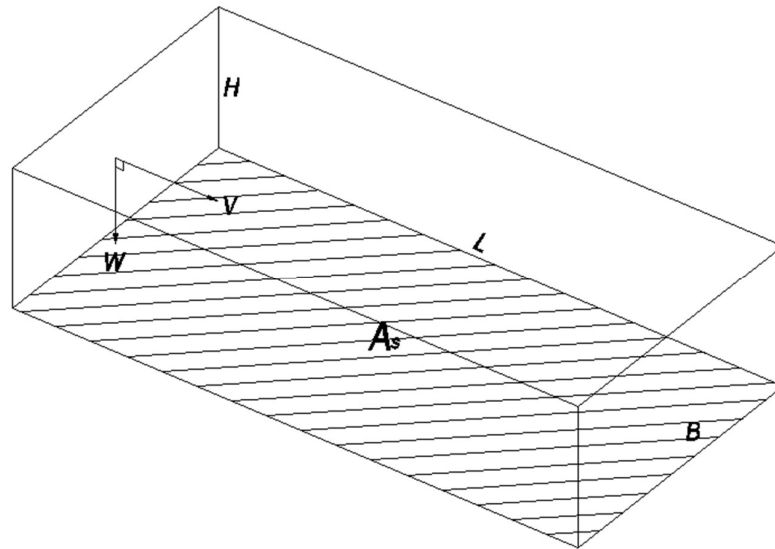


Fig. 47: Dimensiones básicas del desarenador
Fuente: Elaboración propia

Se recomienda que el valor de “L” deba estar entre 10H y 20H. Si asumimos para la altura de pantalla $H=0.30$ m. Luego:

$$L = 10H = 10 \times 0.30 = 3.00 \text{ m}$$

$$L = 20H = 20 \times 0.30 = 6.00 \text{ m}$$

Luego despejamos B:

$$B_{10H} = \frac{A_s}{L} = \frac{1.20}{3.00} = 0.40 \text{ m}$$

$$B_{20} = \frac{A_s}{L} = \frac{1.20}{6.00} = 0.20 \text{ m}$$

Adoptamos las siguientes dimensiones:

- Altura: $H = 0.30$ m
- Ancho: $B = 0.40$ m
- Largo: $L = 3.00$ m

La norma OS.090 recomienda que se disponga de 02 canales de desarenador para poder hacer limpieza sin que se obstruya el flujo, por consiguiente, cada desarenador tendrá las mismas dimensiones, de manera que la disposición final de este elemento queda de la siguiente forma:

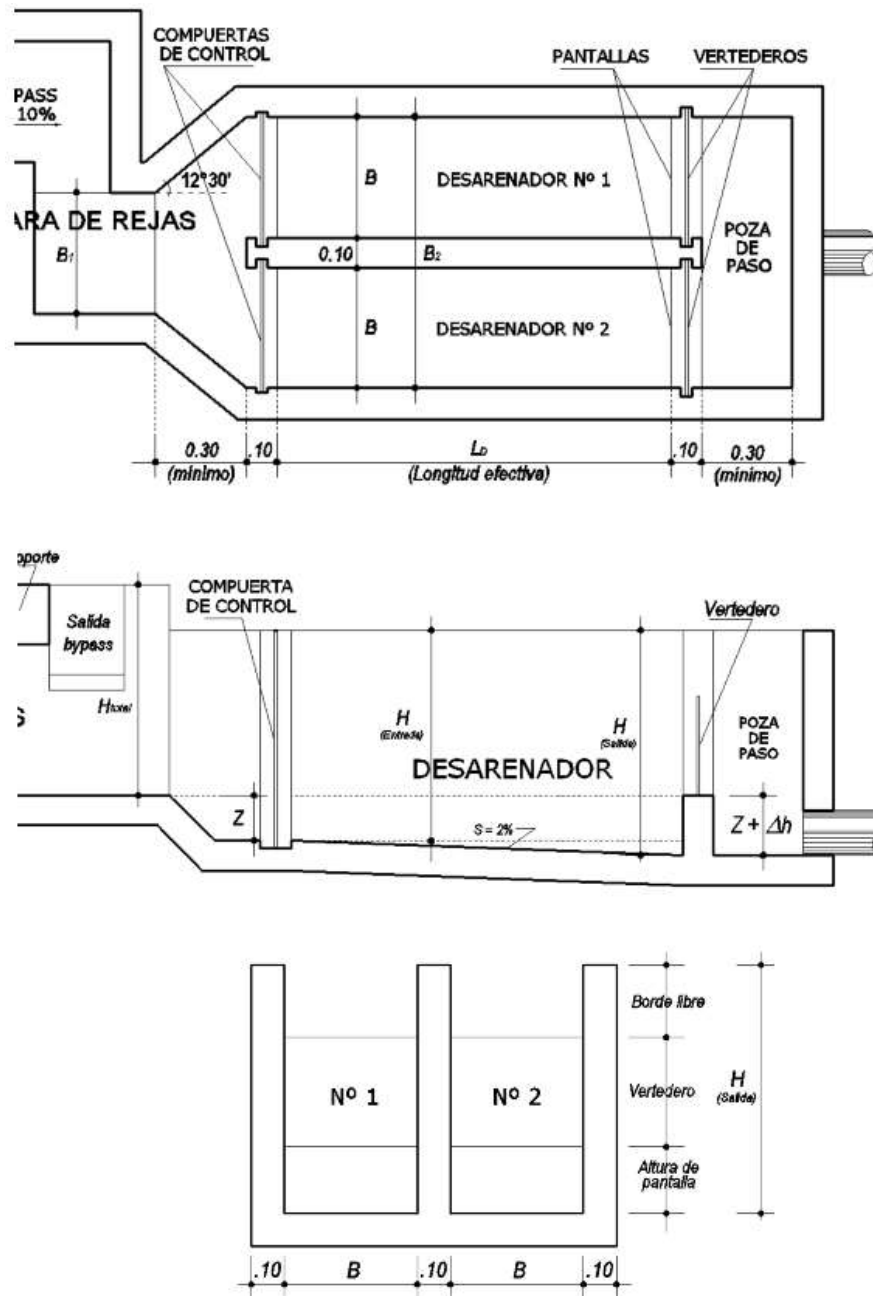


Fig. 48: Disposición final en planta y perfil del desarenador
Fuente: Elaboración propia

Calculamos la longitud de transición:

Esta se refiere a la distancia entre la cámara de rejillas y el desarenador, considerando una inclinación de 12°30', para ello se toma en cuenta la figura No.43, para identificar las siguientes dimensiones:

- B₁ = 0.40m (ancho del canal de rejillas asumido)
- B₂ = 0.90m (ancho de los desarenadores + espesor de muro)

Luego, el valor máximo es:

$$L_T = \frac{B_2 - B_1}{2 \operatorname{tg}(12^\circ 30')} = \frac{0.90 - 0.40}{0.4434} = 1.13 \text{ m}$$

El valor mínimo será 0.30 m cuando no se pueda aplicar geoméricamente este criterio, sin embargo, debe mantenerse la inclinación de $12^\circ 30'$.

Velocidad de flujo en el tanque:

Utilizamos la fórmula de Camp, para lo cual previamente debemos elegir una constante “a” relacionada con el diámetro de la partícula (Tabla 10):

En este caso, para $d = 0.02 \text{ cm} = 0.2 \text{ mm}$, le corresponde $a = 44$, luego:

$$V = a\sqrt{d} = 44\sqrt{0.2} = 19.68 \frac{\text{cm}}{\text{seg}} = 0.197 \text{ m/seg}$$

Este valor es menor que 1m/seg, lo que garantiza baja velocidad para poder separar y remover el material sólido que arrastra el caudal”.

Cálculo de la velocidad de caída de la partícula:

“Existen varios criterios según diversos investigadores, entre los cuales tenemos:

- Arkhangelski

La velocidad de caída se determina de la Tabla 11, de la cual, para $d = 0.20 \text{ mm}$ se obtiene:

$$W = 2.16 \text{ cm/seg} = 0.022 \text{ m/seg}$$

- Stokes y Sellerio

La velocidad de caída se determina según el nomograma mostrado en la Fig.11, utilizando la velocidad de flujo en el tanque según Camp:

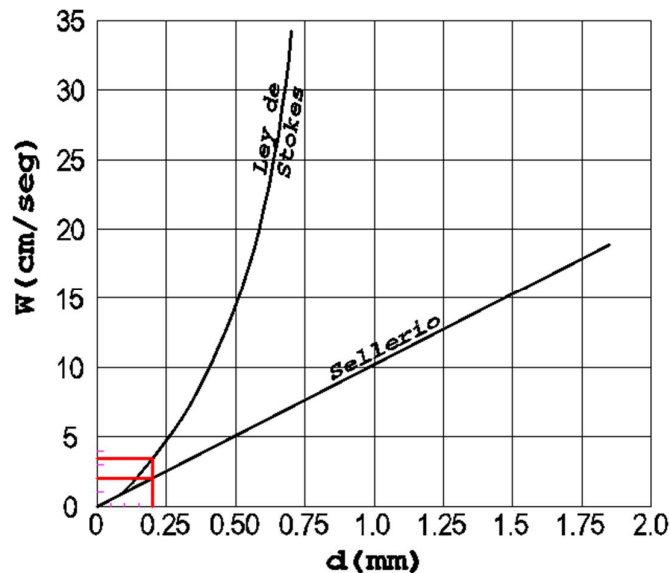


Fig. 49: Resultados por la Experiencia de Sellerio

Fuente: ANA-2010

Según Stokes : $W = 3.5 \text{ cm/seg} = 0.035 \text{ m/seg}$

Según Sellerio: $W = 2.0 \text{ cm/seg} = 0.020 \text{ m/seg}$

- Owens

Para aplicar su fórmula previamente se determina una constante “K” de la Tabla 12, de la cual se obtiene: $K = 6.12$, luego en la expresión de Owens:

Para $d = 0.20 \text{ mm}$ y $\rho = 2.65$

$$W = k \times [d \times (\rho - 1)]^{1/2} = 6.12 \times [0.2 \times (2.67 - 1)]^{0.5} = 0.111 \text{ m/seg}$$

- Scotti - Foglieni

Su ecuación, en función del diámetro de la partícula es:

$$W = 3.8\sqrt{d} + 8.3d = 3.8\sqrt{0.20} + 8.3 \times 0.20 = 0.055 \text{ m/seg}$$

Resumiendo:

- $W = 0.022 \text{ m/seg}$ Arkhangelski
- $W = 0.035 \text{ m/seg}$ Stokes
- $W = 0.020 \text{ m/seg}$ Sellerio
- $W = 0.111 \text{ m/seg}$ Owens
- $W = 0.055 \text{ m/seg}$ Scotti – Foglieni

Promediando todos estos valores se obtiene:

$$W_{promedio} = 0.049 \text{ m/seg} = 4.87 \text{ cm/seg}$$

Verificación de la longitud del desarenador:

Las dimensiones en el prisma de flujo en el desarenador se identifican según la Fig.47 luego, la altura del flujo asumida fue: $H = 0.30 \text{ m}$. de donde:

$$Q = (B \times H) \times V \rightarrow B = \frac{Q_{EMISOR}}{H \times V} = \frac{0.004874}{0.30 \times 0.197} = 0.08 \text{ m}$$

Para facilitar el proceso constructivo se asume: $B = 0.40 \text{ m}$

Longitud del desarenador:

$$L = \frac{H \times V}{W} = \frac{0.30 \times 0.197}{0.049} = 1.21 \text{ m} \approx 1.50 \text{ m}$$

Tiempo de sedimentación:

$$T = \frac{H}{W} = \frac{0.30}{0.049} = 6.157 \text{ seg}$$

Volumen de agua conducido en el tiempo:

$$V = Q_{EMISOR} \times T = 0.004874 \times 6.157 = 0.03 \text{ m}^3$$

Verificación de la capacidad del tanque:

$$V = B \times H \times L = 0.40 \times 0.30 \times 1.50 = 0.18 \text{ m}^3$$

Se observa que este es mayor que 0.03 m³, lo que significa que hay capacidad suficiente.

Comparando longitudes:

- Asumido inicialmente: $L = 3.00 \text{ m}$
- Según verificación: $L = 1.50 \text{ m}$

Finalmente, por economía utilizamos: $L = 1.50 \text{ m}$

Altura total a la salida del desarenador:

Para facilitar el lavado en el fondo del desarenador se le dará una pendiente de 2% desde el final de la longitud de transición. Luego, la diferencia de altura entre la entrada y salida del desarenador será:

$$\Delta h = L \times \frac{S}{100} = 1.50 \times \frac{2}{100} = 0.03 \text{ m}$$

Finalmente, la altura total a la salida del desarenador será:

$$H_t = H + \Delta h = 0.30 + 0.03 = 0.33 \text{ m}$$

Las dimensiones totales y finales del desarenador se muestran en los anexos.

c) Diseño del vertedero:

De la Fig.13, $h_{m\acute{a}x}$ es la Altura del canal $h_{canal} = 0.30 \text{ m}$ asumido para el diseño del desarenador, la misma que representa:

$$h_{m\acute{a}x} = h_{canal} = y + a + h_{arena}$$

Del cual despejamos la altura Y:

$$y = h_{canal} - a - h_{arena}$$

Donde “a” es la altura de agua residual que pasa por encima de la cresta del vertedero. Se recomienda valores entre 2.5 cm a 10 cm (0.025m a 0.10m) para líquidos cloacales”.

La altura h_{arena} , es la altura del sedimento al final del desarenador. Asumiendo: $a = 0.025 \text{ m}$ y $h_{arena} = 0.10 \text{ m}$, entonces:

$$y = 0.30 - 0.025 - 0.10 = 0.18 \text{ m}$$

La ecuación que rige a este tipo de vertedero es:

$$W_s = \frac{Q_{Vertedero}}{2\sqrt{2ag} \left(y + \frac{2}{3}a \right)}$$

Donde $Q_{Vertedero}$ es determinado por la siguiente expresión:

$$Q_{Vertedero} = 1.84BH^{2/3} = 1.84 \times 0.40 \times 0.30^{2/3} = 0.33 \text{ m}^3/\text{seg}$$

El ancho de la abertura en la base del vertedero es $b=2W_s$, luego, reemplazando datos:

$$W_s = \frac{0.33}{2\sqrt{2} \times 0.025 \times 9.81 \left(0.10 + \frac{2}{3} \times 0.025\right)} = 0.04 \text{ m}$$

Por consiguiente: $b = 2W_s = 0.04 \times 2 = 0.08 \text{ m} = 8.00 \text{ cm}$

Se determina la forma de las paredes del vertedero con:

$$x = b \times \left(1 - \frac{2}{\pi} \times \arctg \sqrt{\frac{y}{a}}\right)$$

Con lo cual se obtienen las coordenadas para su construcción:

Tabla 22
Coordenadas para forma del vertedero

X (m)	Y (m)
0.080	0.00
0.040	0.03
0.029	0.06
0.024	0.10
0.020	0.15
0.017	0.20
0.016	0.25
0.014	0.30
0.013	0.35
0.012	0.40

c) Diseño del Tanque Imhoff:

Con el procedimiento indicado en el ítem 3.3.3 se ha preparado una hoja de cálculo en Excel para facilitar el recalcu, cuando no se cumple con las restricciones y parámetros recomendados.

A PARAMETROS DE DISEÑO:

A.01 Población actual	= 1,997 habitantes
A.02 Tasa de crecimiento (%)	= 1.03 %
A.03 Periodo de diseño (años)	= 22 años
A.04 Población futura	= 2,450 habitantes
A.05 Dotación de agua, l/(hab x día)	= 80 lt/hab/día
A.06 % de contribución al alcantarillado	= 0.80 %
A.07 Altitud promedio, msnm	= 2,250 m.s.n.m.
A.08 Temperatura mes más frío, en °C	= 20 °C

- A.09 Carga superficial (Cs) = 1.00 m³/(m² x h)
- A.10 Periodo de retención hidráulica “R” = 1.50 horas (Recomendado de 1.5 a 2.5 horas)
- A.11 Borde libre (mínimo recomendado 0.30 m) = 0.30 m
- A.12 Volumen de digestión, l/hab a 15°C = 172 lt/hab
- A.13 Relación L/B (teórico) = 4.60 (Recomendado mayor a 3)
- A.14 Espaciamiento libre de la pared del digestor
al sedimentador = 1.50 m (Mínimo 1.00 m)
- A.15 Ángulo en fondo del sedimentador = 50° = 0.8727rad (Recomendado entre 50°-60°)
- A.16 Distancia del fondo del sedimentador a la altura máxima de lodos (zona neutra) se
recomienda como mínimo 0.50 m = 0.50 m

Tabla 23:

TEMPERATURA °C	TIEMPO DE DIGESTION DE LODOS (días)	FACTOR DE CAPACIDAD RELATIVA
5	110	2.0
10	76	1.4
15	55	1.0
20	40	0.7
25	30	0.5

- A.17 Factor de capacidad relativa a 20°C = 0.70
(Según la tabla)
- A.18 Espesor de muros del sedimentador = 0.25 m
- A.19 Inclinación de tolva en digestor
(Recomendado entre 15° y 30°) = 15° = 0.2618 rad
- A.20 Número de troncos pirámide en largo = 1 unidad
- A.21 Número de troncos de pirámide en el ancho = 1 unidad
- A.22 Altura de lodos en digestor (mín. 1.80 m) = 1.50 m

B RESULTADOS:

- B.01 Caudal de diseño Qp = 157 m³/día
- B.02 Área del sedimentador = 6.53 m²
- B.03 Volumen del sedimentador = 9.80 m³
- B.04 Ancho de la zona de sedimentación (B) = 1.20 m
- B.05 Largo zona de sedimentación (L) = 5.50 m L/B = 4.60 (debe estar entre 3 a 10)
- B.06 Prof. de la zona de sedimentación (H) = 1.50 m
- B.07 Altura del fondo del sedimentador = 0.72 m
- B.08 Altura total sedimentador = 2.52 m
- B.09 Volumen de digestión requerido = 120.05 m³
- B.10 Ancho tanque Imhoff (Bim) = 4.70 m L/Bim = 1.17 debe ser mayor a 1
- B.11 Volumen de lodos en el digestor = 47.08 m³
- B.12 Superficie libre (mínimo 30%) = 30%
- B.13 Altura del fondo del digestor = 0.63 m
- B.14 Altura total tanque Imhoff = 5.14 m

Tabla 24:

DEL PROYECTISTA (SEDIMENTADOR)	
L = 4.00	L/B = 4.00
B = 1.00	

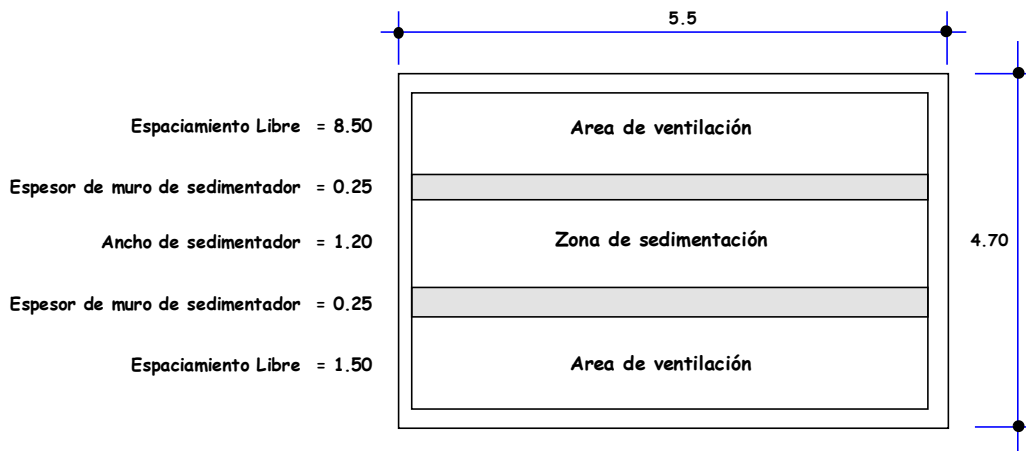


Fig. 50: Dimensiones de la planta del tanque Imhoff

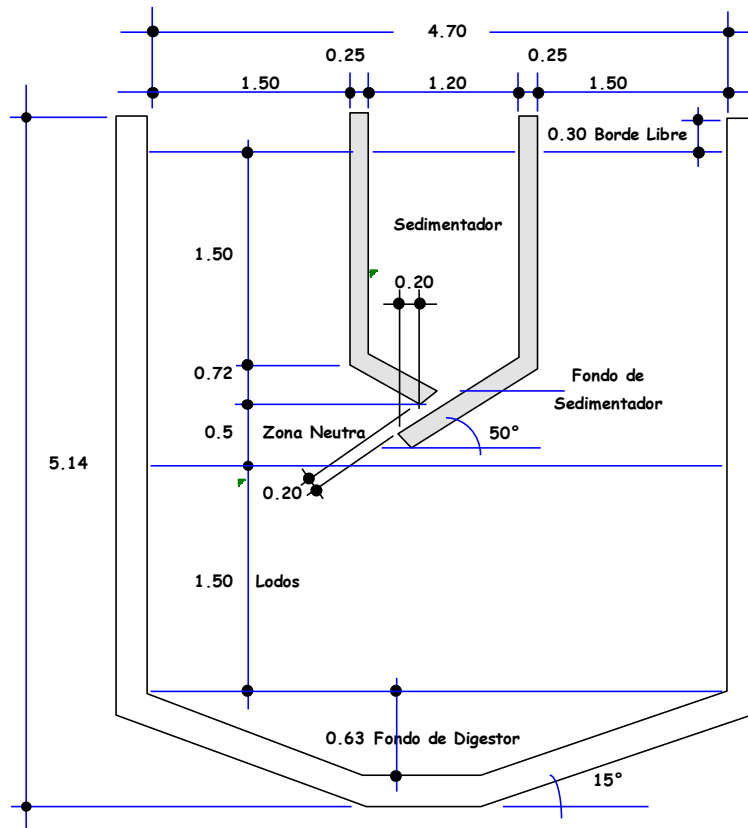


Fig. 51: Dimensiones de las alturas del tanque Imhoff

Los planos de la estructura diseñada se muestran en los anexos.

Procedimiento de operación

Al entrar en funcionamiento, un tanque Imhoff debe cebarse para poner en marcha el proceso de digestión. Esto se hace utilizando lodos digeridos de otro tanque, o a falta de éstos, materia nutritiva, tal como unas cuantas paladas de abono o estiércol. Puede

desarrollarse una espuma o nata excesiva, como resultado de condiciones ácidas, teniéndose que usar medios correctores, como adiciones de cal en poca cantidad, a fin de ajustar así el pH hasta el punto neutro. En su funcionamiento normal, un tanque Imhoff debe ser vigilado diariamente, aunque para hacerlo no exija mucho trabajo en su manejo ni muchas herramientas. Al subir los gases para salir por las ventosas, llevan algunos sólidos a la superficie, y pueden formar espuma o nata gruesa flotante. Los gases pueden levantar las masas flotantes aun hasta rebosar las paredes, estorbando así el paso normal de ellos, haciendo que pasen hacia arriba a través de la ranura de las cámaras de sedimentación, se vuelven sépticos, a menos que sean removidos. Sin embargo, pueden prevenirse la mayoría de las dificultades o mal funcionamiento del tanque por medios sencillos. La espuma o nata se dispersa u obliga a bajar por medios de chorros de agua con manguera, y los sólidos de la cámara de sedimentación se obligan a bajar utilizando una cadena pesada, suelta, de rastreo. Hay que conocer el nivel de los lodos de cuando en cuando, para lo cual se usa un palo y placa o una bomba de mano con manguera, para mantener este nivel bajo control, sacando mensualmente los lodos digeridos, o cuando se requiera, para obtener buen resultado. Los lodos se descargan sobre lechos de arena para secarlos.

d) Diseño del lecho de secado de lodos:

“Los lechos de secado de lodos son generalmente el método más simple y económico para deshidratar los lodos estabilizados (lodos digeridos), lo cual resulta ideal para pequeñas comunidades. Pueden ser construidos de mampostería, de concreto o de tierra (con diques), con profundidad total útil de 50 a 60 cm. El ancho de los lechos de secado es generalmente de 3 a 6 m, pero para instalaciones grandes pueden sobrepasar los 10 m.

El medio de drenaje es generalmente de 0.30m de espesor y deberá tener los siguientes componentes:

- El medio de soporte recomendado está constituido por una capa de 0.15m formada por ladrillos colocados sobre el medio filtrante, con una separación de 0.02 a 0.03m llena de arena.
- La arena es el medio filtrante y deberá tener un tamaño efectivo de 0.3 a 1.3 mm
- Debajo de la arena se deberá colocar un estrato de grava graduada hasta 0.20m de espesor.

- Carga de sólidos que ingresa al sedimentador C (kg de SS/día).

Cálculo de la carga de sólidos: (C)

Se estima mediante la ecuación:

$$C = 0.0854Q \times SS$$

Dónde:

- C = Carga de sólidos que ingresa al sedimentador (kg de SS/día)
- Q = Caudal promedio de aguas residuales ($Q_{Emisor} = 0.0004874$ m³/seg)
- SS = Sólidos en suspensión en el agua residual cruda (kg/l).

Sin embargo, también se puede estimar en función de la población por la contribución per cápita (gr de SS/hab x día) según la siguiente expresión:

$$C = \frac{\text{Población} \times \text{Contribución per cápita}}{1000} \text{ (gr. SS/hab} \times \text{día)}$$

La norma OS.090 del RNE, especifica que esta contribución per cápita, para comunidades pequeñas, sin sistema de alcantarillado como en este caso, se puede optar por 90 gr. SS/hab x día, obtenida de la Tabla 13. Luego, en la formula anterior:

$$C = \frac{2,450 \text{ hab} \times 90 \text{ gr}/(\text{hab} \times \text{día})}{1000} = 220.50 \text{ kg. SS/hab} \times \text{día}$$

Masa de sólidos que conforman los lodos (M_{sd})

Se expresa en kg. SS/día, según la siguiente ecuación:

$$M_{sd} = (0.5 \times 0.7 \times 0.5 \times C) + (0.5 \times 0.3 \times C)$$

Donde “C” es la carga de sólidos calculada anteriormente, luego:

$$M_{sd} = (0.5 \times 0.7 \times 0.5 \times 220.50) + (0.5 \times 0.3 \times 220.50) = 71.66 \text{ kg. SS/día}$$

Volumen diario de lodos digeridos (V_{ld}):

Se determina por:

$$V_{ld} = \frac{M_{sd}}{\rho_{lodo} \times (\% \text{ de sólidos}/100)}$$

Dónde:

- M_{sd} = Masa de sólidos que conforman los lodos (kg. SS/día)
- ρ_{lodo} = Densidad de los lodos (1.03 a 1.04 kg/l)
- $\% \text{ de sólidos}$ = % de sólidos contenidos en el lodo (8 a 12%)

Asumiendo $\rho=1.04$ kg/l y $\% = 12\%$, en la expresión anterior:

$$V_{ld} = \frac{71.66}{1.04 \times (12\%/100)} = 574.22 \text{ lt/día}$$

Rendimiento volumétrico del digestor: (R_d)

Para este fin usaremos el volumen de lodos del digestor calculado para el diseño del tanque Imhoff, 37.29 m³ y la población de diseño, 1,109 hab.

$$R_d = \frac{\text{Volúmen de lodos en el digestor}}{\text{Población de diseño}} = \frac{71.66}{2,450} = 0.019 \text{ m}^3/\text{hab}$$

Área unitaria del Lecho de Secado requerida, por habitante: (A_u)

“Este requisito de área debe verificarse para una carga superficial anual de sólidos aplicado al lecho de secado, la cual debe estar entre 120 y 200 kg. SS/m² x año, para tratamientos primarios, según la norma OS.090.

Para este caso se asume que el número de aplicaciones (N_a) del lecho de secado es de 1 año y la profundidad de aplicación H_a , varía entre 0.20 a 0.40 m”. Luego, asumiendo una profundidad de 0.40 m, obtenemos:

$$A_u = \frac{R_d}{N_a \times H_a} = \frac{0.019}{1 \times 0.40} = 0.048 \text{ m}^2/\text{hab}$$

Área mínima del Lecho de Secado: (A_{LS})

$$A_{LS} = A_u \times \text{Población de diseño} = 0.048 \times 2,450 = 117.60 \text{ m}^2$$

Verificando la carga superficial anual de sólidos: (C_{sa})

Esta carga debe estar comprendida en la Tabla 14. Para un tratamiento primario, la carga superficial anual debe estar entre 120 a 200 kg. SS/m² x año”, luego calculamos la carga para verificar que el área unitaria del lecho de secado requerida por habitante es la correcta:

$$C_{SA} = \frac{M_{sd} \times 365}{A_{LS}} = \frac{71.66 \times 365}{117.60} = 222.40 \text{ kg. SS/m}^2 \times \text{año}$$

Dimensiones del lecho de secado:

El ancho esta generalmente entre 3 y 6 m, pero para instalaciones grandes puede sobrepasar los 10 m. Luego, asumiendo un ancho $A = 8.00$ m, se obtiene:

$$L = \frac{A_{LS}}{A} = \frac{117.60}{8.00} = 14.70 \text{ m}$$

Finalmente se asume:

- $A = 8.00$ m
- $L = 14.70$ m
- $H_a = 0.40$ m

El detalle del lecho de secado se muestra en los planos que se adjuntan en los anexos.

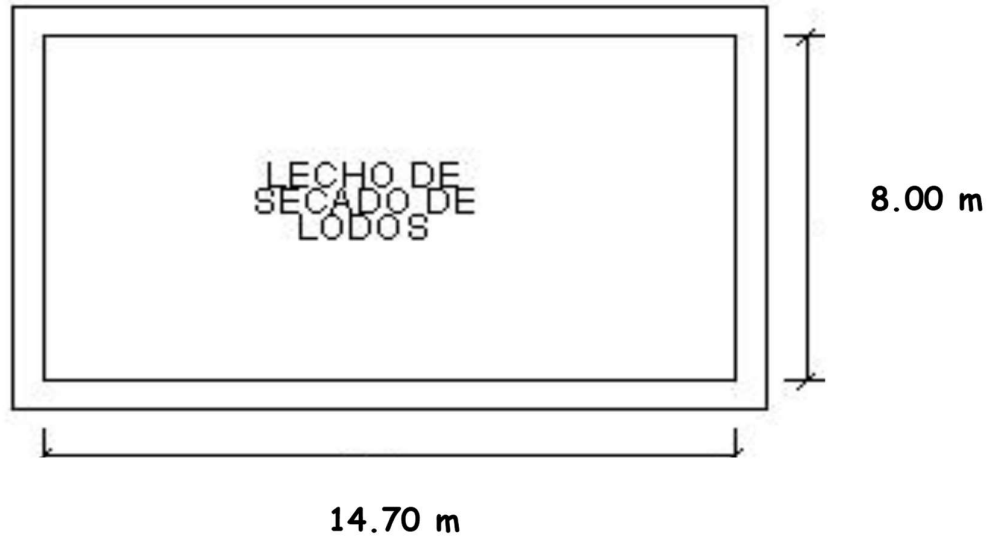


Fig. 52: Dimensiones de la planta del lecho de secado

5.4 DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Evaluación del cumplimiento de objetivos

El cumplimiento del **objetivo principal**, se ha logrado al haberse realizado la evaluación de la zona mediante los diversos estudios de campo, determinarse las dimensiones y características hidráulicas del sistema del saneamiento básico (red de alcantarillado y planta de tratamiento de aguas residuales) mediante el diseño integral de todo el sistema y la ejecución del proyecto con el cual se mejoraría la calidad de vida de los pobladores del centro poblado respecto al tema de salubridad.

De hecho, su ejecución influenciaría sobre aspectos relacionados con el tiempo, cuyos efectos no son inmediatos como:

- a) La reducción de enfermedades relacionadas con la falta de saneamiento básico: Cuando se ejecuten las obras propuestas y la red empiece a funcionar, se producirá un impacto en la calidad de vida de los habitantes beneficiarios, de efecto no inmediato, cuando se muestren cambios en las estadísticas de casos de enfermedades relacionadas con la falta de saneamiento. Estos mostrarán reducción en los niveles de ocurrencias.
- b) La remodelación de las instalaciones interiores en las viviendas: El cambio del sistema de recolección de aguas residuales, implicará que las instalaciones interiores de las viviendas deban remodelarse para adaptarse al sistema de conexiones domiciliarias.

- c) La generación de nuevos hábitos de higiene personal y uso del agua: Estos cambios influirán sobre las costumbres de los habitantes relativas al uso de letrinas, adquiriendo nuevos hábitos de higiene personal.

En cuanto al cumplimiento de los **objetivos específicos** que están relacionados con el diseño integral y el desarrollo de sus indicadores :

- a) Los diámetros de la red de alcantarillado, tanto de la red colectora como de la tubería emisora, se determinaron para llevar el flujo de diseño determinado en el capítulo IV, ítem 4.2.3 Caudal de Diseño, donde la red colectora se diseñó para un caudal de 4.784 lt/seg (el 80% del caudal medio horario) y la tubería emisora de diseño para un caudal de 8.00 lt/seg, considerando los aportes por contribución de excretas y por infiltración de lluvias a través de los buzones.
- b) El estudio topográfico determinó la configuración en planta y perfil de la red de alcantarillado, considerando la distribución de las manzanas y las pendientes de las calles, obteniéndose una longitud total de 1801.51 m de tuberías. Asimismo facilitó la ubicación más adecuada para la planta de tratamiento de aguas residuales, al sureste del centro poblado a una distancia de 600m.
- c) El tamaño de la población futura ha influido en el diseño de la red de alcantarillado y planta de tratamiento de aguas residuales, ya que determina el caudal de aporte al sistema total. El tamaño de dicha población se calculó en 2,450 habitantes al año 2040.

$$\Rightarrow 8.99 > 0.05$$

$$\mathbf{n \times q > 0.05}$$

$$\Rightarrow 100 \times 0.9101 > 0.05$$

$$\Rightarrow 91.01 > 0.05$$

$$B = (100, 0.0899) \Rightarrow N(p, z)$$

Para:

$$z = \sqrt{n \times p \times q}$$

$$\Rightarrow N(100 \times 0.0899; \sqrt{100 \times 0.9101 \times 0.0899})$$

$$N = (0.0899, 2.86)$$

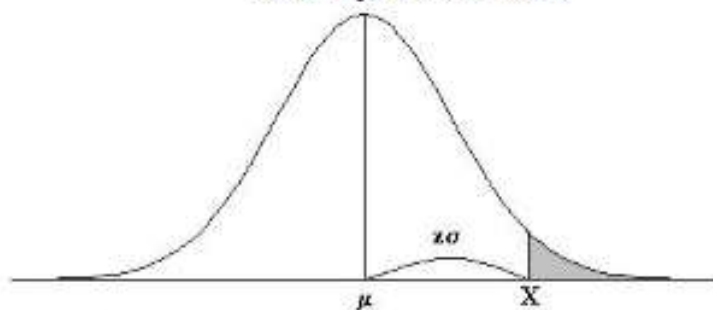
En la figura siguiente, se debe buscar $Z=2.86$, pero siendo cercano a 2.9 se asume este valor. Luego con un intervalo de confianza de 0.05, se obtiene 0.0016, Luego:

$$p = 100 - 2.86 = 97.14\%$$

Como se observa P cae dentro del área de aceptación en el área de la curva de distribución normal, por lo tanto, existe 97.14% de certeza que la tasa de EDAS se reduzcan al 19.11% cuando el sistema esté en pleno funcionamiento.

En consecuencia, la hipótesis se considera VERDADERA, desde el punto de vista estadístico ya que confirmaría la mejora de la calidad de vida de la población del C.P. Pumaránra cuando la obra esté ejecutada y empiece a funcionar.

Áreas bajo la curva normal



Ejemplo:

$$Z = \frac{X - \mu}{\sigma}$$

$$P[Z > 1] = 0.1587$$

$$P[Z > 1.96] = 0.0250$$

Dev. normal x	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
0.0	0.5000	0.4960	0.4920	0.4880	0.4840	0.4801	0.4761	0.4721	0.4681	0.4641
0.1	0.4602	0.4562	0.4522	0.4483	0.4443	0.4404	0.4364	0.4325	0.4286	0.4247
0.2	0.4207	0.4168	0.4129	0.4090	0.4052	0.4013	0.3974	0.3936	0.3897	0.3859
0.3	0.3821	0.3783	0.3745	0.3707	0.3669	0.3632	0.3594	0.3557	0.3520	0.3483
0.4	0.3446	0.3409	0.3372	0.3336	0.3300	0.3264	0.3228	0.3192	0.3156	0.3121
0.5	0.3085	0.3050	0.3015	0.2981	0.2946	0.2912	0.2877	0.2843	0.2810	0.2776
0.6	0.2743	0.2709	0.2676	0.2643	0.2611	0.2578	0.2546	0.2514	0.2483	0.2451
0.7	0.2420	0.2389	0.2358	0.2327	0.2296	0.2266	0.2236	0.2206	0.2177	0.2148
0.8	0.2119	0.2090	0.2061	0.2033	0.2005	0.1977	0.1949	0.1922	0.1894	0.1867
0.9	0.1841	0.1814	0.1788	0.1762	0.1736	0.1711	0.1685	0.1660	0.1635	0.1611
1.0	0.1587	0.1562	0.1539	0.1515	0.1492	0.1469	0.1446	0.1423	0.1401	0.1379
1.1	0.1357	0.1335	0.1314	0.1292	0.1271	0.1251	0.1230	0.1210	0.1190	0.1170
1.2	0.1151	0.1131	0.1112	0.1093	0.1075	0.1056	0.1038	0.1020	0.1003	0.0985
1.3	0.0968	0.0951	0.0934	0.0918	0.0901	0.0885	0.0869	0.0853	0.0838	0.0823
1.4	0.0808	0.0793	0.0778	0.0764	0.0749	0.0735	0.0721	0.0708	0.0694	0.0681
1.5	0.0668	0.0655	0.0643	0.0630	0.0618	0.0606	0.0594	0.0582	0.0571	0.0559
1.6	0.0548	0.0537	0.0526	0.0516	0.0506	0.0496	0.0485	0.0475	0.0466	0.0455
1.7	0.0446	0.0436	0.0427	0.0418	0.0409	0.0401	0.0392	0.0384	0.0375	0.0367
1.8	0.0359	0.0351	0.0344	0.0336	0.0329	0.0322	0.0314	0.0307	0.0301	0.0294
1.9	0.0287	0.0281	0.0274	0.0268	0.0262	0.0256	0.0250	0.0244	0.0239	0.0233
2.0	0.0228	0.0222	0.0217	0.0212	0.0207	0.0202	0.0197	0.0192	0.0188	0.0183
2.1	0.0179	0.0174	0.0170	0.0166	0.0162	0.0158	0.0154	0.0150	0.0146	0.0143
2.2	0.0139	0.0136	0.0132	0.0129	0.0125	0.0122	0.0119	0.0116	0.0113	0.0110
2.3	0.0107	0.0104	0.0102	0.0099	0.0096	0.0094	0.0091	0.0089	0.0087	0.0084
2.4	0.0082	0.0080	0.0078	0.0075	0.0073	0.0071	0.0069	0.0068	0.0066	0.0064
2.5	0.0062	0.0060	0.0059	0.0057	0.0055	0.0054	0.0052	0.0051	0.0049	0.0048
2.6	0.0047	0.0045	0.0044	0.0043	0.0041	0.0040	0.0039	0.0038	0.0037	0.0036
2.7	0.0035	0.0034	0.0033	0.0032	0.0031	0.0030	0.0029	0.0028	0.0027	0.0026
2.8	0.0026	0.0025	0.0024	0.0023	0.0023	0.0022	0.0021	0.0021	0.0020	0.0019
2.9	0.0019	0.0018	0.0018	0.0017	0.0016	0.0016	0.0015	0.0015	0.0014	0.0014
3.0	0.0013	0.0013	0.0013	0.0012	0.0012	0.0011	0.0011	0.0011	0.0010	0.0010

Fig. 53: Tabla de distribución normal

Fuente: <https://seactuario.com>

CONCLUSIONES

- a) Según lo expresado en el capítulo VI el cumplimiento de la hipótesis se ha verificado estadísticamente con un grado de confianza del 95% cuando la obra esté ejecutada y en funcionamiento.
- b) Se ha cumplido con los objetivos secundarios al haberse realizado el análisis de la situación física y social de la zona del proyecto que ha servido para realizar el diseño integral del saneamiento básico para el C.P. Pumararra.
- c) El estudio topográfico determinó el emplazamiento adecuado para planta de tratamiento, al noroeste del centro poblado, a una distancia aproximada de 600 m, indicado en los planos topográficos.
- d) Las metas específicas se lograron al haberse realizado el análisis de las condiciones físicas y sociales del lugar del proyecto que han permitido realizar el diseño integral y el desarrollo de sus indicadores.

RECOMENDACIONES

- a) Ejecutar el proyecto para influir en la calidad de vida de la población del C.P. Pumarana dentro del período de diseño propuesto.
- b) Desarrollar el cálculo estructural de las obras del sistema según las dimensiones hidráulicas calculadas.
- c) Monitorear la ocurrencia de casos de enfermedades relacionadas con la falta de saneamiento básico en la zona que confirme la mejora de la calidad de vida de los pobladores del C.P. Pumarana.

FUENTES DE INFORMACIÓN

1. CHOEZ, H. y ZAMBRANO, L. (2017). Tesis de titulación: *“Estudio y diseño de los sistemas de agua potable y alcantarillado sanitario de la lotización 19 de diciembre, del Cantón Jipijapa”*. Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí. Pp. 89. Ecuador.
2. OLIVARI, O. y CASTRO, R. (2008). Tesis de titulación: *“Diseño del sistema de abastecimiento de agua y alcantarillado del centro poblado Cruz de Médano-Lambayeque”*. Universidad Ricardo Palma, Facultad de Ingeniería Civil. Pp. 263-265. Lima.
3. DIAZ, C. (2016). Tesis de titulación: *“Evaluación del mejoramiento de los sistemas de agua potable en el distrito de Ica durante el año 2016”*. Universidad Alas Peruanas, Facultad de Ingeniería y Arquitectura-Escuela de Ingeniería Civil. Ica-Perú.
4. MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCION Y SANEAMIENTO (2018). RM-192-2018: *“Norma Técnica de Diseño: Opciones Tecnológicas para Sistemas de Saneamiento en el Ámbito Rural”*. Pp. 30-135. Lima-Perú: El Peruano, 2018.
5. MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO (2006). *“Norma OS.50”*. Lima-Perú: El Peruano, 2006.
6. MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO (2006). *“Norma OS.100”*. Lima-Perú: El Peruano, 2006.
7. MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO (2006). *“Norma OS.90”*. Lima-Perú: El Peruano, 2006.
8. ANA (2010). Manual: *“Criterios de diseños de obras de hidráulicas para la formulación de proyectos hidráulicos multisectoriales y de afianzamiento”*. Lima-Perú. 2010
9. MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCION Y SANEAMIENTO (2006). *“Reglamento Nacional de Edificaciones”*. Lima-Perú: El Peruano, 2006.
10. ORGANIZACIÓN PANAMERICANA DE LA SALUD (OPS). CEPIS. 1997. *“Guía para el diseño de tecnologías de alcantarillado”*. 73 pág.

11. ORGANIZACIÓN PANAMERICANA DE LA SALUD (OPS). CEPIS. 1997. *“Guía para diseño de Desarenadores y Sedimentadores”*. 72 pág.
12. León, M. J. F. A. (2000). *“Hidráulica de las conducciones libres”* (pp. 87-98, 194-278, 411-439, 674-676). Tomos I y II. La Habana: Ministerio de Educación Superior.
13. RIVAS, G.. *“Tratamiento de aguas residuales”*. 2º Edición. Ediciones Vega. Caracas-Venezuela, (1978).

ANEXOS

PANEL FOTOGRÁFICO

Foto 01
C.P. PUMARANRA



Fuente: Elaboración propia

PLANOS