

Universidad Católica de Santa María
Facultad de Arquitectura e Ingeniería civil y del
Ambiente
Escuela Profesional de Ingeniería Civil



CÁLCULO, DISEÑO Y EVALUACIÓN DE RIESGOS DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO EN LA ASOCIACIÓN DE VIVIENDA SEÑOR DE LOS MILAGROS Y VILLA HERMOSA, EN EL ANEXO YURAMAYO 4TA PAMPA, DISTRITO DE VITOR - AREQUIPA – AREQUIPA

Tesis presentado por el bachiller:

Gonzales Arce, Daniel Mario

Para optar el Título profesional de

Ingeniero Civil

Asesor:

Mg. Arroyo Ambia Arturo Félix

Arequipa – Perú
2020

UCSM-ERP

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA
INGENIERIA CIVIL
DICTAMEN APROBACIÓN DE BORRADOR DE TESIS

Arequipa, 27 de Noviembre del 2020

Dictamen: 000648-C-EPIC-2020

Visto el borrador de tesis del expediente 000648, presentado por:

2001245691 - GONZALES ARCE DANIEL MARIO

Titulado:

**CALCULO, DISEÑO Y EVALUACIÓN DE RIESGOS DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE Y
ALCANTARILLADO EN LA ASOCIACIÓN DE VIVIENDA SEÑOR DE LOS MILAGROS Y VILLA
HERMOSA, EN EL ANEXO YURAMAYO 4TA PAMPA, DISTRITO DE VITOR - AREQUIPA
AREQUIPA**

Nuestro dictamen es:

APROBADO

**1783 - HIDALGO VALDIVIA ALEJANDRO VICTOR
DICTAMINADOR**



**1950 - ARROYO AMBIA ARTURO FELIX
DICTAMINADOR**



**2592 - RENDON DAVILA VICTOR OSCAR
DICTAMINADOR**



Dedicatorias

*A Dios, es tan inmenso su amor que no existen imposibles, gracias por darme paciencia,
sabiduría e inteligencia en todo momento para afrontar este gran proyecto.*

*A mis amados Madre, Padre y hermanos, quienes son fuente y estímulo de mi constante
esfuerzo por mejorar cada día más.*



Agradecimiento

Agradecer a mi Padre Mario Gonzales Rivera y mi madre María Rosa Arce de Gonzales por su constante orientación sus valiosos comentarios y sugerencias en cada una de las etapas de la tesis. Su apoyo incondicional ha dejado huella, una experiencia vivida que formara parte de un recuerdo que no olvidare.

Jhonathan Javier Gonzales Arce, aprendí de ti permanentemente, tus consejos, esos ánimos para superar los fracasos, derrotas y desilusiones han de conmemorar el más sutil encuentro que me transporta a manifestar mi aprecio. Sin duda alguna tu ayuda es fundamental esto no hubiese sido posible de una u otra manera, espero estés a mi lado siempre hermano.

Romanesa F. Gonzales Arce, tan honesta y sincera hermana querida, tus consejos y pautas me enseñaron a tener conciencia de lo valioso que significa la responsabilidad y demostrarlo de manera palpable en este trabajo de investigación.

Michell C. Gonzales Arce, ese abrazo cuando la tristeza llega recordando el ayer, la inquietud, ese gesto tan sencillo. Sé que volveremos a sonreír, caminaremos por encima de todos los obstáculos. Tú que me has enseñado, me has aconsejado que la adversidad no es impedimento, que no hay razón para rendirme, gracias hermano querido.

RESUMEN

El siguiente trabajo de investigación tiene como principal objetivo realizar el **CÁLCULO, DISEÑO Y EVALUACIÓN DE RIESGOS DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO EN LA ASOCIACIÓN DE VIVIENDA SEÑOR DE LOS MILAGROS Y VILLA HERMOSA, EN EL ANEXO YURAMAYO 4TA PAMPA, DISTRITO DE VITOR - AREQUIPA – AREQUIPA**, este estudio es relevante ya que las Asociaciones de vivienda Señor de los Milagros y Villa Hermosa son los Centros Poblados con mayor población del Distrito de Vitor que no cuentan con los servicios de agua potable y alcantarillado, motivo por el cual el estado ha comenzado a priorizar la elaboración de estudios definitivos para sistemas de agua potable y saneamiento sostenible a nivel nacional.

El presente estudio nos permite dar una solución ante la falta de abastecimiento de agua potable y alcantarillado sanitario para la evacuación de excretas, privando a la población de satisfacer sus necesidades más elementales.

Comprende el diseño del sistema de abastecimiento de agua potable y alcantarillado sanitario, el cual fue necesario tomar en cuenta la densidad poblacional, basándome al censo poblacional y catastro de viviendas realizado en la zona, la topografía del sector, además se consideró parámetros como: área de aportación, período de diseño, caudal, tasa de crecimiento, entre otros. Para complementar el diseño se utilizó el software libre WaterCAD especializado que permite una mayor confiabilidad en los resultados para redes de distribución de agua potable y cálculos manuales para el diseño hidráulico de red de alcantarillado, así mismo se complementa con el diseño de una planta de tratamiento de agua potable PTAP, en función al análisis físico-químico y bacteriológico del agua de la fuente, así como también el planteamiento de una planta de tratamiento de aguas residuales PTAR, teniendo en consideración el porcentaje de remoción de la carga orgánica para dar cumplimiento con las Ecas y LMP.

El proyecto está conformado por memorias de cálculo de diseño hidráulico, diseño sanitario, resultados de laboratorio para análisis de agua, análisis de riesgo, planos de arquitectura, estructuras e hidráulica para tener un panorama claro de lo que conlleva la ejecución satisfactoria del mismo y su funcionamiento.

Para realizar el diseño se empleó la Norma técnica: Opciones tecnológicas para sistemas de saneamiento en el Ámbito Rural del Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento, el cual se tuvo en consideración el algoritmo de selección de sistemas de agua potable para ámbito rural, además de las consideraciones de la Norma Boliviana NB688 para el diseño de redes de

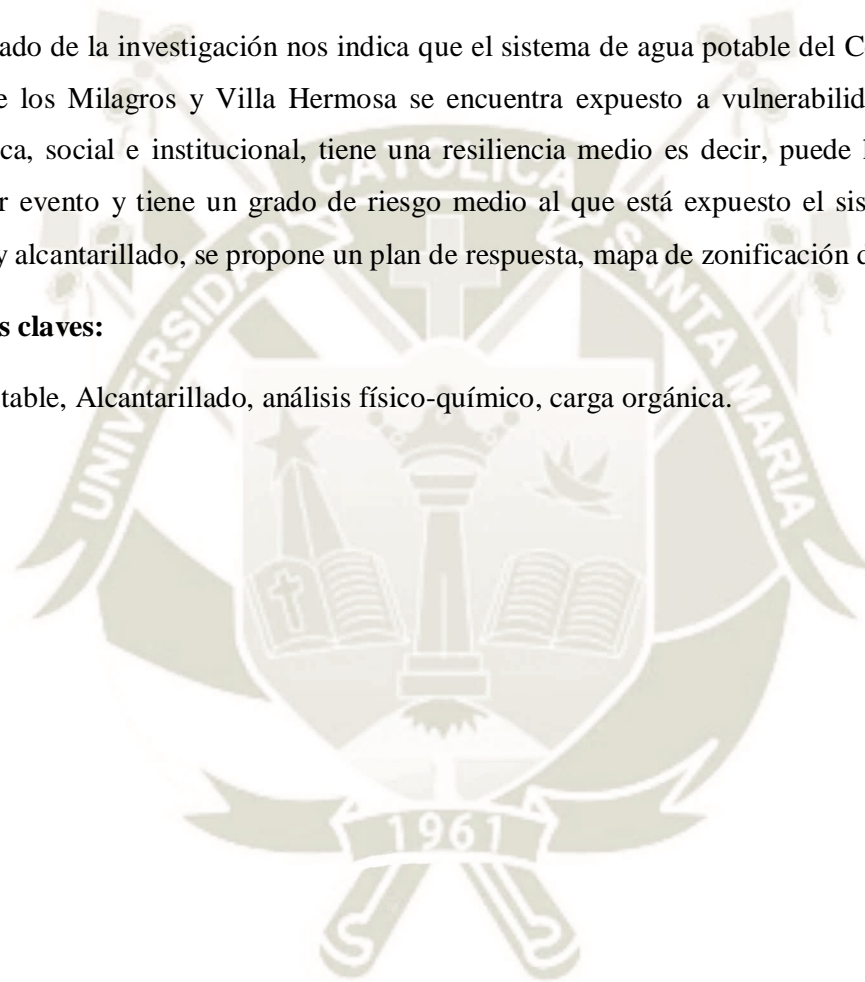
alcantarillado Sanitario.

Con respecto a la evaluación de riesgos y vulnerabilidad del proyecto, se siguió la metodología y las directrices sugeridas en El Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED). Además, los resultados se tomaron para la **EVALUACIÓN CUALITATIVA Y CUANTITATIVA**. Para empezar, se identificó los peligros, vulnerabilidades y el grado de riesgo., finalmente se desarrolla un plan de respuesta.

El resultado de la investigación nos indica que el sistema de agua potable del Centro Poblado Señor de los Milagros y Villa Hermosa se encuentra expuesto a vulnerabilidad ambiental, económica, social e institucional, tiene una resiliencia medio es decir, puede hacer frente a cualquier evento y tiene un grado de riesgo medio al que está expuesto el sistema de agua potable y alcantarillado, se propone un plan de respuesta, mapa de zonificación de peligros.

Palabras claves:

Agua Potable, Alcantarillado, análisis físico-químico, carga orgánica.



ABSTRACT

The following research work has as main objective the CALCULATION, DESIGN AND ASSESSMENT OF RISKS OF THE POTABLE AND SEWED WATER SYSTEM IN THE ASSOCIATION OF HOUSING LORD OF THE MIRACLES AND VILLA HERMOSA, IN THE ANNEX YURAMAYO 4th PAMPA, DISTRICT OF VITOR - VITOR AREA - VITOR - AREQUIPA, this study is relevant since the Lord of Miracles and Villa Hermosa Housing Associations are the Populated Centers with the largest population in the District of Vitor that do not have potable water and sewerage services, which is why the state has started to prioritize the preparation of definitive studies for drinking water and sustainable sanitation systems at the national level.

The present study allows us to provide a solution to the lack of drinking water supply and sanitary sewerage for excreta disposal, depriving the population of satisfying their most basic needs.

It includes the design of the drinking water supply system and sanitary sewerage, which was necessary to take into account the population density, based on the population census and housing cadastre carried out in the area, the topography of the sector, and parameters such as: area of contribution, design period, flow, growth rate, among others. To complement the design, the specialized free software WaterCAD was used, which allows greater reliability in the results for drinking water distribution networks and manual calculations for the hydraulic design of the sewerage network, as well as the design of a treatment plant. of drinking water PTAP, based on the physical-chemical and bacteriological analysis of the source water, as well as the proposal of a PTAR wastewater treatment plant, taking into consideration the percentage of removal of the organic load to comply with Ecas and LMP.

The project is made up of hydraulic design calculation memories, sanitary design, laboratory results for water analysis, risk analysis, architectural plans, structures and hydraulics to have a clear overview of what the successful execution of the project entails and its functioning.

To carry out the design, the technical standard was used: Technological options for sanitation systems in the Rural Area of the Ministry of housing, construction and sanitation, which took into consideration the algorithm for selecting potable water systems for rural areas, in addition to the considerations of Bolivian Standard NB688 for the design of Sanitary sewer networks.

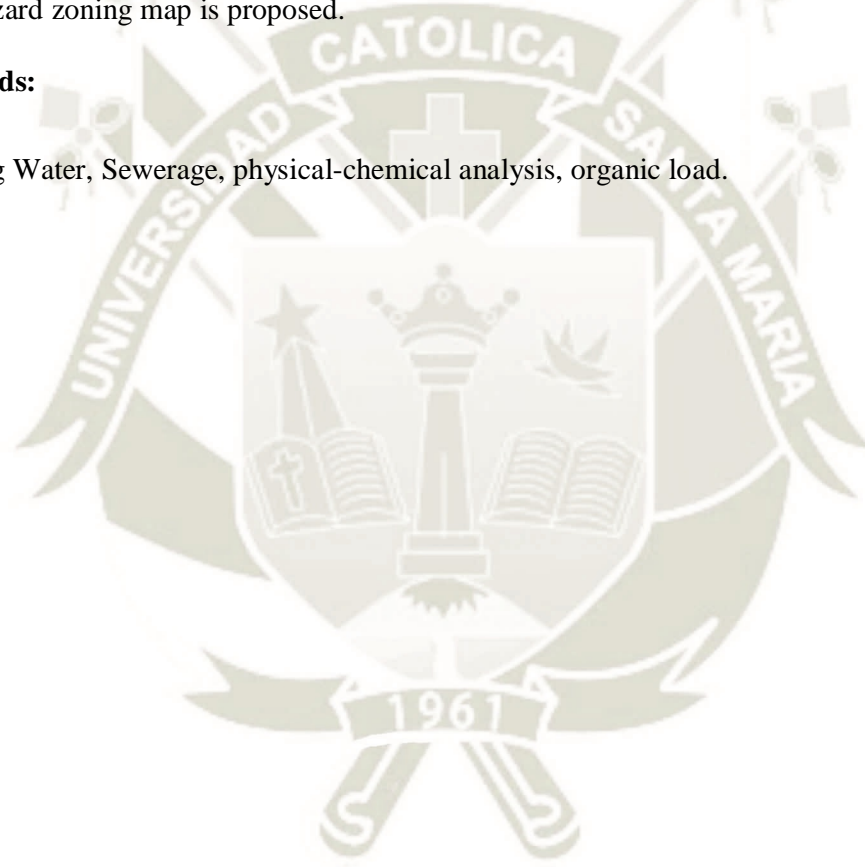
With regard to the risk and vulnerability assessment of the project, the methodology and

guidelines suggested in the National Center for Disaster Prevention (CENAPRED) were followed. In addition, the results were taken for the QUALITATIVE AND QUANTITATIVE EVALUATION. To begin with, the hazards, vulnerabilities and the degree of risk were identified. Finally, a response plan is developed.

The result of the investigation indicates that the potable water system of the Centro Poblado Lord of Miracles and Villa Hermosa is exposed to environmental, economic, social and institutional vulnerability, has a medium resilience that is, it can cope with any event and It has a medium degree of risk to which the potable water and sewerage system is exposed, a response plan, hazard zoning map is proposed.

Keywords:

Drinking Water, Sewerage, physical-chemical analysis, organic load.



INTRODUCCIÓN.

Una de las prioridades más importantes para el desarrollo social y económico de una población es la actividad vinculada a la educación, salud, seguridad, etc. Para ello, y tomando en cuenta los aspectos de salud y mejores condiciones de vida de los pobladores, se propuso un proyecto en el sector saneamiento que permita la creación de sistemas de abastecimiento de agua potable y saneamiento, en los centros poblados Señor de los Milagros y Villa Hermosa, capaz de satisfacer una de las necesidades más importantes para su desarrollo y salud. Como han demostrado la Organización Mundial de la Salud (OMS) y la Organización Panamericana de la Salud, esto también mejorará el medio ambiente y reducirá potencialmente el riesgo de enfermedades infecciosas y reducirá la morbilidad y la mortalidad infantil. Para técnicos y profesionales, existen pocos desafíos en el desarrollo de soluciones a través de proyectos de infraestructura de saneamiento básico en una economía sostenible.

De igual forma, como se mencionó en el taller sobre reducción de la vulnerabilidad de los sistemas de agua potable y saneamiento básico, el Plan de Acción 2005-2015 desarrollado en el marco de la Conferencia Mundial sobre Reducción de Desastres impulsada por Naciones Unidas (Kobe, Japón, 2005), se logró elaborar un plan de acción que sugiere a todas las zonas que se encuentren en puntos expuestos a amenazas naturales (sismo, huaycos, vientos, lluvia, etc). (Parraguez Chepe, 2018, pág. 4)

El análisis y la gestión de riesgos deben ser considerados durante las fases de planificación e implementación de los servicios de abastecimiento de agua para evitar riesgos innecesarios en el sistema mencionado anteriormente y hacer que los objetivos de desarrollo del Milenio relacionados con este sector sean inquebrantables. (Parraguez Chepe, 2018, pág. 4)

Se deberá considerar un análisis y gestión del riesgo en las etapas de planeación, así mismo la etapa de ejecución de los servicios de agua, evitando que se generen innecesariamente riesgos en el sistema ya mencionado, haciendo incansable la meta de desarrollo del milenio relacionado al sector

A partir del Decenio Internacional para la Reducción de Desastres (1990-1999), abogar por un nuevo método de desarrollo que priorice la reducción de las vulnerabilidades asociadas con los

desastres naturales (Perez Albela , 2006, pág. 6).

“La Estrategia de Yokoham plantea la prevención, mitigación, preparación y recuperación de desastres son cuatro elementos que contribuyen a la aplicación de políticas de desarrollo sostenible, incorporadas al sector agua y saneamiento” (Perez Albela , 2006, pág. 6).

En el Perú, la evaluación de la experiencia de los estados miembros frente al fenómeno del Niño (1997-1998) culmina con la tarea de la XI Reunión del Consejo Presidencial Andino CAF, apoya la creación y funcionamiento del denominado PREANDINO, con el propósito de "promover y apoyar" la iniciativa de Desarrollar políticas sectoriales para prevenir y mitigar riesgos. (Perez Albela , 2006, pág. 5)

El propósito de la investigación es el cálculo, diseño y evaluación hidráulica de la proyección de un sistema de abastecimiento de agua potable y alcantarillado, sobre centros poblados que carecen del servicio, y al que se encuentra expuesto ante peligros naturales, vulnerabilidad y riesgos de la zona. Con base en esta experiencia, verificamos ciertas tendencias que alertarán del deterioro de la infraestructura y su relación con los desastres naturales en la etapa de diseño del pronóstico en el contexto nacional.

ÍNDICE

<i>Dedicatorias</i>	iii
<i>Agradecimiento</i>	iv
RESUMEN.....	v
ABSTRACT.....	vii
INTRODUCCIÓN.....	ix
CAPÍTULO I.....	23
1. JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO.....	23
1.1 JUSTIFICACIÓN.....	23
1.1.1 Justificación Ingenieril.....	23
1.1.2 Justificación Social:.....	23
1.1.3 Justificación Económica:.....	23
1.1.4 Justificación en Seguridad:.....	23
CAPÍTULO II.....	24
2. RELEVAMIENTO Y ANALISIS CONTEXTUAL.....	24
2.1 DIAGNOSTICO SITUACIONAL.....	24
2.1.1 Característica de área de influencia.....	24
2.1.2 Descripción del sistema existente de agua potable.....	29
2.1.2.1 Fuente de Abastecimiento.....	30
2.1.2.2 Obras de Captación.....	30
2.1.2.3 Líneas de Conducción.....	31
2.1.2.4 Obras de Almacenamiento.....	31
2.1.2.5 Tratamiento del Agua.....	31
2.1.2.6 Redes de Distribución.....	31
2.1.2.7 Conexiones Prediales.....	31
2.1.3 Diagnóstico y pronóstico del sistema de agua potable existente.....	31
2.1.4 Descripción del sistema existente de alcantarillado.....	32
CAPÍTULO III.....	35
3.0 SUSTENTACIÓN TEÓRICO- CONCEPTUAL DE LA PROPUESTA.....	35
3.1 MARCO LEGAL.....	35
3.2 MARCO TEÓRICO.....	36
3.2.1 Concepto de análisis de vulnerabilidad.....	36
3.2.2 Concepto de plan de mitigación.....	36
3.2.2.1 Prevención.....	36
3.2.2.2 Mitigación.....	36
3.2.2.3 Reparación.....	36
3.2.2.4 Plan de emergencia.....	37
3.2.2.5 Respuesta (inmediata).....	37
3.2.2.6 Después del desastre (mediato).....	37
3.2.2.7 Rehabilitación.....	37
3.2.2.8 Reconstrucción.....	37
3.2.3 Amenazas naturales.....	37
3.2.3.1 Vientos.....	37
3.2.3.2 Terremotos o sismos.....	38
3.2.3.3 Deslizamientos.....	38
3.2.3.4 Inundaciones:.....	39
3.2.4 Amenazas relacionadas con el agua, el saneamiento y la higiene.....	39
3.2.4.1 Diarrea.....	39
3.2.4.2 Paludismo.....	39
3.2.4.3 Esquistosomiasis.....	40
3.2.4.4 Helmintiasis intestinales (escariases, tricuriasis, anquilostomiasis).....	40
3.2.4.5 Hepatitis A.....	40
3.2.4.6 Arsénico.....	40
3.2.5 Conceptos de análisis de riesgo.....	40
3.2.5.1 Riesgo.....	40
3.2.5.2 Estimación de Riesgo.....	40
3.2.5.3 Gestión del riesgo de desastres.....	41
3.2.5.4 Componentes de la gestión del riesgo de desastres.....	42
3.2.5.5 Proceso de las gestiones de riesgo de desastres.....	42
3.2.5.6 Análisis de riesgos.....	42
3.2.5.7 Estimación de Riesgo.....	43
3.2.5.8 Incorporación del análisis de riesgos en proyectos de agua.....	44
3.2.5.9 Importancia del análisis de riesgos en proyectos de agua.....	46
3.2.6 Peligro.....	47
3.2.6.1 Clasificación:.....	47

3.2.6.1.1	Peligros de origen natural.....	48
3.2.6.1.2	Peligros socio naturales.....	49
3.2.6.1.3	Peligros de origen tecnológico.....	50
3.2.6.2	Evaluación del Peligro	50
3.2.6.3	Análisis de peligro para proyectos de agua y alcantarillado	51
3.2.6.3.1	Análisis de peligros.....	51
3.2.7	Vulnerabilidad.....	52
3.2.7.1	Tipos de Vulnerabilidad	52
3.2.7.1.1	Vulnerabilidad física	52
3.2.7.1.2	Vulnerabilidad operativa	52
3.2.7.1.3	Vulnerabilidad organizativa	52
3.2.7.1.4	Vulnerabilidad cultural y socioeconómica.....	53
3.2.7.1.5	Vulnerabilidad ambiental	54
3.2.7.2	Análisis de vulnerabilidad	54
3.2.7.3	Evaluación de la Vulnerabilidad	54
3.2.8	Resiliencia.....	55
3.2.8.1	Análisis de resiliencia	55
3.2.8.2	Evaluación de Resiliencia	55
3.2.9	Sistema de abastecimiento de agua potable	56
3.2.9.1	Agua potable	56
3.2.9.2	Sistema de agua potable con tratamiento.....	56
3.2.9.2.1	Captación del tipo barraje fijo con canal de derivación	57
3.2.9.2.2	Línea de conducción	64
3.2.9.2.2.1	Línea de gradiente hidráulica (L.G.H.).....	67
3.2.9.2.2.2	Línea de gradiente estática	68
3.2.9.2.2.3	Línea de gradiente dinámica	69
3.2.9.2.2.4	Caudales de Diseño.....	70
3.2.9.2.2.5	Velocidades admisibles.....	70
3.2.9.2.2.6	Carga disponible	70
3.2.9.2.2.7	Gasto de diseño	70
3.2.9.2.2.8	Clases de tuberías	70
3.2.9.2.2.9	Diámetros.....	71
3.2.9.2.2.10	Válvulas de aire.....	71
3.2.9.2.2.11	Válvulas de purga.....	71
3.2.9.2.2.12	Pérdida de carga	72
3.2.9.2.2.13	Pérdida de carga unitaria	72
3.2.9.2.3	Planta de Tratamiento de Agua Potable (PTAP).....	74
3.2.9.2.3.1	Sedimentador.....	75
3.2.9.2.3.2	Pre filtro de grava	79
3.2.9.2.3.3	Filtro lento de arena	82
3.2.9.2.3.4	Lecho de secado	90
3.2.9.2.3.5	Cerco perimétrico	91
3.2.9.2.3.6	Obras Exteriores	92
3.2.9.2.4	Estación de bombeo.....	93
3.2.9.2.4.1	Volumen de la cámara de bombeo.....	94
3.2.9.2.4.2	Potencia del equipo de bombeo	97
3.2.9.2.4.3	Suministro Eléctrico	99
3.2.9.2.4.4	Línea de impulsión	99
3.2.9.2.5	Cisterna.....	102
3.2.9.2.5.1	Línea de impulsión	103
3.2.9.2.5.2	Línea de succión.....	103
3.2.9.2.6	Reservorio.....	104
3.2.9.2.6.1	Partes del reservorio:	105
3.2.9.2.6.2	Aspectos generales.....	105
3.2.9.2.6.3	Criterios de diseño.....	105
3.2.9.2.7	Sistema de desinfección	112
3.2.9.2.7.1	Desinfectantes empleados	112
3.2.9.2.7.2	Sistema de Desinfección por Goteo	113
3.2.9.2.8	Línea de aducción.....	114
3.2.9.2.8.1	Caudal de diseño.....	115
3.2.9.2.8.2	Carga estática y dinámica.....	115
3.2.9.2.9	Diámetros.....	116
3.2.9.2.9.1	La línea gradiente hidráulica (L.G.H.)	116
3.2.9.2.9.2	Pérdida de carga unitaria (hf)	116
3.2.9.2.9.3	Cálculo de diámetro de la tubería:	116
3.2.9.2.9.4	Presión.....	118
3.2.9.2.10	Redes de distribución.....	119

3.2.9.2.10.1 Aspectos Generales.....	120
3.2.9.2.10.2 Consideraciones del RNE.....	120
3.2.9.2.10.3 Diámetro mínimo.....	121
3.2.9.2.10.4 Velocidad.....	121
3.2.9.2.10.5 Presiones.....	121
3.2.9.2.10.6 Hidrantes.....	122
3.2.9.2.10.7 Ubicación de las tuberías.....	122
3.2.9.2.10.8 Simulación hidráulica.....	122
3.2.9.2.10.9 Zonas de Presión.....	123
3.2.9.2.10.10 Redesmalladas.....	123
3.2.9.2.10.11 Válvulasdepurga.....	125
3.2.9.2.11 Conexión domiciliaria.....	125
3.2.9.3 Sistema de alcantarillado sanitario.....	126
3.2.9.3.1 Alcantarillado sanitario.....	126
3.2.9.3.2 Criterios de diseño.....	127
3.2.9.3.2.1 Criterios hidráulicos para el dimensionamiento.....	127
3.2.9.3.2.2 Régimen hidráulico de escurrimiento en tuberías de desagües.....	127
3.2.9.3.2.3 Criterio de auto limpieza.....	128
3.2.9.3.2.4 Velocidades de auto limpieza.....	128
3.2.9.3.2.5 Lámina mínima.....	128
3.2.9.3.2.6 Tensión Tractiva.....	129
3.2.9.3.2.7 Caudales de aporte.....	130
3.2.9.3.2.8 Caudal medio diario de aguas residuales.....	131
3.2.9.3.2.9 Coeficiente de retorno (Cr).....	131
3.2.9.3.2.10 Consumo de agua potable (Dotación d).....	132
3.2.9.3.2.11 Población (P).....	132
3.2.9.3.2.12 Densidad de población (D).....	132
3.2.9.3.2.13 Área de drenaje (A).....	133
3.2.9.3.2.14 Caudal máximo horario de aguas residuales.....	133
3.2.9.3.2.15 Coeficiente de punta.....	133
3.2.9.3.2.16 Caudal mínimo de diseño.....	135
3.2.9.3.2.17 Caudal de conexiones erradas.....	136
3.2.9.3.2.18 Caudal de diseño.....	136
3.2.9.3.2.19 Caudal industrial.....	137
3.2.9.3.2.20 Caudal comercial.....	137
3.2.9.3.2.21 Caudal institucional.....	137
3.2.9.3.2.22 Criterios de diseño.....	137
3.2.9.3.2.23 Criterio de velocidad para el Cálculo.....	138
3.2.9.3.3 Diseño de planta de tratamiento de aguas residuales domesticas:.....	139
3.2.9.3.3.1 Factores a considerar en el diseño de una PTAR.....	140
3.2.9.3.3.2 Tipos de tratamiento.....	140
3.2.9.3.3.3 Tratamientos preliminares.....	140
3.2.9.3.3.4 Tratamiento primario.....	142
3.2.9.3.3.5 Tratamientos secundarios.....	146
3.2.9.3.3.6 Tratamiento de lodos.....	146
CAPÍTULO IV.....	148
4.0 PRESENTACION DE RESULTADOS.....	148
4.1 PARÁMETROS DE DISEÑO.....	148
4.1.1 Periodo de Diseño.....	148
4.1.2 Población de Diseño.....	150
4.1.2.1 Método Aritmético.....	152
4.1.3 Dotaciones:.....	156
4.1.4 Variaciones de Consumo.....	157
4.1.5 Capacidad del sistema.....	159
4.1.5.1 Variaciones de consumo.....	159
4.1.5.2 Coeficiente de variación diaria.....	160
4.1.5.3 Coeficiente de variación horaria.....	160
4.1.6 Determinación de los caudales de diseño.....	161
4.1.7 Estandarización de Diseños Hidráulicos.....	162
4.2 CAPTACIÓN.....	164
4.2.1 Ancho encausamiento para $q=2.65$ lps.....	164
4.2.2 Tirante de quebrada.....	164
4.2.3 Cálculo de diseño de la cresta creager.....	165
4.2.4 Diseño del colchón disipador.....	169
4.2.5 Bloque de amortiguamiento.....	173
4.3 LÍNEA DE CONDUCCIÓN.....	175
4.4 PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE (PTAP).....	178

4.4.1	Sedimentador	179
4.4.2	Pre filtro de grava	181
4.4.2.1	Descripción de la unidad	181
4.4.2.2	Datos de diseño.....	182
4.4.2.3	Resultados	182
4.4.3	Filtro lento	183
4.4.3.1	Parámetros de diseño	183
4.4.3.2	Diseño del filtro lento.....	183
4.4.4	Lecho de secado	185
4.4.4.1	Cálculo cantidad de líquidos de desagüe de las plantas	185
4.4.4.2	Agua de lavado de arena de filtro.....	186
4.4.4.3	Dimensiones de las celdas de secado de lodos.....	187
4.4.4.4	Funcionamiento de las celdas de secado de lodos	188
4.4.4.5	Tubería de salida de celda de secado.....	188
4.4.4.6	Diseño del lecho de secado.....	188
4.4.4.7	Datos de precipitación y evaporación.....	189
4.4.4.8	Cálculo de tiempo de secado	189
4.4.4.9	Cálculo del área de lecho de secado	190
4.5	SISTEMA DE DESINFECCIÓN (CON DOSIFICADOR).....	193
4.5.1	Diseño del sistema de cloración	193
4.5.2	Cálculo del sistema de cloración por goteo	194
4.6	CISTERNA 48 M3	195
4.6.1	Diseño de la cámara de bombeo	195
4.6.2	Selección del equipo de bombeo y líneas complementarias	195
4.6.3	Cálculos en línea de succión	196
4.6.4	Cálculos en línea de impulsión.....	199
4.6.5	Dimensionamiento de canastilla	199
4.7	RESERVORIO.....	200
4.7.1	Cálculo del volumen de Almacenamiento:	200
4.7.1.1	Cálculo de volumen de regulación	200
4.7.1.2	Cálculo de volumen de reserva	200
4.7.1.3	$V_{ci} = 0$ Cálculo de volumen contra incendio	200
4.7.1.4	Volumen de funcionamiento.....	200
4.7.2	Volumen total.....	200
4.7.3	Pre Diseño.....	201
4.7.3.1	Pre dimensionamiento	201
4.7.3.2	Dimensionamiento del depósito de almacenamiento	203
4.7.3.3	Cálculo de las dimensiones del depósito de almacenamiento. -	207
4.8	REDES DE DISTRIBUCIÓN Y LÍNEA DE ADUCCIÓN	210
4.8.1	Método de las Áreas - Redes cerradas.....	210
4.9	REDES DE ALCANTARILLADO SANITARIO.....	218
4.10	CÁLCULO DE DEFLEXIÓN DE TUBERÍA PVC	243
4.11	PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PTAR	249
4.11.1	Test de percolación	249
4.11.2	Diseño de la cámara de rejillas - tratamiento preliminar	251
4.11.3	Diseño de Desarenador - tratamiento preliminar	253
4.11.4	Tratamiento primario de aguas residuales mediante tanque Imhoff.....	255
4.11.5	Diseño Filtro biológico.....	256
4.11.6	Cámara de contacto de cloro.....	258
4.11.7	Balace de masas.....	258
4.12	EVALUACIÓN DE RIESGOS	262
4.12.1	Identificación.....	262
4.12.2	Diagnostico situacional actual	262
4.12.3	Metodología para la etapa de diagnóstico.....	262
4.12.4	Identificación de peligros.	264
4.12.4.1	Peligros de mayor impacto	264
4.12.5	Caracterización del peligro y estratificación.....	265
4.12.5.1	Huaycos	265
4.12.5.2	Lluvias torrenciales.....	266
4.12.5.3	Sismos.....	267
4.12.5.4	Remoción en masa.....	268
4.12.5.5	Deslizamiento.....	268
4.12.6	Análisis de la vulnerabilidad.....	269
4.12.6.1	Vulnerabilidad	269
4.12.6.2	Vulnerabilidad ambiental y ecológica	271
4.12.6.3	Vulnerabilidad física.....	273
4.12.6.4	Vulnerabilidad económica.....	274

4.12.6.5 Vulnerabilidad social	276
4.12.6.6 Vulnerabilidad política e institucional	277
4.12.6.7 Determinación de la vulnerabilidad total	279
4.12.7 Evaluación de riesgos.....	280
4.12.7.1 Determinación de los niveles de riesgos.....	280
4.12.7.2 Elaboración de mapas de riesgo por peligro identificado.....	285
4.12.8 Identificación de las áreas de seguridad.....	290
4.12.8.1 Identificación de áreas de atención prioritaria a nivel de estructura	290
4.12.8.2 Plan de respuesta para el sistema de agua potable y alcantarillado.....	290
4.13 Discusión de resultados.....	292
CONCLUSIONES	294
RECOMENDACIONES	297
REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA.....	299
ANEXOS 304	
PANEL FOTOGRAFICO.....	309

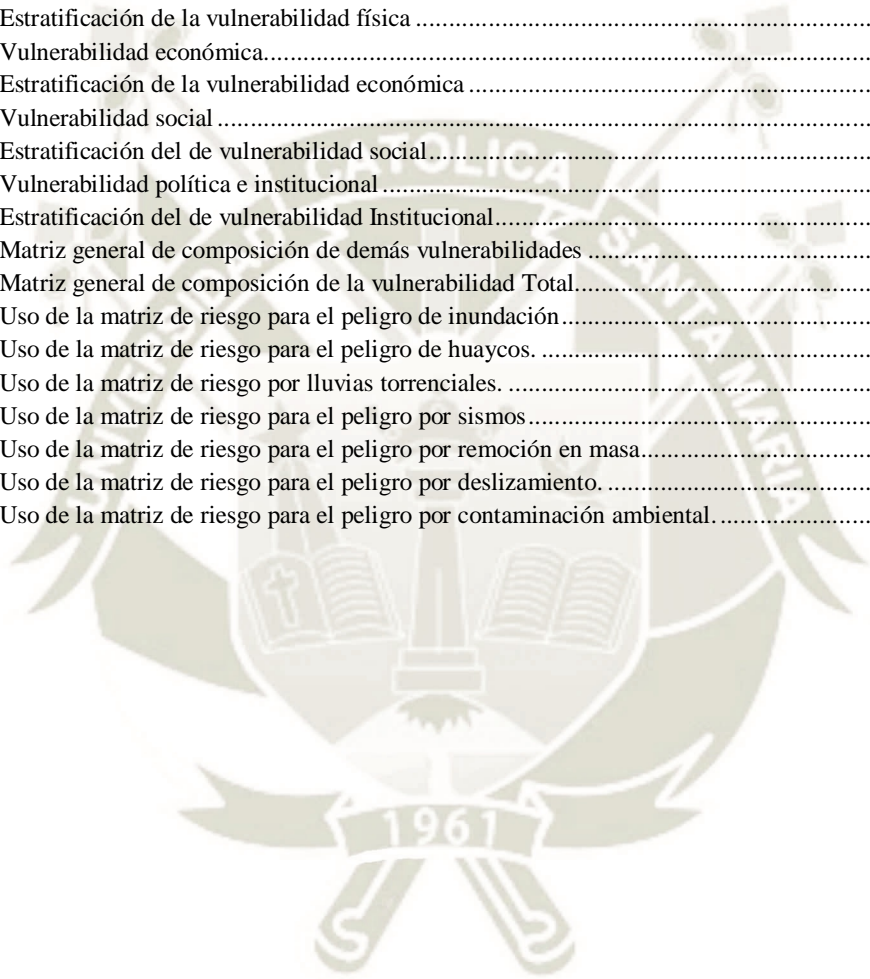


ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Conexión de Agua Potable Villa Hermosa	29
Tabla 2 Conexión de Agua Potable Señor de los Milagros	29
Tabla 3 Características del acarreo de agua CC.PP. Señor de los Milagros	32
Tabla 4. Estimación de riesgo.....	41
Tabla 5. Evaluación de peligro y vulnerabilidad	41
Tabla 6. Parámetros de evaluación del peligro	44
Tabla 7. Clasificación de los peligros por origen.....	48
Tabla 8. Calificación para la evaluación del peligro	51
Tabla 9. Vulnerabilidad Física.....	52
Tabla 10. Vulnerabilidad organizativa o social.....	53
Tabla 11. Vulnerabilidad económica	53
Tabla 12. Vulnerabilidad ambiental.....	54
Tabla 13. Calificación para la evaluación de la Vulnerabilidad.....	55
Tabla 14 Calificación para la evaluación de la Resiliencia	55
Tabla 15: Coeficiente de rugosidad	58
Tabla 16: Velocidades Máximas Admisibles	59
Tabla 17. Coeficiente de rugosidad de Hazen y Williams para varios materiales.....	65
Tabla 18. Coeficiente por efectos del pH.....	66
Tabla 19. Coeficiente según diámetro.....	66
Tabla 20. Coeficiente de Rugosidad HFD.....	67
Tabla 21. Clase de tuberías PVC y máxima presión de trabajo	71
Tabla 22. Material con su respectivo coeficiente de rugosidad	73
Tabla 23 Selección de los procesos de tratamiento.....	74
Tabla 24. Sección del proceso de tratamiento del agua para consumo humano	74
Tabla 25 Criterios de diseño.....	75
Tabla 26. Especificación de la capa soporte de grava	83
Tabla 27. Estimación de lecho.....	83
Tabla 28. Especificaciones para la arena.....	83
Tabla 29 Valores del coeficiente K ₂	135
Tabla 30 Valores de Infiltración	136
Tabla 31 Factor de capacidad relativa.....	144
Tabla 32. Periodo de diseño de infraestructura sanitaria.....	148
Tabla 33 Periodo de diseño para el Proyecto.....	149
Tabla 34. Periodo de diseño para los sistemas.....	150
Tabla 35. Población de diseño	150
Tabla 36 Población de diseño	150
Tabla 37 Método de crecimiento Aritmético C.P. Señor de los Milagros	152
Tabla 38 Método de crecimiento Aritmético C.P. Villa Hermosa	153
Tabla 39 Periodo de planteamiento del proyecto.....	154
Tabla 40 Resumen datos de diseño	155
Tabla 41. Dotación de agua para consumo doméstico (Lts/hab.d).....	156
Tabla 42. Dotación de agua para centros Educativos.....	156
Tabla 43. Dotación de Diseño	157
Tabla 44 dotación de agua según opción de saneamiento	157
Tabla 45 Cálculo de consumo domestico.....	158
Tabla 46 Variaciones de consumo	159
Tabla 47 Determinación de los caudales de diseño con arrastre hidráulico.....	161
Tabla 48. Criterios de estandarización de criterios Hidráulicos.....	162
Tabla 49: Diámetros de válvulas de purga	176
Tabla 50: Diámetros de válvulas de Aire Manual.....	177
Tabla 49 Selección del proceso de tratamiento de agua	178

Tabla 50 Resultados de Laboratorio Físico - Químico.....	178
Tabla 51 Dimensiones del Pre filtro de grava.....	181
Tabla 52 Consideraciones iniciales de diseño	183
Tabla 53 cálculo para el diseño de filtro lento.....	183
Tabla 54 Datos de evaporación.....	189
Tabla 55 Cálculo de tiempo de secado.....	189
Tabla 56 Iteraciones para cálculo de volumen de reservorio.....	209
Tabla 57 Caudales por nudo N-1 a N-40.....	211
Tabla 58 Caudales por nudo N-41 a N-53.....	212
Tabla 59 Válvulas de purga Red de distribución	212
Tabla 60 Verificación de presiones.....	213
Tabla 61 Verificación de presiones.....	214
Tabla 62 Diámetro y velocidad de tramo 1 al tramo 27	215
Tabla 63 Diámetro y velocidad de tramo 28 al tramo 54	216
Tabla 64 Diámetro y velocidad del tramo 55 al tramo 74	217
Tabla 65 Cálculo hidráulico sanitario Área – Población	219
Tabla 66 Cálculo hidráulico sanitario Área - Población.....	220
Tabla 67 Cálculo hidráulico sanitario Área – Población	221
Tabla 68 Cálculo hidráulico sanitario Área - Población.....	222
Tabla 69 Determinación de caudales y diámetros.....	223
Tabla 70 Determinación de caudales y diámetros.....	224
Tabla 71 Determinación de caudales y diámetros.....	225
Tabla 72 Verificación de velocidades	226
Tabla 73 Verificación de velocidades	227
Tabla 74 Verificación de velocidades	228
Tabla 75 Régimen Hidráulico.....	229
Tabla 76 Régimen Hidráulico.....	230
Tabla 77 Régimen Hidráulico.....	231
Tabla 78 Cálculo de velocidad real (Tubería parcialmente llena).....	232
Tabla 79 Cálculo de velocidad real (Tubería parcialmente llena).....	233
Tabla 80 Cálculo de velocidad real (Tubería parcialmente llena).....	234
Tabla 81 Cálculo de velocidad real (Tubería parcialmente llena).....	235
Tabla 82 Cálculo de velocidad real (Tubería parcialmente llena).....	236
Tabla 83 Escurrimiento y tensión tractiva	237
Tabla 84 Escurrimiento y tensión tractiva	238
Tabla 85 Escurrimiento y tensión tractiva	239
Tabla 86 Condición de flujo y volúmenes.....	240
Tabla 87 Condición de flujo y volúmenes.....	241
Tabla 88 Condición de flujo y volúmenes.....	242
Tabla 89 Carga total por tramo para deflexión de tubería	243
Tabla 90 Carga total por tramo para deflexión de tubería	244
Tabla 91 Carga total por tramo para deflexión de tubería	245
Tabla 92 Verificación de la deflexión de tubería de PVC alcantarillado sanitario.....	246
Tabla 93 Verificación de la deflexión de tubería de PVC alcantarillado sanitario.....	247
Tabla 94 Verificación de la deflexión de tubería de PVC alcantarillado sanitario.....	248
Tabla 97 Infiltración de efluentes	250
Tabla 96 Diseño Desarenador.....	253
Tabla 97 Cálculo de la sección del Suro	254
Tabla 98 Composición típica de agua residual domestica.....	258
Tabla 99 porcentajes de eficiencia y/o remoción para PTAR.....	259
Tabla 100 Eficiencia de remoción de patógenos y parámetros convencionales para varios procesos.....	259
Tabla 101 Límites Máximos permisibles para los efluentes PTAR	260
Tabla 102 Valoración del peligro por Huayco.....	266

Tabla 103 Estratificación del peligro huayco	266
Tabla 104 Valoración del peligro por lluvias.	267
Tabla 105 Estratificación del peligro por lluvias torrenciales.....	267
Tabla 106 Estratificación del peligro por sismos.....	268
Tabla 107 Estratificación del peligro por remoción en masa.....	268
Tabla 108 Estratificación del peligro por deslizamiento	269
Tabla 109 Factor, variable y grado de vulnerabilidad.....	269
Tabla 110 Nivel de vulnerabilidad ambiental y ecológica.....	272
Tabla 111 Estratificación del de vulnerabilidad ambiental y ecológica	273
Tabla 112 Vulnerabilidad física.....	273
Tabla 113 Estratificación de la vulnerabilidad física	274
Tabla 114 Vulnerabilidad económica.....	275
Tabla 115 Estratificación de la vulnerabilidad económica	276
Tabla 116 Vulnerabilidad social	276
Tabla 117 Estratificación del de vulnerabilidad social.....	277
Tabla 118 Vulnerabilidad política e institucional	278
Tabla 119 Estratificación del de vulnerabilidad Institucional.....	279
Tabla 120 Matriz general de composición de demás vulnerabilidades	279
Tabla 121 Matriz general de composición de la vulnerabilidad Total.....	280
Tabla 122 Uso de la matriz de riesgo para el peligro de inundación.....	280
Tabla 123 Uso de la matriz de riesgo para el peligro de huaycos.	281
Tabla 124 Uso de la matriz de riesgo por lluvias torrenciales.	281
Tabla 125 Uso de la matriz de riesgo para el peligro por sismos.....	282
Tabla 126 Uso de la matriz de riesgo para el peligro por remoción en masa.....	283
Tabla 127 Uso de la matriz de riesgo para el peligro por deslizamiento.	283
Tabla 128 Uso de la matriz de riesgo para el peligro por contaminación ambiental.....	284



ÍNDICE DE FIGURAS

Figure 1 Macro localización del proyecto	25
Figure 2 Macro localización General Yuramayo	25
Figure 3 Características económicas, Distrito de Vitor	27
Figure 4 Actividades económicas en la zona de influencia	27
Figure 5 Ocupación según agrupación	28
Figure 6 Concepto de análisis de riesgo	43
Figure 7 Relación entre componentes y procesos de GRD	43
Figure 8 Procesos de GRD con relación la ocurrencia de un desastre	44
Figure 9 Análisis transversal de riesgo	45
Figure 10 Flujo de beneficios y costos asumido proyecto sin análisis de riesgo	45
Figure 11 Flujo de beneficios y costos para un proyecto que incluye medidas de reducción de riesgo	46
Figure 15 Flujo de beneficios y costos para un proyecto no incluye medidas de mitigación	46
Figure 16 Comparación de la situación sin medidas y con medidas de prevención	47
Figure 14 Amenazas naturales y antrópicos	48
Figure 15 Sismo originado por una falla geológica.....	49
Figure 16 Diagnóstico del riesgo de desastres	51
Figure 17 Sistema de agua potable con tratamiento	56
Figure 18 Barraje fijo con canal de derivación	57
Figure 19 Rejas Gruesas	61
Figure 20 Rejas Finas	63
Figure 21 Sección del Canal.....	64
Figure 22 Líneas de Conducción	65
Figure 26 Presiones residuales negativas y positivas	67
Figure 23 Perfil hidráulico para línea de conducción.....	68
Figure 24 Perfil hidráulico para definir la clase.....	69
Figure 25 Diámetros de válvulas de purga	72
Figure 27 Filtro lento de arena	84
Figure 28 Estación de bombeo	93
Figure 29 Línea de impulsión.....	100
Figure 30 Cisterna de 5 m ³	102
Figure 31 Línea de gradiente hidráulica de la aducción a presión.....	115
Figure 32 Cálculo de la línea de gradiente (LGH)	118
Figure 33 Distribución.....	120
Figure 34 Redes de distribución.....	123
Figure 35 Diámetros de válvula de purga.....	125
Figure 36 Conexión domiciliaria	126
Figure 37 Tensión tractiva	129
Figure 38 Tensiones tractiva crítica para ser utilizada en el dimensionamiento.....	130

ÍNDICE DE ILUSTRACION

Ilustración 1 Ubicación CP. Sr. de los Milagros – Villa Hermosa.....	30
Ilustración 2 Canal Matriz Yuramayo	30
Ilustración 3 Canal existente sin cámara de captación	31
Ilustración 4 Canal de riego usado para acarrear agua	32
Ilustración 5 Calle principal C.P. Señor de los Milagros sin alcantarillado sanitario.....	34
Ilustración 6 Calle secundaria C.P. Villa Hermosa sin alcantarillado sanitario	34
Ilustración 7 Vista en corte de Sedimentador	76
Ilustración 8 Pre filtro de Grava	80
Ilustración 9 Lecho de secado.....	91
Ilustración 10 Cerco Perimétrico PTAP	92
Ilustración 11 Reservorio elevado.....	104
Ilustración 12 Determinación del volumen de regulación de un reservorio elevado mediante el diagrama de masa	109
Ilustración 13 Curva de consumos acumulados y tasas de bombeo A, B, C, determinantes de las diferentes capacidades del reservorio al variar el tiempo de bombeo	109
Ilustración 14 Determinación grafica del volumen de regulación de un reservorio.	110
Ilustración 15 Curvas de caudal de consumo y de abastecimiento al reservorio.....	110
Ilustración 16 Determinación de las áreas de aporte	134
Ilustración 17 Cámara de rejás	141
Ilustración 18 Vista de corte Tanque Imhoff	145
Ilustración 19 Vista de planta y corte Tanque Imhoff.....	145
Ilustración 20 Coeficientes de demanda.....	160
Ilustración 21 Tipo de fuente - canal Yuramayo 4ta pampa	163
Ilustración 22 Carga estática y dinámica de la línea de conducción	175
Ilustración 23 Método combinación de tuberías Línea de conducción.....	176
Ilustración 24 Cálculo de velocidad y diseño de tubería	176
Ilustración 25 Cálculo de presiones Línea de Conducción	176
Ilustración 26 esquema filtro lento planta	184
Ilustración 27 esquema filtro lento corte	184
Ilustración 28 Esquema de los lechos de secado-planta	190
Ilustración 29 Esquema de los lechos secado- corte	191
Ilustración 30 Sección de volúmenes para deposito INTZE.....	201
Ilustración 31 Descomposición horizontal	202
Ilustración 32 variables en función al dimensionamiento de deposito	203
Ilustración 34 Medidas para colocar la cubeta de test.....	250
Ilustración 35 Cámara de rejás - tratamiento preliminar	252
Ilustración 36 Dimensiones del desarenador	254
Ilustración 37 Vista en Planta Tanque Imhoff	255
Ilustración 38 Vista en corte Tanque Imhoff	256
Ilustración 39 Vista en plata y corte - Filtro Biológico	257
Ilustración 40 Procesos de intervención del riesgo y los desastres	263
Ilustración 41 MAPA: RIESGO POR PELIGRO DE INUNDACION	285
Ilustración 42 MAPA: RIESGO POR PELIGRO DE HUAYCO.....	286
Ilustración 43 MAPA: RIESGO POR PELIGRO DE SISMO	287
Ilustración 44 MAPA: RIESGO POR PELIGRO DE REMOCION EN MASA.....	288
Ilustración 45 MAPA: RIESGO POR PELIGRO DE DESLIZAMIENTO	289

ÍNDICE DE ACRONIMOS

1. **ADR** Análisis de riesgo.
2. **ATM** Área técnica municipal.
3. **CAF** Cooperación andina de fomento.
4. **CENEPRED** Centro nacional de estimación, prevención y reducción del riesgo de desastres.
5. **CIEM** Ciencia, información y emergencia.
6. **DGP** Dirección de gestión de procesos.
7. **FAO** Organización de las naciones unidas para la agricultura y la alimentación.
8. **GOT** Guía de Opciones tecnológicas
9. **GRD** Gestión de reducción de desastres.
10. **IEEE** Instituto español de estudio estratégico.
11. **INAA** Instituto nicaragüense de acueductos y alcantarillados.
12. **INDECI** Instituto nacional de defensa civil.
13. **INGEMMET** Instituto geológico minero y metalúrgico.
14. **MCLCP** Mesa de concentración para la lucha contra la pobreza.
15. **MEF** Ministerio de economía y finanzas.
16. **MPC** Municipalidad provincial de Castilla.
17. **MVCS** Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento.
18. **MVCT** Ministerio de vivienda, ciudad y territorio – Colombia.
19. **NA** Naciones unidas.
20. **OPS** Organización panamericana de la salud.
21. **ONU** Organización de las naciones unidas.
22. **PCM** Presidencia del consejo de ministros.
23. **PNU** Programa de naciones unidas.

24. **PNSR** Programa Nacional de Saneamiento Rural
25. **PREANDINO Programa** regional andino para la prevención y mitigar del riesgo.
26. **PREDES** Centro de estudios y prevención de desastres.
27. **RNE** Reglamento nacional de edificaciones.
28. **ROF** Reglamento de organización y funciones.
29. **SANBASUR–CARE** Saneamiento básico de la Sierra sur – Cooperative for assistance and relief everywhere.
30. **SANBASUR–COSUDE** Saneamiento básico de la Sierra sur – Agencia suiza para el desarrollo y la cooperación.
31. **SENAMHI** Servicio nacional de meteorología e hidrología.
32. **SNL** Subdirección de normas y lineamientos.
33. **SUNASS** Superintendencia nacional de servicios de saneamiento.
34. **UNGRD** Unidad nacional para la gestión del riesgo de desastre – Colombia.

CAPÍTULO I

1. JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO

1.1 JUSTIFICACIÓN

1.1.1 Justificación Ingenieril

La tarea de diagnosticar y evaluar el área de influencia frente a las diversas adversidades ya sean naturales y/o artificiales, hacen propia de la zona, que será un reto difícil y que ha de comprometer los esfuerzos de los especialistas en hidráulica, para la búsqueda de soluciones originales.

Mitigando posibles fallas en el sistema, estos problemas aparentemente pueden ser de poca importancia, pero analizándolo bien pueden tener daños sumamente irreversibles provocando incluso en incrementar las emergencias sanitarias.

1.1.2 Justificación Social:

Ante la persistencia de los posibles desastres dentro de la población, la tendencia es formular una adecuada solución y adoptando un criterio real, primero, analizando una solución económica y asumiendo la vulnerabilidad como un hecho a costos razonables.

El presente proyecto tiene como propósito fundamental analizar los diversos niveles de tragedias, porque este problema impide las condiciones de salubridad y bienestar social de la población.

1.1.3 Justificación Económica:

Así mismo se realizará una búsqueda de soluciones que eviten que se presenten fallas en las estructuras (tuberías, planta de tratamiento, reservorio) con mayor eficiencia antes de su vida útil, para poder minimizar los costos de mantenimiento e incrementar el grado de serviciabilidad.

1.1.4 Justificación en Seguridad:

En la parte de seguridad es preferible en el momento de evaluar y a fin de optimizar la seguridad del agua desde la captación utilizar los debidos implementos, por la emisión de ruidos y polvo lo cual es perjudicial para la salud y bienestar de las personas.

CAPÍTULO II

2. RELEVAMIENTO Y ANALISIS CONTEXTUAL

2.1 DIAGNOSTICO SITUACIONAL

2.1.1 Característica de área de influencia

a) Ubicación del Proyecto

El proyecto está localizado en el distrito de Vítor;

Región : Arequipa
Provincia : Arequipa
Distrito : Vítor
Localidad : CC. PP. La Cantuta, San Juan de Yuramayo, Señor de los Milagros y Villa Hermosa.
Altitud : 1,557 – 1662 m.s.n.m.
Región Geográfica: Costa (X) Sierra () Selva ()

El Distrito de Vítor se encuentra a 63 Km. de Arequipa en el km. 955 de la Carretera Panamericana Sur, cuya altitud promedio es de 1200 m.s.n.m.

Sus límites son los siguientes:

- Por el norte : Provincia de Caylloma
- Por el nor-este : Yura
- Por el nor-oeste : Santa Isabel de Sigwas
- Por el sur : Provincia de Islay
- Por el sur-este : Vítor
- Por el sur-oeste : Santa Rita de Sigwas
- Por el este : Uchumayo
- Por el oeste : San Juan de Sigwas.

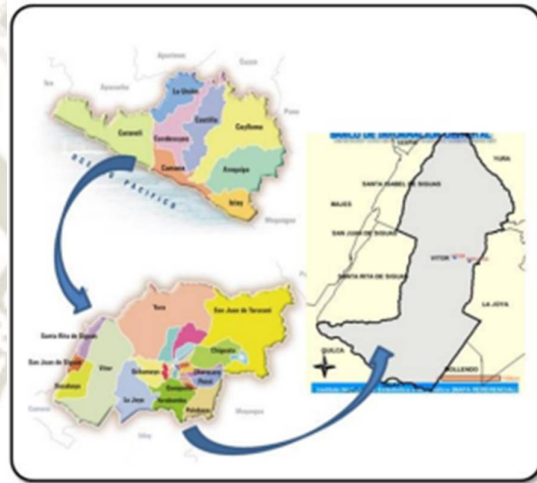
b) Aspectos Geográficos

El distrito de Vítor es uno de los 29 distritos que pertenecen a la provincia de Arequipa en el Departamento de Arequipa, bajo la jurisdicción del Gobierno regional de Arequipa, en el sur del Perú. Limita por el norte con la Provincia de Caylloma; por el nor-este con el Distrito de Yura; por el nor-oeste con el Distrito de Santa Isabel de Sigwas; por el sur con la Provincia de Islay; por el sur-este con el Distrito de Vítor; por el sur-oeste con el Distrito de Santa Rita de Sigwas; por el este con el Distrito de Uchumayo y por el oeste con el Distrito de San Juan de Sigwas (Vitor

V. , 2015)

“Desde el punto de vista jerárquico de la Iglesia Católica forma parte de la Arquidiócesis de Arequipa. El Valle de Vitor está conformado por 30 centros poblados y anexos” (Vitor V. , 2015)

Figure 1 Macro localización del proyecto



Fuente: Plan de desarrollo Urbano (2018).

Figure 2 Macro localización General Yuramayo



Fuente: Google Earth INEI (2015)

c) Aspectos Topográficos.

Yuramayo tiene una configuración topográfica muy variada y accidentada que va desde , rodeado de cerros con pendientes que supera los 45°, lo que condiciona el escenario para permanentes deslizamientos principalmente a lo largo de las quebradas, problema se ve

favorecido por la sequedad, la deforestación y los sismos, lo que ocasiona daños importantes en la carreta de acceso al distrito, los sistemas de riego, afectando el transporte, comercio y la actividad agropecuaria por tanto afecta la economía de los pobladores.

d) Aspectos Hidrológicos.

Existe un río llamado Quilca en el distrito de Vítor, que se extiende de norte a sur desde la confluencia de los ríos Siguas y Vítor. A su vez, el río Vítor está formado por la confluencia del río Yura en la margen derecha y el río Chili en la margen izquierda. Este último pasa por la ciudad de Arequipa; a excepción de la subcuenca del río Vítor; Irrigación Vítor y aguas subterráneas. Los recursos hídricos de la zona provienen del río Yura, que se fusiona con el río Chili para formar el río Vítor, cuya agua se utiliza para el consumo y la agricultura.

e) Aspectos Urbanísticos.

– **Zonificación de Vitor.**

Según, la Municipalidad distrital de Vítor, la zonificación de los predios tiene como uso de suelo la denominación vivienda (Zona de densidad media RDM), el cual se rige por los parámetros correspondientes a la zonificación. Formalmente existe un plano de zonificación de los terrenos y alrededores, realizado por la Municipalidad del Distrito de Vítor el año 2015.

– **Infraestructura de agua y alcantarillado.**

Según, el Informe de Plan de Desarrollo urbano y encuestas en la zona, no existen servicios de agua potable ni alcantarillado en la zona.

Cabe indicar que uno de los problemas principales que perturba la calidad de vida de los habitantes en la zona es el abastecimiento de agua para consumo humano.

– **Observación: Edificaciones del entorno urbano.**

De acuerdo a las fotografías adquiridas por elaboración propia y fotografías aéreas proporcionadas por el aplicativo Google Earth, se pudo observar que tipo de edificaciones se encuentran en la zona de estudio a intervenir; así como también se pudo identificar la trama urbana del Centro poblado mismo y distritos colindantes; el cual fue de gran apoyo para comprender la relación con la forma que adquiere la estructura vial del Centro Poblado

Señor de los Milagros y Villa Hermosa. En los anexos de la presente tesis se muestra un panel fotográfico con vistas aéreas del distrito de Vitor y los Centros Poblados a tratar, en el cual se puede observar las edificaciones existentes en sus alturas, la masa construida, el tipo de edificaciones y las características locales que las edificaciones representan.

f) Aspectos Socioeconómicos.

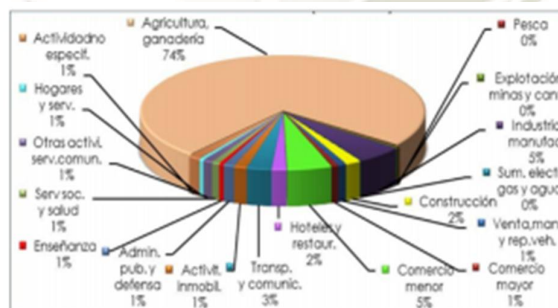
“En esta región la agricultura y la ganadería ocupan una gran parte de la fuerza laboral de la población, y sus ingresos se basan principalmente en estas actividades, mientras que las actividades manufactureras y comerciales tienen una importancia fija” (Vitor, 2015), en la actualidad el distrito tiene una población económicamente activa (PEA) de 2,248 personas conformado por 1,073 mujeres y 1,175 hombres, la tasa de actividad de la PEA es en promedio 96.07%; la actividad agrícola ocupa al 51.4% de población, el 38.5% refiere a la población asalariada y las actividades de servicios un 10.1% en la población.

Figure 3 Características económicas, Distrito de Vitor

Características Económicas	Distrital
Población Económicamente Activa (PEA) – Total	2,248
Población Económicamente Activa (PEA) – Mujeres	1,073
Población Económicamente Activa (PEA) – Hombres	1,175
Tasa de Actividad Económica de la PEA %	96.07%
Población Económicamente Activa (PEA) Ocupada	2,177
Población Económicamente Activa (PEA) Desocupada	71
No es Población Económicamente Activa (PEA)	2,092
% de la población ocupada - en la agricultura	51.4%
% de la población ocupada - en los servicios	10.1%
% de la población ocupada – asalariados	38.5%

Fuente: INEI (2007)

Figure 4 Actividades económicas en la zona de influencia



Fuente: INEI censo de Población y Vivienda (2007)

Entre las actividades económicas de importancia del distrito se tiene la actividad agropecuaria con 74.21%, industria y manufactura (viñedos) con 5.18%, comercio menor con 5.01%, transporte con 2.75%, construcción con 1.75%, hoteles y restaurantes con 1.67%, siendo estas actividades las más importantes en el sostén del ingreso familiar.

g) Características de Trabajo y Empleo

Sus características vienen determinadas por las distintas ocupaciones registradas en las distintas actividades económicas o industrias, por lo que decimos que el Distrito de Vítor tiene el 58,54% de trabajadores no cualificados (dedicados principalmente a actividades agrícolas) como ocupación principal.), 19,97% de agricultores, 8,80% de trabajadores de la construcción, 6,43% de trabajadores calificados, 1,86% de profesionales y otras ocupaciones que tienen una proporción menor de casos registrados en el siguiente gráfico (Vitor, 2015)

Figure 5 Ocupación según agrupación



Fuente: INEI censo de Población y Vivienda (2007)

h) Servicios Públicos

– Servicio de Salud

La población de la zona del proyecto cuenta con el puesto de salud San Juan de Yuramayo un puesto de salud tipo I-1. Por lo que, en caso de atención médica, acuden al Establecimiento de Salud del distrito de Vítor ubicado en el AA. HH. Barrio Nuevo, el cual cuenta con el personal adecuado para brindar atención a la población

– Reporte de casos de morbilidad

Según el informe de la micro red Vítor a la cual pertenece el establecimiento de salud de Yuramayo, podemos observar que dentro de las 10 causas principales de morbilidad para los años 2013, 2014 y 2015 se encuentra las enfermedades infecciosas de las vías respiratorias con un 28.67% de incidencia total y en segundo y tercer lugar figuran las enfermedades de la Cavidad bucal con un 10.71% y las enfermedades infecciosas intestinales con un 5.57% de incidencia.

El consumo de agua no potable genera enfermedades diarreicas en especial en las personas

más pequeñas, asimismo influye sobre la conservación y preparación de alimentos, los cuales no se realizan en las mejores condiciones, lo que ocasiona que los pobladores no puedan consumir alimentos en óptimas condiciones de higiene.

2.1.2 Descripción Situacional actual.

El centro poblado Sr. de Los Milagros cuenta con 344 familias y el poblado de Villa Hermosa cuenta con 17 viviendas y 5 establecimientos estatales y que cuyas familias habitan en la cuarta pampa de la Irrigación Yuramayo, esta población no cuenta con el servicio de agua potable, los pobladores de esta zona consumen agua del canal de riego, ya que es la única fuente de agua que existe en la zona.

Tabla 1 Conexión de Agua Potable Villa Hermosa

Descripción	Viviendas	Establecimientos estatales	total
Con Servicio de Agua Potable	0.00	0.00	0.00
Sin Servicio de Agua Potable	17.00	5.00	22.00

Fuente: Trabajo de Campo (2020)

Tabla 2 Conexión de Agua Potable Señor de los Milagros

Descripción	Viviendas	Establecimientos estatales	total
Con Servicio de Agua Potable	0.00	0.00	0.00
Sin Servicio de Agua Potable	344.00	0.00	344.00

Fuente: Trabajo de Campo (2020)

Ilustración 1 Ubicación CP. Sr. de los Milagros – Villa Hermosa



Fuente: Google Earth (2015)

2.1.2.1 Fuente de Abastecimiento

El agua que se usa para consumo es del canal Matriz Yuramayo (Agua que es trasladada de manera manual en baldes para su consumo).

Ilustración 2 Canal Matriz Yuramayo



Fuente: Fotografía Propia (2019)

2.1.2.2 Obras de Captación

Actualmente no cuenta con una infraestructura para la captación de la fuente para el consumo de agua.

Ilustración 3 Canal existente sin cámara de captación



Fuente: Fotografía Propia (2019)

2.1.2.3 Líneas de Conducción

Actualmente la zona a intervenir no cuenta con una línea de conducción de agua cruda. Como se puede observar en el centro poblado Sr. de Los Milagros y Villa Hermosa no existe un sistema de agua potable, por lo cual la población de la zona se ve en la necesidad de captar mediante baldes el agua del canal para su consumo.

2.1.2.4 Estructuras de Almacenamiento

Actualmente no cuenta con una infraestructura de almacenamiento para la demanda de la población.

2.1.2.5 Tratamiento del Agua

Actualmente no cuenta con una infraestructura para el tratamiento de agua para consumo humano.

2.1.2.6 Redes de Distribución

Actualmente no cuenta con redes de distribución.

2.1.2.7 Conexiones Prediales

Actualmente no cuenta con conexiones domiciliarias.

2.1.3 Diagnóstico y pronóstico del sistema de agua potable existente.

- Acarreo de Agua

Según la información de campo la población de los poblados de Sr. de Los Milagros y Villa Hermosa acarrean el agua desde el canal de regadío, para lo cual emplea un promedio de 15 minutos entre recolectar el agua del canal y llevarlo hasta sus respectivas viviendas.

El acarreo lo realizan los padres de familia, quienes deben de recorrer una distancia promedio de 150 metros, el nmero de veces que acarrea el agua es de dos veces al día en el caso de los papas y de una vez al día en el caso de las mamas, los recipientes que usan para acarrear el agua son baldes de plástico con una capacidad de almacenamiento de 20 litros cada uno y llevan dos recipientes cada vez que acarrean el agua.

Tabla 3 Características del acarreo de agua CC.PP. Señor de los Milagros

Característica de acarreo	Medida
Persona que acarrea	- Papa - Mama
Distancia promedio a la fuente	150 m
Tiempo promedio de acarreo	15 min.
Nº veces de acarreo al día	- Papa 2 veces - Mama 1 ve
Capacidad del recipiente de acarreo	20 litros
Numero de recipientes que acarrea cada vez	2

Fuente: Trabajo de Campo

Ilustración 4 Canal de riego usado para acarrear agua



Fuente: Trabajo de Campo (2019)

2.1.4 Descripción del sistema de evacuación de excretas.

En los centros poblados Sr. de Los Milagros y Villa Hermosa no existe redes de alcantarillado sanitario, la población de estos centros poblados ha construido únicamente letrinas por iniciativa propia ante la necesidad de contar con servicios higiénicos, sin embargo, la construcción de las letrinas se ha realizado sin asistencia técnica, motivo por el cual el periodo de vida es más reducido aún. Al ser las letrinas construcciones rudimentarias, no cumplen con las especificaciones técnicas adecuadas, lo que conduce a

la generación de problemas para el medio ambiente y para la salud de los ciudadanos de la zona.

El 87.70% de la población de los centros poblados Sr. de Los Milagros y Villa Hermosa poseen letrinas en sus viviendas, el resto de pobladores no cuentan con letrinas, situación que coloca estos centros poblados en riesgo sanitario, puesto que la población que no posee letrinas utiliza el campo y espacios abiertos para hacer sus necesidades; y al estar ubicados estos poblados en una irrigación se contamina los suelos, situación que con el tiempo pone en riesgo la actividad agrícola degradando los terrenos de cultivo y generando focos infecciones para las personas más vulnerables (niños y personas de la tercera edad).

El estado de conservación de las letrinas de los poblados Sr. de Los Milagros y Villa Hermosa es regular, el 30.53% se encuentran en mal estado de conservación, esta situación genera malestar en los pobladores, y que al no tener las letrinas en buenas condiciones les ocasiona problemas de malos olores, una de las razones por la que varias personas se resisten a utilizar las letrinas.

El estado como ente rector, debe asegurar un adecuado nivel de vida de la población, por lo que es de su competencia el de satisfacer las necesidades básicas de saneamiento de la población.

Hay que señalar que en el área de proyecto son frecuentes las enfermedades infecciosas intestinales que son producto del consumo de agua no potable y las malas condiciones de almacenamiento, así como la deficiente educación sanitaria de los mismos pobladores.

La población de esta zona no cuenta con una cultura sanitaria, así como los inadecuados hábitos de higiene sanitario de la población, relacionados al uso del agua, esto dado porque la población no realiza ningún tratamiento al agua para su consumo, el almacenamiento es inadecuado por lo que existe un inadecuado manejo del agua, que generan las condiciones para que las enfermedades de origen hídrico tengan una importante prevalencia en el perfil epidemiológico de la comunidad e impacten en la calidad de salud de la población, y con ello una menor calidad de vida de la población que afecta a su capacidad productiva.

Las enfermedades producidas por la falta de saneamiento básico, son relevantes en el perfil epidemiológico de las poblaciones de la irrigación Yuramayo, y con más razón en la localidad del ámbito del proyecto mencionado, estas enfermedades infecciosas intestinales, generan cuadros de desnutrición a causa de la deshidratación e infecciones originadas por consumir agua de mala calidad; esto repercute en una disminución de la capacidad

inmunológica y de desenvolvimiento laboral de los pobladores, en especial de los niños, al incrementarse estos cuadros de enfermedades se incrementa los gastos en salud de la población lo que afecta la economía de los hogares originando el deterioro de la calidad de vida de la población al disminuir los recursos económicos disponibles.

Ilustración 5 Calle principal C.P. Señor de los Milagros sin alcantarillado sanitario



Fuente: Trabajo de Campo (2019)

Ilustración 6 Calle secundaria C.P. Villa Hermosa sin alcantarillado sanitario



Fuente: Trabajo de Campo (2019)

CAPÍTULO III

3.0 SUSTENTACIÓN TEÓRICO- CONCEPTUAL DE LA PROPUESTA

3.1 MARCO LEGAL

– **Constitución Política del Perú**

La Constitución Política de 1993 estipuló en el artículo 66 que los recursos naturales renovables y no renovables son patrimonio del país.

– **Ley General del Ambiente**

La ley fue promulgada por la Ley N ° 28611 del 13 de octubre de 2005, y su principal objetivo es organizar el marco legal y regulatorio de la gestión ambiental peruana.

– **Ley del Sistema Nacional de Evaluación de Impacto Ambiental**

La ley fue promulgada mediante la Ley N ° 27446 del 23 de abril de 2005, con el propósito de crear el Sistema Nacional de Evaluación Ambiental (SEIA) como un sistema único y coordinado para identificar, prevenir, monitorear, controlar y anticipar efectos correctivos. Condiciones ambientales adversas.

– **Ley de Evaluación de Impacto Ambiental para Obras y Actividades**

La ley promulgada por Ley N ° 26786 del 13 de mayo de 1997 modificó el D.L. N ° 757; es claramente necesario comunicar con CONAM las actividades a realizar por cada departamento

– **Ley General de Salud**

La Ley N° 26854, promulgada en julio de 1997, derogó la antigua Ley de Salud DL 17505, bajo la premisa de que el reglamento de salud es de orden público y por lo tanto brinda protección, planteó problemas relacionados con la salud y el medio ambiente.

– **. Ley General de Aguas**

Aprobada por Decreto Ley N° 17752, la misma que ha sufrido una serie de modificaciones

– **Ley General de Residuos Sólidos**

La ley General de Residuos Sólidos (Ley N° 27314) fue promulgada el 21 de Julio del 2000 Norma que tiene por finalidad el manejo integral de los residuos sólidos.

– **Reglamento de Estándares de Calidad del Aire**

El 24 de junio del 2001 se aprobó mediante Decreto Supremo N° 074 - 2001 – PCM el reglamento de Estándares Nacionales de Calidad Ambiental del Aire.

– **Reglamento de Estándares Nacionales de Calidad Ambiental para Ruido**

El Decreto Supremo No. 085-2003-PCM de 24 de octubre de 2003 aprobó las normas nacionales de calidad ambiental para ruido.

3.2 MARCO TEÓRICO

3.2.1 Concepto de análisis de vulnerabilidad

Para poder determinar las debilidades dentro un componente del sistema de agua potable se requiere realizar un ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD, el cual no definimos como un método para poder estimar esas debilidades sino poder contemplar objetivos para establecer las medidas de mitigación y corregir esas debilidades, así como también proponer medidas de precaución para poder dar una solución inmediata y adecuada, cada vez que el impacto de la amenaza se produzca. Entiéndase también que uno de los objetivos que deberá tenerse en cuenta para el análisis de vulnerabilidad será el de tener sistemas sostenibles y seguros frente a las amenazas naturales (sismo, lluvia, derrumbes, inundación, etc.) y/o provocados por la actividad humana. (Zamor, 2006)

3.2.2 Concepto de plan de mitigación

Antes de ocurrido el desastre se deberá contemplar el plan de mitigación, siendo esta la etapa más importante del proceso de planificación para eventos de emergencias y/o desastres.

Se deberá considerar 3 actividades las cuales serán descritas a continuación:

3.2.2.1 Prevención

La reducción de todo evento natural que pueda constituir un peligro para el ser humano se debe identificar, estos fenómenos naturales (inundaciones, sequias, incendios, etc) tienen cierto grado de participación teniendo en cuenta que podría a ver participación humana, pudiéndose evitar e incluso impedir, siempre teniendo en cuenta que haya una buena política de prevención. También debemos tener en cuenta que algunos fenómenos naturales son considerados no controlables, por ello para no convertirse en amenazas mayores se debe llevar a cabo acciones de vigilancia y detección. (Zamor, 2006)

3.2.2.2 Mitigación

Es el conjunto de medidas para poder reducir o exterminar la amenaza natural, esto se logrará mediante la disminución o eliminación de la vulnerabilidad, dentro del enfoque social, físico o funcional. Mediante las acciones de prevención debemos considerar mitigar los efectos naturales a fin de que no sufran pérdidas. (Zamor, 2006)

3.2.2.3 Reparación

En esta etapa, consideraremos los objetivos de capacitación, educación, facilitación, organización, capacitación y orientación de la población para que puedan promover

oportunamente las operaciones de control, evacuación, socorro, asistencia y rescate.

3.2.2.4 Plan de emergencia

Con respecto al plan de emergencia se deberá tener en consideración las siguientes acciones para realizar antes y durante el desastre, comprendiendo lo siguiente:

3.2.2.5 Respuesta (inmediata)

Una vez ocurrido el impacto, de manera inmediata se deberá accionar las actividades de respuesta que deberán ejecutarse en la fase en la cual la amenaza natural conmociona. Siendo estas referidas a labores de socorro, asistencia, búsqueda y rescate, así como también las labores de operación y mantenimiento de todos los sistemas de agua potable. (Zamor, 2006)

3.2.2.6 Después del desastre (mediato)

Con referencias a las actividades referidas a después de lo ocurrido el desastre, se considerará la intensidad acorde a la magnitud del mismo, siendo estos de rehabilitación y reconstrucción.

3.2.2.7 Rehabilitación

Con respecto a este proceso es conveniente rehabilitar los sistemas esenciales, para poder contar lo más pronto posible con estos servicios que hayan sido suspendidos, ya sean por algún daño o desastre. (Zamor, 2006)

3.2.2.8 Reconstrucción

Esta función comprende el desarrollo para reparar y mejorar los elementos estructurales que hayan sido afectadas. Viendo la posibilidad de que sea en un corto o mediano plazo. (Zamor, 2006)

3.2.3 Amenazas naturales

Algunas de las amenazas que afectan con más frecuencia a los sistemas de abastecimiento de agua y alcantarillado.

3.2.3.1 Vientos

El viento puede causar un grave daño a las infraestructuras expuestas (nivel del suelo) claro está que el riesgo es mayor en relación a la altura. Por ello los daños dependerán según como hayan sido construidos dichas obras ya que la resistencia del viento es mayor. (Salud, 2004)

Daños producidos por vientos:

El fenómeno por lo general origina un tipo de daño y es:

- a) Avería en el sistema de energía eléctrica provocando una interrupción en los equipos de bombeo.

- b) Desacople de las tuberías del tanque de reserva.
- c) Mayor turbidez y contaminación en los estanques de la planta de tratamiento (PTAP).
- d) Ruptura en tuberías expuestas, las cuales están cercanas al canal.

3.2.3.2 Terremotos o sismos

Una de las causas que incrementan la vulnerabilidad y/o riesgo para con un sistema de agua potable es: la ubicación de los sistemas (en zonas de amenaza sísmica), el terreno pobremente consolidado donde se amplifican a lo largo de dichas fallas geológicas, el diseño de los abastecimientos de consumo (materiales, antigüedad de construcción). (Salud, 2004).

Consecuencias por sismos:

- a) Daño parcial o completo de las infraestructuras como: captación, conducción, tratamiento, impulsión, reserva, aducción, distribución.
- b) Rotura en las redes de distribución y uniones, en consecuencia, desperdicio del agua bebibible.
- c) Suspensión de la corriente eléctrica y vías de acceso.
- d) Alteración de la calidad del agua por derrumbes.

3.2.3.3 Deslizamientos

La inestabilidad del terreno en algunas circunstancias genera deslizamientos es decir el terreno tiende a deslizar un volumen a una cierta velocidad y tamaño considerable, claro está que depende mucho de la ubicación geográfica en la que estará el sistema de agua potable. Este fenómeno es desatado gradualmente por las constantes lluvias que hay en la zona y/o sismos los cuales cambian paulatinamente la geografía del lugar. Al ser poco impredecibles estas precipitaciones, lo correcto sería observar las zonas más expuestas a estas latentes fallas. No obstante, existen ciertas referencias que nos ayudaran a identificar estas potenciales fallas y poder sobrellevarlos para disminuir o eliminar dicho riesgo. (Salud, 2004)

Consecuencias que le sucede a los sistemas de agua potable por deslizamientos:

- a) El desnivel de la zona en estudio es inestable y susceptible a que la masa de tierra se deslice, provocando el destrozo parcial o total de las infraestructuras como: la captación, planta de tratamiento, reservorio (Salud, 2004).
- b) Es de vital importancia referirse al agua ya que esta puede ser contaminada por los derrumbes y/o avalanchas. Estas a su vez generan una mayor turbidez y hasta podría ininterrumpir la libre fluidez del líquido elemento. Este daño es provocado por los sismos

y lluvias que existen en el área. (Salud, 2004)

c) El arrastre del terreno ha de ocasionar una avería en la línea de conducción o en la red de distribución, en los diferentes tramos existentes en donde se encuentran las válvulas purga o uniones (Salud, 2004).

d) La misma ubicación de la planta de tratamiento (PTAP) motiva a que un derrumbe cause daños como: contaminación o deteniendo la circulación del agua. Ya que en la zona escogida pueda estar sin protección, un declive rocoso, el suelo expansible o un suelo licuable. (Salud, 2004)

e) Indirectamente la misma suspensión del servicio de luz, las interrupciones de las vías de tránsito generadas por los derrumbes, perturban la seguridad y tranquilidad de la población (Salud, 2004).

3.2.3.4 Inundaciones:

La época de lluvia es un fenómeno meteorológico habitual, pero en ocasiones su comportamiento es de alto riesgo, en circunstancias desfavorables afectan a las infraestructuras como captación, PTAP, reservorio, etc. Las torrenciales lluvias generan inundaciones, éstas desprenden ramas y árboles, averían las vías, aumenta el cauce del canal impidiendo una buena desinfección. (Salud, 2004)

3.2.4 Amenazas relacionadas con el agua, el saneamiento y la higiene

Amenazas relacionadas con la salud que afectan frecuentemente con el abastecimiento de agua. “El Agua y el saneamiento son importantes para la salud pública. Lo que implica que todos debemos recibir el acceso al agua salubre y a instalaciones sanitarias adecuadas, sin importar condiciones de vida, de ser así se dado un paso importante contra todo tipo de enfermedad.” (Jong-wook, 2004)

“Dr. LEE Jong-wook, Director General, Organización Mundial de la Salud” (Jong-wook, 2004).

3.2.4.1 Diarrea

Es una enfermedad que resulta del acumulación de agua insalubre, deficiencias en higiene y el mal saneamiento. Para evitar este tipo de enfermedades se debe mejorar los abastecimientos de agua, el agua domestica debe recibir cierto tipo de cloración para el consumo y aseo humano. Además, se debe inculcar medidas de higiene como lavarse las manos. (Jong-wook, 2004)

3.2.4.2 Paludismo

Según, Jong-wook (2004) “Es una enfermedad de transmisión vectorial en el que cada año 1,3

millones de personas mueren, se contagia por medio de aguas estancadas, aguas de irrigación o presas”.

3.2.4.3 Esquistosomiasis

Según, Jong-wook (2004) “Esta enfermedad aparece ante la ausencia de higiene y escasez de sistemas de agua potable cercana, estancamiento en reservorios artificiales o construcciones de regadío mal diseñada”

3.2.4.4 Helmintiasis intestinales (escariases, tricuriasis, anquilostomiasis)

Los helmintos intestinales producen alteraciones cognitivas hasta anemia.

Según, Jong-wook (2004). “Aplicando un buen saneamiento, implementación de sistemas de agua potable y la correcta aplicación de hábitos de higiene se puede disminuir el contagio por escariases hasta un 29% y el contagio por anquilostomiasis hasta un 4%”.

3.2.4.5 Hepatitis A

La hepatitis es la inflamación del hígado, producido por ingerir alimentos lavados con agua contaminada o también haber comido alimentos preparados por una persona infectada además de tomar agua contaminada o tener contacto con una persona infectada como haber tenido relaciones sexuales o haber atendido a un enfermo. (Jong-wook, 2004).

3.2.4.6 Arsénico

Según, Jong-wook (2004) “La contaminación del agua con arsénico provoca lesiones cutáneas entre otros síntomas, es importante analizar las fuentes de agua y además se deben utilizar buenos sistemas de extracción”.

3.2.5 Conceptos de análisis de riesgo

3.2.5.1 Riesgo

Se describe como la probabilidad en que una comunidad o sociedad sufre consecuencias negativas como pérdidas humanas, destrucción de comunidades, daños ambientales, a consecuencia de desastres o amenazas naturales.

3.2.5.2 Estimación de Riesgo

Según, INAA (2013) Se basa en calcular las posibles pérdidas ocurridas en casos de desastre. Se evalúa el riesgo relacionado a las amenazas y vulnerabilidades con la finalidad de valorar los efectos sociales, económicos y ambientales de un evento específico.

Con una formula $R = A * V$, como se muestra en el cuadro:

Tabla 4. Estimación de riesgo

NIVEL DE RIESGO				
Amenaza	Alto	Alto	Alto	Medio
	Medio	Alto	Medio	Medio
	Bajo	Medio	Medio	Bajo
		Alto	Medio	Bajo
	Vulnerabilidad			

Fuente: Inaa (2013)

Es el conjunto de actividades y métodos que se ejecutan en una zona geográfica específica, con la misión de obtener información sobre los peligros naturales y/o tecnológicos, además de realizar un análisis de las vulnerabilidades, para evaluar el nivel de riesgo estimado (probabilidades de daños: pérdidas humanas e infraestructura). (INDECI, 2012).

Se evaluará en función al peligro (P) y la vulnerabilidad (V), mediante la siguiente fórmula:
 $R = P * V$.

Tabla 5. Evaluación de peligro y vulnerabilidad

Peligro Muy Alto	Riesgo Alto	Riesgo Alto	Riesgo Muy Alto	Riesgo Muy Alto
Peligro Alto	Riesgo Medio	Riesgo Medio	Riesgo Alto	Riesgo Muy Alto
Peligro Medio	Riesgo Bajo	Riesgo Medio	Riesgo Medio	Riesgo Alto
Peligro Bajo	Riesgo Bajo	Riesgo Bajo	Riesgo Medio	Riesgo Alto
	Vulnerabilidad Baja	Vulnerabilidad Media	Vulnerabilidad Alta	Vulnerabilidad Muy Alta
<p>LEYENDA:</p> <ul style="list-style-type: none"> Riesgo Bajo (< de 25%) Riesgo Medio (26% al 50%) Riesgo Alto (51% al 75%) Riesgo Muy Alto (76% al 100%) 				

Fuente: Indeci (2006)

3.2.5.3 Gestión del riesgo de desastres

Es el proceso de prevención social que disminuye y verifica permanente los factores de riesgo ante escenarios de desastre, en los que debemos considerar las normas nacionales con especial importancia en materias como la economía, lo ambiental, la seguridad, la defensa nacional y lo territorial de maneras sustentables.

3.2.5.4 Componentes de la gestión del riesgo de desastres

Según, Lozano (2011) Los componentes de la gestión del riesgo de desastres son:

- Gestión Prospectiva (Prevención): Grupo de actividades que se proyectan y se ejecuta para evitar y prevenir el desarrollo de riesgos futuros.
- Gestión correctiva (mitigación): Grupo de actividades que se proyectan y ejecutan con el objetivo de rectificar o calmar el riesgo existente.
- Gestión Reactiva: Grupo de actividades y normas que se destinan a confrontar los desastres que sean causados por un peligro inminente o por la consumación de todo tipo de riesgo.

3.2.5.5 Proceso de las gestiones de riesgo de desastres

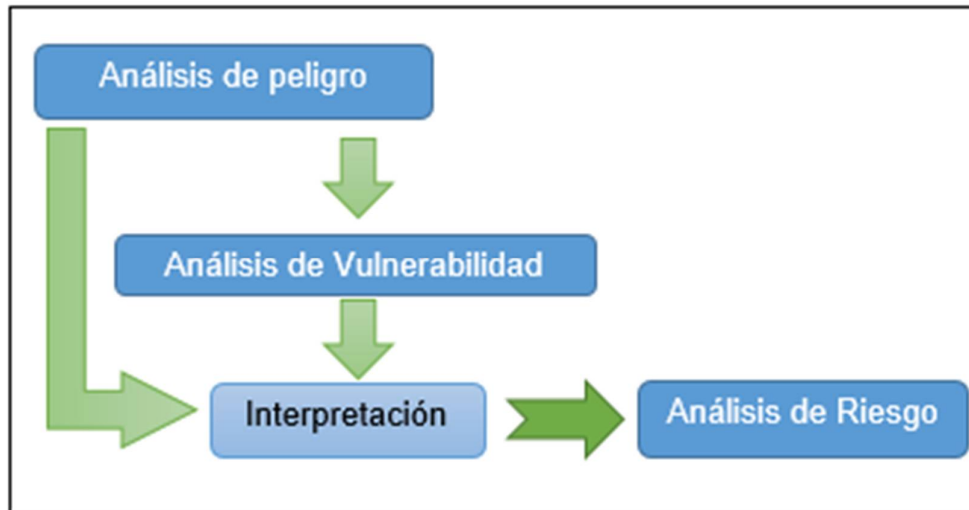
Según, Lozano (2011) Para lograr una buena organización, gestión, verificación de actividades entre otras actividades se debe seguir los pasos a continuación:

- Estimación del riesgo: Esta referido al conjunto de acciones y métodos que se ejecutan para tener en conocimiento los peligros, vulnerabilidad y establecer nivel de riesgo que permita tomar decisiones.
- Prevención del Riesgo: Engloba todas las acciones para evitar el desarrollo de riesgos que atenten contra la sociedad, sin dejar de lado la gestión del desarrollo sustentable.
- Reducción del riesgo: Engloba las acciones que se deben realizar para minimizar las vulnerabilidades y riesgos que se presentan en el contexto de la gestión del desarrollo sustentable.

3.2.5.6 Análisis de riesgos

Es el procedimiento de evaluación de daños provocados por peligros naturales con el fin de evitar y controlar los componentes de riesgo ante circunstancias de desastre, teniendo en cuenta lo económico, lo ambiental, la seguridad, defensa civil y lo territorial.

Figure 6 Concepto de análisis de riesgo



Fuente: Klover & otros (2004)

3.2.5.7 Estimación de Riesgo

Como afirma Lozano (2011). Utilizando un planteamiento, organización, dirección, registro de actividades y labores relacionadas se obtuvo lo siguiente:

Figure 7 Relación entre componentes y procesos de GRD



Fuente: Lozano cortijo (2011)

Figure 8 Procesos de GRD con relación la ocurrencia de un desastre



Fuente: Lozano cortijo (2011)

Se realizó una estimación conjunta para valorar el riesgo, con el fin de evaluar la probabilidad de pérdidas y daños estimados (personas, bienes materiales, recursos económicos) frente a un fenómeno de origen natural, antrópicos u otro. El criterio matemático, se basa en la utilización de la siguiente ecuación: $R=P \times V$. (Sanbasur, 2011)

Dónde: R = Riesgo, P = Peligro o Amenaza y V = Vulnerabilidad

Tabla 6. Parámetros de evaluación del peligro

RIESGO	Muy alto	Alto	Alto	Muy alto	Muy alto
	Alto	Medio	Medio	Alto	Muy alto
	Medio	Bajo	Medio	Medio	Alto
	Bajo	Bajo	Bajo	Medio	Alto
	P x V	Bajo	Medio	Alto	Muy alto

Fuente: Sanbasur (2011)

3.2.5.8 Incorporación del análisis de riesgos en proyectos de agua

Se lleva a cabo desde los aspectos generales del proyecto hasta el análisis de participación de las instituciones involucradas, los beneficiarios y su compromiso para gestionar el riesgo.

Primero se debe realizar el diagnóstico de la zona de influencia, luego identificar el impacto causado por los desastres, de igual forma identificar las vulnerabilidades que van a determinar los riesgos y finalmente se crearan alternativas para reducir la vulnerabilidad.

Figure 9 Análisis transversal de riesgo



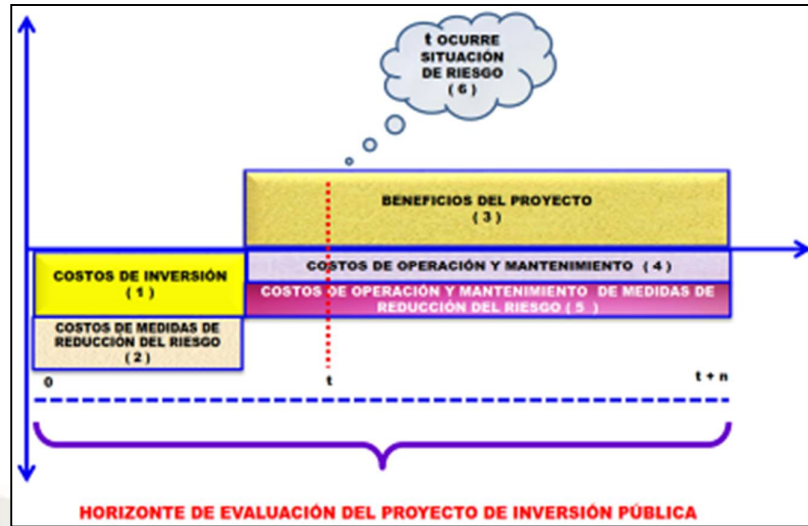
Fuente: MEF, Cursos de Auditoria de Proyectos de Inversion Publica (2014).

Figure 10 Flujo de beneficios y costos asumido proyecto sin análisis de riesgo



Fuente: MEF, Cursos de Auditoria de Proyectos de Inversion Publica (2014).

Figure 11 Flujo de beneficios y costos para un proyecto que incluye medidas de reducción de riesgo



Fuente: MEF, Cursos de Auditoria de Proyectos de Inversion Publica (2014)

Figure 12 Flujo de beneficios y costos para un proyecto no incluye medidas de mitigación

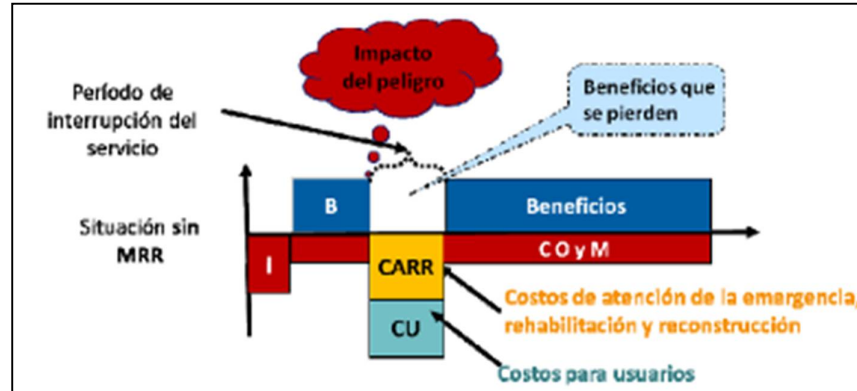


Fuente: MEF, Cursos de Auditoria de Proyectos de Inversion Publica (2014)

3.2.5.9 Importancia del análisis de riesgos en proyectos de agua

Se debe definir eficientemente los recursos para proyectos sociales, estos deben mejorar la calidad de la inversión asignada de acuerdo a las prioridades nacionales. Primero se contempla el ciclo de vida de los proyectos, luego la etapa de pre inversión se debe elaborar estudio de perfil, pre-factibilidad y factibilidad, finalmente se desarrollan los proyectos y entran en funcionamiento.

Figure 13 Comparación de la situación sin medidas y con medidas de prevención



Fuente: MEF (2011)

3.2.6 Peligro

Es la posibilidad de que transcurra una situación destructiva de causa natural o incitada por un individuo, dado en un determinado lugar con grados, lapsos de tiempo y secuelas.

También llamado amenaza, que, por su capacidad y singularidad, puede originar percances como:

- Económicos, ambientales y físicos.
- Pueden originarse por aspectos tecnológico, socio – natural o natural.
- Con magnitud, tiempo y ubicación.
- Perjudica adversamente a las personas, infraestructura, etc.

3.2.6.1 Clasificación:

Se pueden catalogar como: peligros de origen natural, son todos aquellos que se presentan en el exterior e interior de la superficie tales como terremotos, tsunamis o deslizamientos; provocados por fenómenos naturales (meteorológicos y oceanográficos) puede ser el fenómeno del niño o de la niña; por fenómenos biológicos como las plagas; peligros originados por acciones humanas como derrames, incendios, explosiones, etc. (MCLCP, 2017)

Según, Lozano (2011) su origen, se clasifican en:

Tabla 7. Clasificación de los peligros por origen

NATURALES	SOCIO NATURALES	TECNOLÓGICOS O ANTRÓPICOS
<ul style="list-style-type: none"> • Sismos • Tsunamis • Erupciones volcánicas • Sequías • Heladas • Granizadas • Aluviones • Precipitaciones pluviales • Huracanes 	<ul style="list-style-type: none"> • Inundaciones • Deslizamientos • Huaycos • Desertificación • Salinización de suelos 	<ul style="list-style-type: none"> • Contaminación ambiental • Incendios urbanos • Explosiones • Derrames de sustancias tóxicas

Fuente: Lozano cortijo (2011)

Figure 14 Amenazas naturales y antrópicas



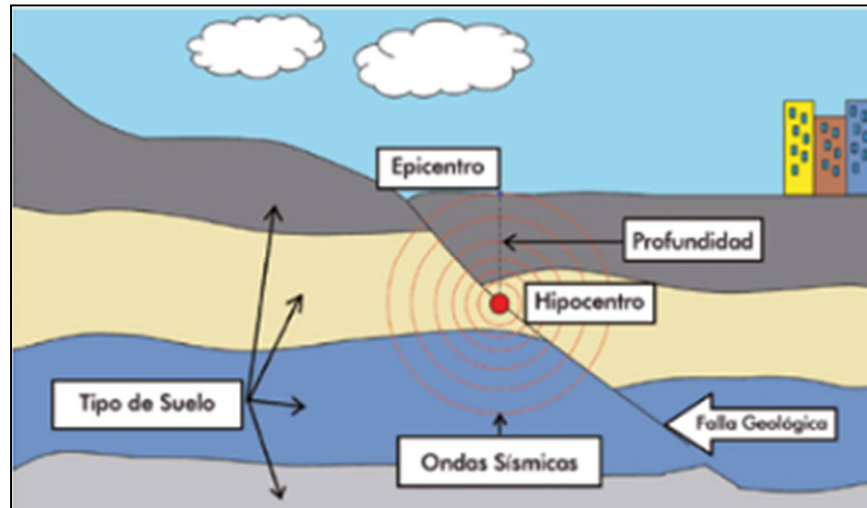
Fuente: Orozco Restrepo & Guevara Arevalo (2011).

3.2.6.1.1 Peligros de origen natural

– Sismo

Son vibraciones u oscilaciones pasajeras producidas en la corteza terrestre, estas liberan energía en forma de ondas como consecuencia del movimiento de placas tectónicas o por actividad volcánica.

Figure 15 Sismo originado por una falla geológica



Fuente: Cenepred (2014)

– **Lluvia**

Es el proceso natural por el cual el vapor que genera las nubes se enfría y desciende a manera de gotas de agua hasta el suelo. Su intensidad va desde una pequeña garúa hasta una lluvia fuerte que puede provocar daños o desastres a ciertos lugares.

3.2.6.1.2 Peligros socio naturales

– **Deslizamiento**

Es el movimiento intenso de una aglomeración de tierra, estimulada por la inconsistencia de un desnivel, tiende a deslizarse por una superficie plana y en pendiente. Puede llegar a ser de carácter catastrófico, sepultando comunidades o destruyendo infraestructuras importantes.

– **Huayco**

Es el desbordamiento de acumulaciones de agua, barro y piedras, que se genera frecuentemente en épocas de lluvia intensa. Pueden llegar a sepultar comunidades o destruir infraestructuras importantes.

– Inundación

Es generada en épocas de lluvia intensa, el agua se acumula en las superficies hondonadas propiciando el desgaste de estructuras y presencia de plagas. Además, las lluvias también provocan que el volumen del río se incremente hasta desbordar, inundando los suelos aledaños.

3.2.6.1.3 Peligros de origen tecnológico

– Incendio

Es la dispersión no planificada del fuego, que puede ocasionar la devastación de una población. Los tipos de incendio se dividen en urbanos, domésticos y forestales.

El contacto a este desastre produce quemaduras graves, intoxicación, contusiones, asfixia, desmayos que pueden llevar al fallecimiento.

– Derrame de sustancias químicas peligrosas

Es el esparcimiento premeditado o no deliberado de material tóxico que representa un riesgo de carácter reactivo, corrosivo, tóxico, inflamable y biológico infeccioso.

– Contaminación ambiental

Es la acumulación de partículas de materia dañina depositadas en todo el ecosistema, puede afectar el desarrollo de los seres vivos cambiando las características del suelo, intoxicando los mares, alterando el clima, entre otras consecuencias.

3.2.6.2 Evaluación del Peligro

Como nos explica Sanbasur (2011). Se realizó un cuadro matriz, donde se observe los antecedentes de eventos naturales para luego definir el nivel de probabilidad de ocurrencia del peligro.

Tabla 8. Calificación para la evaluación del peligro

Calificación n	Rango AG	Rango AP
Peligro muy alto	Alto = 3, Medio > 3	Si > 2
Peligro alto	Alto = 2, Medio >= 3	Si = 2
Peligro medio	Alto = 1, Medio = 2	Si = 1
Peligro bajo	Alto = 0, Medio = 1	Si = 0

Fuente: Sanbasur (2011)

3.2.6.3 Análisis de peligro para proyectos de agua y alcantarillado

3.2.6.3.1 Análisis de peligros

Según, Lozano (2011) Detalla y calcula la posibilidad de los niveles de ocurrencia de un fenómeno natural intenso en ciertos lugares, llevando a cabo la identificación, y zonificación de los peligros. Teniendo en cuenta lo siguiente:

- Identificación del tipo de peligro en el ámbito de estudio.
- Mapeo o Zonificación de los peligros.
- Nivel de peligro.

Figure 16 Diagnóstico del riesgo de desastres



Fuente: Lozano cortijo (2011)

3.2.7 Vulnerabilidad

Proceso para poder determinar los componentes de daño, ya sean susceptibles o leves, débiles y críticos, dentro de una edificación, instalación y/o sistema, e incluso una determinada población. Los cuales sufren daños dichos elementos humanos y materiales.

3.2.7.1 Tipos de Vulnerabilidad

3.2.7.1.1 Vulnerabilidad física.

Es la capacidad para soportar posibles daños en los mecanismos de una infraestructura debido a los siguientes criterios: 1) Grado de exposición a las amenazas dependiendo de la ubicación, 2) Calidad de los materiales empleados y del proceso de construcción, 3) El grado de daño que se espera si es atacado por un desastre natural. Como se indica en la consecuente tabla:

Tabla 9. Vulnerabilidad Física

VARIABLE	NIVEL DE VULNERABILIDAD			
	VB < 25 %	VM 26 a 50 %	VA 51 a 75 %	VMA 76 a 100 %
Material de construcción utilizada en viviendas	Estructura sismorresistente con adecuada técnica constructiva(de concreto o acero)	Estructura de concreto, acero o madera, sin adecuada técnica constructiva	Estructuras de adobe, piedra o madera, sin refuerzos estructurales	Estructuras de adobe, caña y otros de menor resistencia, en estado precario
Localización de viviendas (*)	Muy alejada > 5 Km	Medianamente cerca 1 – 5 Km	Cercana 0.2 – 1 Km	Muy cercana 0.2 – 0 Km
Características geológicas, calidad y tipo de suelo	Zonas sin fallas ni fracturas, suelos con buenas características geotécnicas	Zona ligeramente fracturada, suelos de mediana capacidad portante	Zona medianamente fracturada, suelos con baja capacidad portante	Zona muy fracturada, fallada, suelos colapsables (relleno, mapa freática alta con turba, material inorgánico, etc.)
Leyes existentes	Con leyes estrictamente cumplidas	Con leyes medianamente cumplidas	Con leyes sin cumplimiento	Sin ley

Fuente: Indeci (2006)

3.2.7.1.2 Vulnerabilidad operativa.

Se pone en valor la capacidad prolongada para poder dar el servicio de agua potable. Se analiza los componentes internos de mantenimiento y operación, asimismo los componentes externos.

3.2.7.1.3 Vulnerabilidad organizativa.

Según, INAA (2013) Es la capacidad organizativa y administrativa de una comunidad, que es capaz de reponerse a situaciones de amenaza gracias a experiencias pasadas y el buen manejo de recursos.

Como afirma Indeci (2012). Se analizan los niveles de organización y participación de la asociación para prevenir y dar respuesta a emergencias. Las multitudes organizadas pueden sobrevivir fácilmente al desastre. Como se muestra en la tabla de resultados:

Tabla 10. Vulnerabilidad organizativa o social

VARIABLE	NIVEL DE VULNERABILIDAD			
	VB	VM	VA	VMA
	< 25 %	26 a 50 %	51 a 75 %	76 a 100 %
Nivel de Organización	Población totalmente organizada.	Población organizada	Población escasamente organizada	Población no organizada.
Participación de la población en los trabajos comunales	Participación total	Participación de la mayoría.	Mínima Participación	Nula participación
Grado de relación entre las instituciones y organizaciones locales.	Fuerte relación	medianamente relacionados	Débil relación	No existe
Tipo de integración entre las organizaciones e Institucionales locales.	Integración total.	Integración parcial	Baja integración	No existe integración

Fuente: Indeci (2006)

3.2.7.1.4 Vulnerabilidad cultural y socioeconómica.

Según, INAA (2013) La pobreza, el bajo nivel educativo y la inequidad de género son características de una comunidad que tiende a ser más vulnerable ante un desastre.

Según, INDECI (2012) Los bienes económicos que posee un centro poblado como la tierra, la infraestructura, los servicios, el empleo asalariado, entre otros, con la finalidad de confrontar los percances, como se muestra en la consecuente tabla:

Tabla 11. Vulnerabilidad económica

VARIABLE	NIVEL DE VULNERABILIDAD			
	VB	VM	VA	VMA
	< 25 %	26 a 50 %	51 a 75 %	76 a 100 %
Actividad Económica	Alta productividad y Recursos bien distribuidos. Productos para el comercio exterior o fuera de la localidad	Medianamente productiva y distribución regular de los recursos. Productos para el comercio interior, a nivel local.	Escasamente productiva y distribución deficiente de los recursos. Productos para el autoconsumo.	Sin productividad y nula distribución de recursos.
Acceso al mercado laboral	Oferta laboral > Demanda	Oferta laboral = Demanda	Oferta laboral < Demanda	No hay Oferta Laboral.
Nivel de ingresos	Alto nivel de ingresos	Suficientes nivel de ingresos	Nivel de ingresos que cubre necesidades básicas	Ingresos inferiores para cubrir necesidades básicas.
Situación de pobreza o Desarrollo Humano	Población sin pobreza	Población con menor porcentaje pobreza	Población con pobreza mediana	Población con pobreza total o extrema

Fuente: Indeci (2006)

3.2.7.1.5 Vulnerabilidad ambiental.

Según, INAA (2013) Estimación de datos sobre la microcuenca, calidad de agua.

Como afirma INDECI (2012) Es el grado de resistencia de un determinado ecosistema (conformado por los seres vivos y el medio natural) ante las variaciones climáticas, como indica en la consecuente tabla:

Tabla 12. Vulnerabilidad ambiental

VARIABLE	NIVEL DE VULNERABILIDAD			
	VB < 25 %	VM 26 a 50 %	VA 51 a 75 %	VMA 76 a 100 %
Condiciones Atmosféricas	Niveles de temperatura al promedio normales	Niveles de temperatura ligeramente superior al promedio normal	Niveles de temperatura superiores al promedio normal	Niveles de temperatura superiores estables al promedio normal
Composición y calidad del aire y el agua	Sin ningún grado de contaminación	Con un nivel moderado de contaminación	Alto grado de contaminación	Nivel de contaminación no apto
Condiciones Ecológicas	Conservación de los recursos naturales, crecimiento poblacional planificado, no se practica la deforestación y contaminación	Nivel moderado de explotación de los recursos naturales; ligero crecimiento de la población y del nivel de contaminación	Alto nivel de explotación de los recursos naturales, incremento de la población y del nivel de contaminación.	Explotación indiscriminada de recursos naturales; incremento de la población fuera de la planificación, deforestación y contaminación

Fuente: INDECI (2006)

3.2.7.2 Análisis de vulnerabilidad

El análisis de vulnerabilidad es el primer proceso para diagnosticar la zona de intervención del plan a elaborarse, sin embargo, la vulnerabilidad también depende en cómo la población realiza sus actividades, sus niveles de ordenamiento, las características de su infraestructura, etc. Comprende lo siguiente:

- Identificar y examinar las causas que intervienen en la vulnerabilidad: físico, operativo, social, económico, ambiental y otros.
- Definir el valor de vulnerabilidad
- Comparación de las capacidades de autoprotección de indicadores.

3.2.7.3 Evaluación de la Vulnerabilidad

Se identificará y analizará las vulnerabilidades a los que se está expuesto el proyecto.

Tabla 13. Calificación para la evaluación de la Vulnerabilidad

Calificación	Rango
Vulnerabilidad muy alta	Entre 0.75 y 1.00
Vulnerabilidad alta	Entre 0.50 y < 0.75
Vulnerabilidad media	Entre 0.25 y < 0.50
Vulnerabilidad baja	Entre 0 y < 0.25

Fuente: Sanbasur (2011)

3.2.8 Resiliencia

Esta es la resiliencia de la comunidad o sociedad al afrontar situaciones de amenaza o desastre, teniendo en cuenta escenarios pasados para reducir riesgos futuros.

3.2.8.1 Análisis de resiliencia

Es la capacidad para responder con rapidez y eficiencia ante las consecuencias de los desastres.

3.2.8.2 Evaluación de Resiliencia

Se encarga de identificar y analizar la resiliencia donde está comprometida el proyecto y los componentes que han de determinar los impactos de peligro y condiciones de riesgo para el proyecto.

Tabla 14 Calificación para la evaluación de la Resiliencia

Calificación	Rango
Resiliencia muy alta	Si = 0
Resiliencia alta	Si = 1
Resiliencia media	Si = 2
Resiliencia baja	Si > 2

Fuente: Sanbasur (2011)

3.2.9 Sistema de abastecimiento de agua potable

3.2.9.1 Agua potable

Según, INEI (2013) Denominado agua potable cuando este ha seguido un tratamiento conforme a los estatutos de calidad universal que es para el consumo de personas y animales sin miedo de adquirir enfermedades. Los reservorios domésticos o pozos deben de garantizar la calidad del agua de consumo.

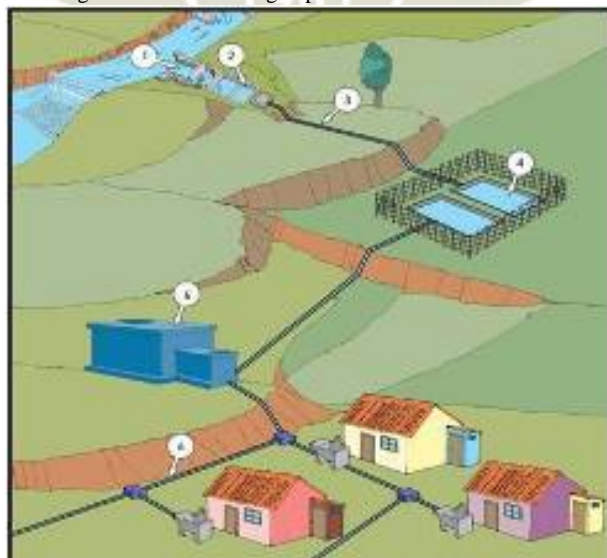
Para un sistema de agua potable los elementos construidos e instalados para poder captar, conducir, tratar, almacenar y distribuir agua a los residentes. En este sentido también comprende las cuencas y acuíferos. En forma general, los sistemas de agua potable facilitan un servicio indispensable para cualquier estado, teniendo autoridad local regionalmente dependiendo de la organización vigente. (Zamor, 2006)

Los métodos pueden ser por gravedad, bombeo o pueden ser mixtos. Para el método por gravedad se aprovecha la pendiente del terreno para su debido desplazamiento del agua, por bombeo se ha de requerir un equipamiento electromecánico y para el método mixto se exigirá los antes métodos antes mencionados. (Zamor, 2006)

3.2.9.2 Sistema de agua potable con tratamiento

Este sistema es generado gracias a las presiones a los diferentes niveles de altura desde la captación de aguas hasta el reservorio y la red de distribución, además es importante contar con una planta de tratamiento.

Figure 17 Sistema de agua potable con tratamiento

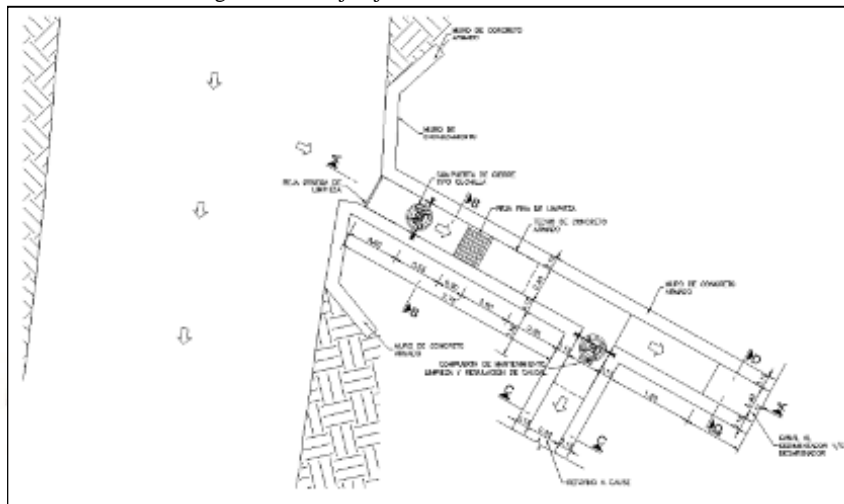


Fuente: Sanbasur, guía de mitigación en agua y saneamiento rural (2011)

3.2.9.2.1 Captación del tipo barraje fijo con canal de derivación

Proporciona la derivación de los volúmenes de agua en las épocas de avenida y estiaje.

Figure 18 Barraje fijo con canal de derivación



Fuente: Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento (2018)

Los elementos para el diseño del canal son:

Canal, el dimensionamiento se elabora con la siguiente expresión:

$$A_c = \frac{Q_{md}}{v}$$

Donde:

A_c : Área efectiva del flujo del agua en m^2

Q_{md} : Caudal máximo diario en lts/seg

v : Velocidad de flujo en m/seg (no debe ser $<0,6$ m/seg)

La Boca toma está compuesta por una estructura conectada al canal de bypass, en la que se incrusta una varilla que deja pasar el agua y retiene los sólidos flotantes, debiendo observarse las siguientes normas.

La sección efectiva se determina según el caudal máximo diario (Q_{md}), el diseño de la rejilla de protección y el nivel de fluctuación del nivel del agua.

El ajuste de entrada se realiza a través de una compuerta, preferiblemente de tipo placa plana deslizable vertical.

Para el tamaño de la barra de acero, consulte el cálculo de la exportación. Se recomienda instalar al menos dos varillas con diferente espacio entre las varillas. La distancia mínima entre las barras debe ser de 0,8 m para evitar una sala limpia o el paso entre las barras.

La primera rejilla en contacto directo con el río o canal debe ser gruesa (el espacio entre las varillas entre 7,5 cm y 15 cm) o mediana (el espacio entre las varillas entre 2 cm y 4 cm) y está

mejor orientada Fluye paralelo al río y promueve la autolimpieza. (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018).

Es mejor construir un muro de piedra de hormigón monolítico en el muro del canal cuando la longitud mínima del muro del canal es de 1,0 m y la altura mínima es de 0,30 m, para evitar el colapso del suelo y proteger la entrada de agua. También se colocan rocas en el lecho del río en el canal aguas arriba del área de captación para reducir la velocidad del flujo y aumentar la profundidad del agua del área de captación. (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018).

Para el cálculo del canal:

Según la ecuación de continuidad, la cantidad de agua que puede transportar el canal es función de la velocidad y el área de escurrimiento.

$$Q = v * A$$

Donde:

Q: Caudal de cálculo en m^3/seg

v: Velocidad del agua en m/seg

A: Sección de escurrimiento en m^2

Para la comprobación hidráulica se aplica la fórmula de Manning-Strickler:

$$v = \frac{1}{n} * R_h^{\frac{2}{3}} * i^{\frac{1}{2}}$$

Donde:

R_h : Radio hidráulico (m) es la relación entre área de escurrimiento y el perímetro mojado

i : Pendiente del canal en el tramo en m/m

n : Coeficiente de rugosidad en Manning

Coeficiente de rugosidad de Manning

Tabla 15: Coeficiente re rugosidad

Material	N
Concreto	0,0015
Ladrillo	0,0015
Mampostería de piedra	0,0020
tierra	0,025-0,040

Fuente: Ministerio de vivienda, contruccion y saneamiento (2018)

La velocidad mínima debe ser de 0,60 m/seg. La siguiente tabla enumera la velocidad máxima según el tipo de material.

Velocidades máximas admisibles:

Tabla 16: Velocidades Máximas Admisibles

material	v (m/seg)
Concreto de:	
140 kg/cm^2	2,0
210 kg/cm^2	3,3
250 kg/cm^2	4,0
280 kg/cm^2	4,3
315 kg/cm^2	5,0
Ladrillo	2-3
Mampostería de piedra	3-5
Tierra	<1

Fuente: Ministerio de vivienda construcción y saneamiento (2018)

Para el cálculo de la boca de toma:

La sección efectiva de la boca toma depende del caudal máximo diario (Q_{md}), el diseño de la rejilla de protección y el nivel de las fluctuaciones del nivel del agua.

El cálculo del área total de la rejilla debe considerar el área mínima de circulación efectiva del pasaje y el área total de las barras de acero, como se muestra a continuación:

$$A_t = A_s + A_f$$

Donde:

A_t : Sección de la boca de toma (m^2)

A_s : Sección total de las barras (m^2)

$$A_s = n * s * l$$

Donde:

n : Numero de barras

s : Espesor de la barra en m

l : Longitud de la barra en m

A_f : Sección de flujo en m^2

$$A_f = \frac{c * Q}{\xi * V_a}$$

Donde:

C : Coeficiente de seguridad por defectos de colmatación ($c=1,5-2,0$)

Q : Caudal de diseño en m^3/seg

V_a : Velocidad de aproximación en m/seg ($V_a = 0,60 \frac{m}{seg} a 1,00 m/seg$)

ξ : Pérdida de carga y/o sección de Kirshner

$$\xi = \varphi * \left(\frac{s}{a}\right)^{\frac{4}{3}} * \text{sen } \alpha$$

Donde:

φ : Coeficiente de forma en función de la sección transversal de los barrotes:

2,42: para sección rectangular

1,79: para sección circular

1,67: para sección parabólica

s : Espesor de la barra en m

a : Espesor entre barra y barra en m

α : Angulo de inclinación de la rejilla en $^\circ$

Para los cursos de agua afectados por torrentes, cuando grandes cuerpos flotantes puedan dañar las franjas delgadas, se deben prever franjas gruesas. Las tiras gruesas deben colocarse donde el agua ingresa al área de captación y luego las tiras finas.

El espacio entre barras paralelas debe ser de 7,5 cm a 15 cm para barras gruesas y de 2 cm a 4 cm para barras delgadas.

La varilla para limpieza manual debe estar inclinada de 70° a 80° con respecto al nivel y al canal para facilitar la ejecución.

En el tramo de paso correspondiente al nivel mínimo de agua, el área de apertura de la rejilla debe ser igual o mayor a 1,7 por litro por minuto, de manera que la velocidad final sea igual o menor a 10 cm / seg, y la pérdida es la carga estimada, permitiendo un 50% de bloqueo del tramo de paso.

La pérdida de carga se calcula por:

$$h = k * \frac{v^2}{2g}$$

Donde:

h : Pérdida de carga en m

v : Velocidad media en m/seg

g : Aceleración de la gravedad (m/seg^2)

k : Coeficiente de pérdida de carga

$$k = \beta \left(\frac{S}{a}\right)^{1.33} \operatorname{sen} \alpha$$

Donde:

β : Coeficiente, función de forma de la barra con los valores:

2,42: para barras rectangulares

1,79: para barras rectangulares

1,67: para barras parabólicas

Canal lateral

Estructuras que permiten la derivación parcial de un cuerpo de agua superficial de limitado caudal y que produce socavación.

Las consideraciones específicas serán:

La toma de agua a través de la tubería debe instalarse lo más alto posible para evitar que sean bloqueadas por sedimentos, y se deben tomar medidas de impermeabilidad.

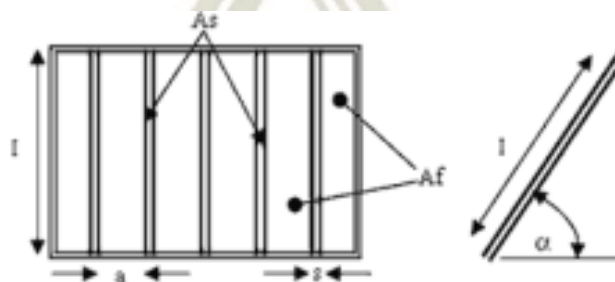
El tubo de conducción debe instalarse a 10 cm del fondo de la caja, y hay un elemento protector y una válvula para detener el flujo en la boca.

Las barras guía que componen la barra guía deben estar fabricadas con materiales anticorrosivos o protegidas con un tratamiento adecuado.

La compuerta regulación y el vertedero de rebose deben estar hechos de planchas de fierro galvanizado y su espesor debe poder resistir la intrusión de agua y el impacto de sólidos grandes como troncos de árboles y rocas grandes.

Para el tamaño de la barra gruesa se tendrá en cuenta lo siguiente:

Figure 19 Rejas Gruesas



Fuente: Ministerio de vivienda contruccion y saneamiento (2018)

Área necesaria para el ingreso del caudal de diseño

Coeficiente de mayoración por efectos de colmatación “C” (entre 1.5 y 2)

Coeficiente en contracción de la vena de agua (0.82 para barras rectangulares, 0.90 para barras circulares y 0.98 para barras con curvas)

$$K=0.82$$

Cálculo de la velocidad de aproximación “ V_a en m^2 ” (entre 0.60 y 1.0 para flujo laminar)

$$A_{fd} = \frac{C \cdot Q}{kV_a}$$

Cálculo del área efectiva de paso

B: Ancho del canal de derivación (m)

s: Ancho de cada barra (m)

a: Separación entre barras (m) (entre 7.5 cm y 15 cm rejas gruesas, 2 cm y 4 cm para rejas finas)

Numero de barras

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

Longitud de cada barra

$$A_f = 2A_{fd} = (N + 1) * a * l$$

Cálculo del área total de las barras metálicas

$$A_s = N * s * l$$

Para el cálculo del área total de las rejas gruesas se considerara lo siguiente:

$$A_t = A_s + A_f$$

Cálculo de la pérdida de carga en las rejas gruesas

v: Velocidad de aproximación (m/seg)

α : Angulo de inclinación (grados sexagesimales)

β : Coeficiente en función de la forma de las barras (2.42 para barras rectangulares, 1.79 para barras circulares y 1.67 para barras con curva)

k: Coeficiente de pérdida de carga

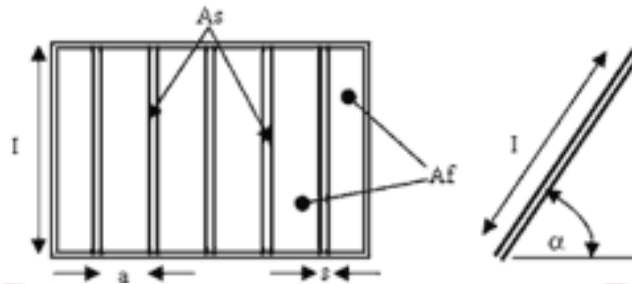
$$k = \beta * \left(\frac{s}{a}\right)^{1.33} * \text{sen}\alpha$$

Considerando el 50 % de suciedad

$$h = k \frac{V^2}{2g}$$

Dimensionamiento de las rejas finas

Figure 20 Rejas Finas



Fuente: Ministerio de vivienda construcción y saneamiento (2018)

Cálculo del área requerida

C: coeficiente de mayoración por efecto de colmatación

K: coeficiente de contracción:

Siendo 0.82 para barras rectangulares, 0.90 para barras circulares y 0.98 para barras con curva

Va: velocidad de aproximación (entre 0.60 y 1.0 para flujos laminares)

$$A_{fd} = \frac{C * Q}{k * V_a}$$

Cálculo del área efectiva de paso

B: ancho del canal de derivación (m)

s: ancho de cada barra (m)

Separación entre barras (entre 7,5 cm y 15 cm para rejas gruesas, 2 cm y 4 cm para rejas finas)

N: número de barras

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

Longitud de cada barra

$$A_f = 2 A_{fd} = (N + 1) * a * l$$

Cálculo del área total de las barras metálicas

$$A_s = N * s * l$$

Cálculo total de las rejas finas

$$A_t = A_s + A_f$$

Cálculo de la pérdida de carga en las rejas finas

v: velocidad de aproximación (m/seg)

α : Angulo de inclinación (grados sexagesimales)

β : Coeficiente en función de la forma de las barras (2.42 para barras rectangulares, 1.79 para barras circulares y 1.67 para barras con curvas)

k : Coeficiente de pérdida de carga

$$k = \beta * \left(\frac{S}{a}\right)^{1.33} * \text{sen } \alpha$$

Considerando el 50% de suciedad

$$h = k \frac{V^2}{2g}$$

Dimensionamiento del canal de derivación

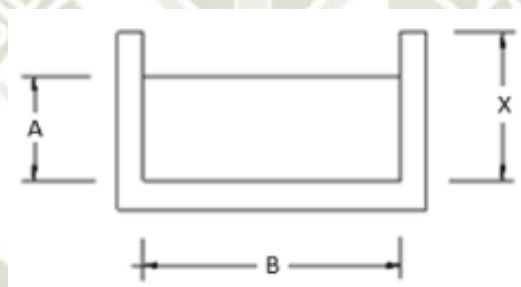
Cálculo de tirante de canal de derivación

Velocidad en el canal de derivación (entre 0.60 m/seg -3 m/seg)

$$Q = V * A$$

B : ancho de canal de derivación (m)

Figure 21 Sección del Canal



Fuente: Ministerio de vivienda construcción y saneamiento (2018)

Cálculo de la sección del canal de derivación

$$A_{CD} = B * H$$

Cálculo de la pendiente S del canal de derivación

R : Radio hidráulico (m)

n : Rugosidad

$$Q = \left(\frac{R^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}}{n}\right) * A_{CD}$$

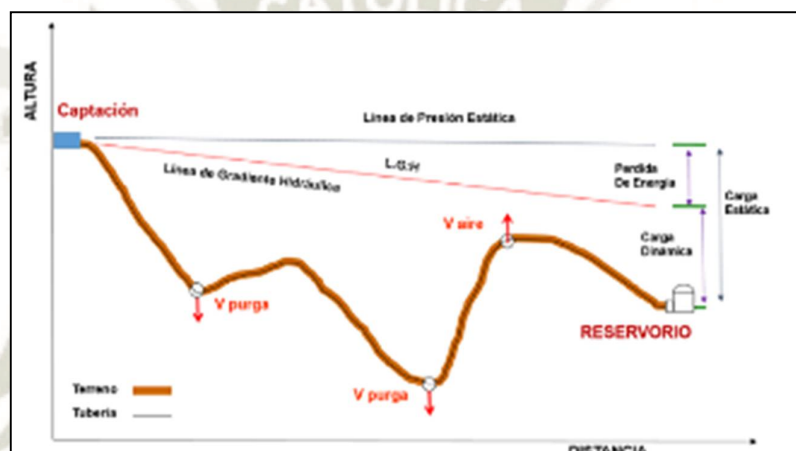
3.2.9.2.2 Línea de conducción

Este procedimiento trata de que el agua fluya de la captación hasta la planta de tratamiento, es ahí en donde se almacenara para su debido tratamiento. Se ha de considerar los tubos para su debida conducción los cuales serán de PVC, polietileno, etc. Parra su diseño se tendrá que ver la longitud, ello conlleva el diámetro y tipo de tubería. (Zamor, 2006)

El diseño de la línea de conducción requiere de estudios complementarios como son el estudio de mecánica de suelos, estudio topográfico, etc. El diseño se desarrollará teniendo en cuenta el plano de perfil longitudinal del terreno para poder ubicar las válvulas de purga y las válvulas de aire si esta los requiere.

Debemos tener en consideración con respecto al planteamiento de la línea de conducción podremos emplear la fórmula de H&W (Hazen y Williams), considerando el coeficiente de rugosidad “C”. Para poder determinar el coeficiente de rugosidad de Hazen y Williams debemos de considerar su pH.

Figure 22 Líneas de Conducción



Fuente: SANEAMIENTO (2018)

Se deberá tener en consideración la siguiente tabla para la estimación del coeficiente de rugosidad:

Tabla 17. Coeficiente de rugosidad de Hazen y Williams para varios materiales

Material de tuberías	“C” de Hazen-Williams
-Acero soldado, tubos nuevos	130
-Acero soldado, en uso	90
-Asbesto cemento	140
-concreto con buen acabado	130
-concreto con terminación común	120
-Fierro fundido, nuevo	130
-Fierro fundido, 15-20 años	100
-PVC	140

Fuente: Ministerio de Vivienda

El valor de pH del agua es un factor que afecta el valor de "C". Por ejemplo, en la tabla anterior, se recomienda usar $C = 100$ para tuberías de hierro fundido, pero los cambios debidos al valor de pH son:

CASO: Hierro fundido, con antigüedad de 30 años.

Tabla 18. Coeficiente por efectos del pH

pH	"C"
6.0	20
6.5	52
7.5	85
Agua potable ≈ 7.0	72
8.0	91

Fuente: Ministerio de Vivienda

El potencial de hidrogeno (pH) indica la acidez o alcalinidad de una sustancia. Sus valores oscilan 0-14

0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14

Acido

Neutro

Básico o Alcalino

El $\text{pH} = -\text{Log} [\text{H}^+]$

El factor de rugosidad del diámetro pequeño disminuye más rápidamente que el factor de rugosidad del diámetro grande y depende de la vida útil de la tubería.

Tabla 19.
Coeficiente según diámetro

Tiempo (años)	Ø 6"	Ø 10"	Ø 12"
0	130	130	130
5	118	119	120
10	108	109	110
15	100	102	103
20	93	94	97

Fuente: Ministerio de Vivienda

Para el caso de las tuberías de acero se escoge el año y se toma el siguiente.

El coeficiente de rugosidad en tuberías de HFD es:

Tabla 20.
Coeficiente de Rugosidad HFD

Ø	Años	C
6"	Nueva	145
	12	146
	16	143
10"	16	134
	32	135
	39	138

Fuente: Ministerio de Vivienda

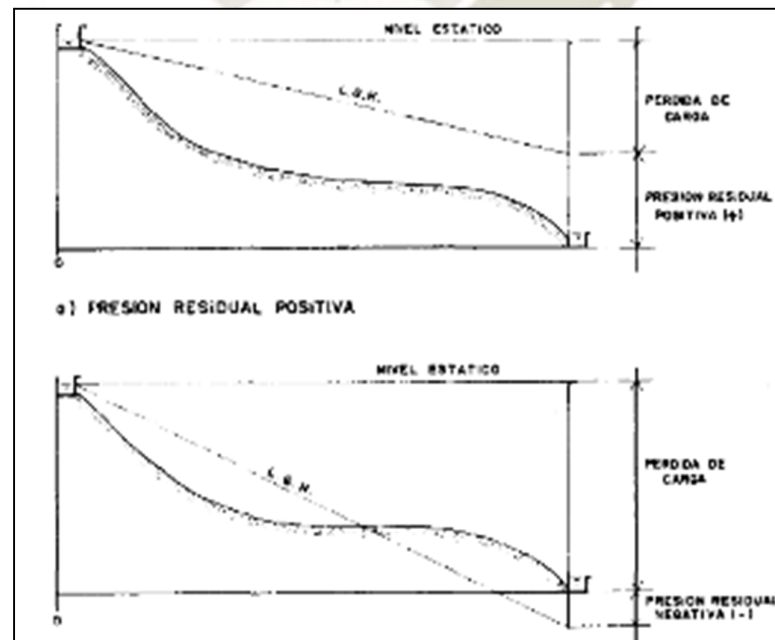
Nota: La tubería de asbesto cemento tiene valores de "C"

Para seleccionar el tipo de tubería, se debe considerar el criterio de tensión máxima para la presión interna del agua.

3.2.9.2.2.1 Línea de gradiente hidráulica (L.G.H)

Señala la presión de agua en todo el trayecto del conducto bajo circunstancias de maniobra. Al trazar la línea de gradiente hidráulica con el fin de que el caudal se libere en la atmosfera (como dentro de un tanque), permitiendo una solución para que la presión residual en ese punto de descarga se torne efectiva o perjudicial.

Figure 23 Presiones residuales negativas y positivas



Fuente: (Aguero Pittman, 1997)

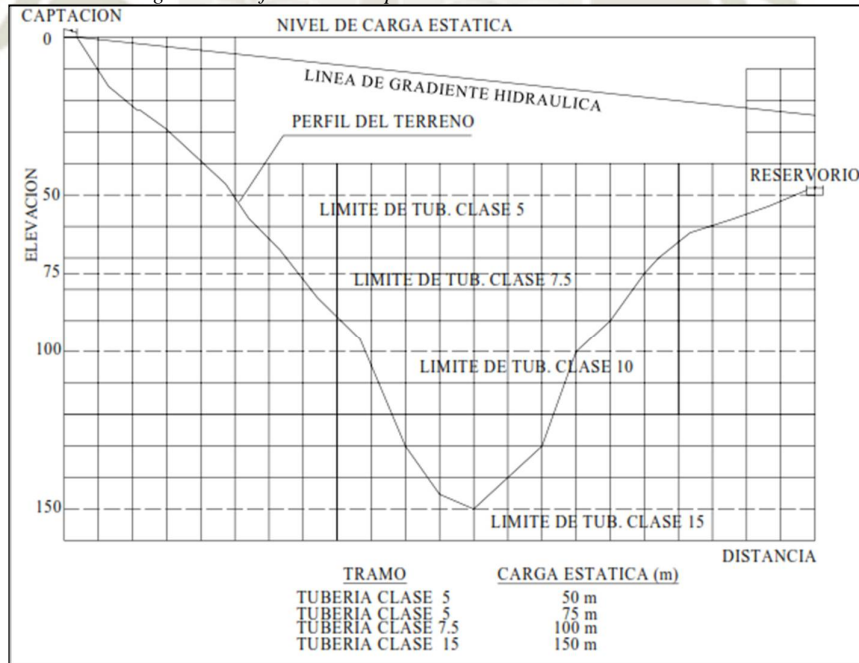
3.2.9.2.2 Línea de gradiente estática

Según esta norma, se considera el aspecto de tensión máxima que presenta la presión interna del agua en la tubería. Teniendo en cuenta las condiciones de operación del sistema, por ejemplo, por razones de mantenimiento u otras razones predecibles, la línea de conducción en el tanque de almacenamiento se cierra en algún lugar; por lo tanto, la tubería se mantendrá y la línea de pendiente se elevará a una altura estática.

En este caso, la categoría de diseño de la tubería se obtendrá cruzando los límites de la categoría de la tubería paralelos a la línea de gradiente estática con el perfil del terreno.

Según la figura N°23 se visualiza el esquema de clase tuberías considerando paralelas a la L.G. Estática

Figure 24 Perfil hidráulico para línea de conducción



Fuente: Tixe (2004)

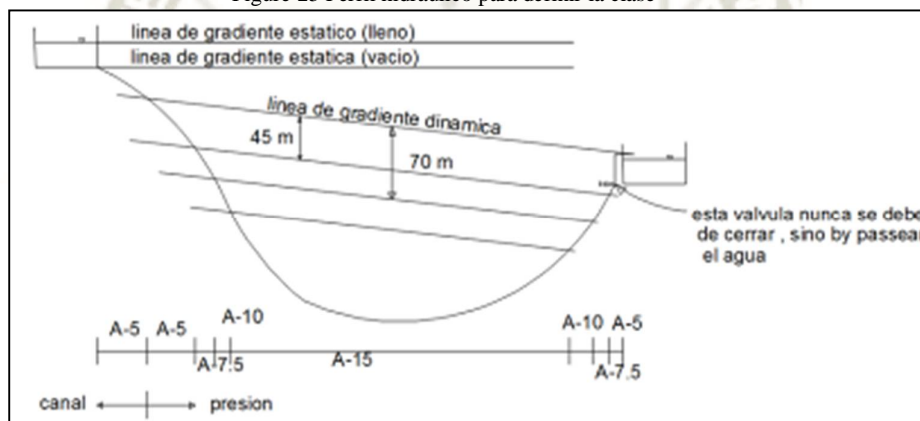
3.2.9.2.2.3 Línea de gradiente dinámica

La norma también considera los aspectos operativos del sistema, por ejemplo, la línea de conducción no se cerrará en el reservorio en ningún momento, por lo que la tubería continuará funcionando con agua y la línea de gradiente mostrada será dinámica.

En este caso, la tubería se diseñará para la categoría obtenida por la restricción de categoría de tubería que se cruza en paralelo con la línea de gradiente dinámica con el contorno del terreno.

Según la figura N°24 se visualiza el esquema de clase tuberías considerando paralelas a la L.G. Dinámica.

Figure 25 Perfil hidráulico para definir la clase



Fuente: Ministerio de Vivienda, construcción y saneamiento.

Así mismo se deberán tener en consideración las siguientes clases comerciales para el diseño de la Línea:

Clase	PVC-A.C	F°F°
A-5 (5kg/cm ²)	50 mca	◇ 75 psi
A-7.5 (7.5 kg/cm ²)	75 mca	◇ 105 psi
A-10 (10kg/cm ²)	100 mca	◇ 150 psi
A-15 (15 kg/cm ²)	150 mca	◇ 210 psi

Las tuberías de concreto se seleccionan en función a la carga de tierra y demás que va a soportar; por lo que es más fácil su cuantía.

3.2.9.2.2.4 Caudales de Diseño

Según, Saneamiento (2018) la Línea de Conducción debe tener la capacidad a fin de trasladar como mínimo el caudal máximo diario (Qmd), si el abastecimiento fuera variable, se debe diseñar para el caudal máximo horario (Qmh).

3.2.9.2.2.5 Velocidades admisibles

Según, Saneamiento (2018) con relación a la línea de conducción se debe considerar lo consecuente:

La velocidad mínima no deberá estar por debajo de 0,60 m/s.

Se deberá considerar una velocidad máxima admisible el cual podrá ser hasta 3 m/s, pudiendo alcanzar los 5 m/s si se justifica técnicamente.

3.2.9.2.2.6 Carga disponible

La carga a utilizar esta interpretada por la diferencia de elevaciones en un sistema de agua, esto será entre la captación y el tanque de almacenamiento de agua.

3.2.9.2.2.7 Gasto de diseño

Comprende el caudal máximo diario (Qmd) el cual hay que tener en cuenta para el caudal medio de la población con el fin de obtener el periodo de diseño requerido (Qm) y el factor K1 del día de alto uso.

3.2.9.2.2.8 Clases de tuberías

Estas categorías de conductos a estimar están determinadas por las altas presiones que suceden en el trayecto de la línea de carga estática. A fin de estimar que conducto es el más adecuado para soporte la presión residual más elevada que pueda producirse, pues las presiones altas no suceden en bajas características de operación, salvo cuando se produce la presión estática, al clausurar la válvula de cierre en el conducto.

Generalmente en todo proyecto de abastecimiento en comunidades rurales emplea conductos de PVC. Este elemento posee ventajas de equiparación en relación a

otros conductos ya que es barato, maleable, perdurable, de escaso peso y de sencillo traslado e instalación.

Tabla 21. Clase de tuberías PVC y máxima presión de trabajo

CLASE	PRESIONES MAXIMAS DE PRUEBA (m)	PRESIONES MAXIMAS DE TRABAJO (m)
5	50	35
7.5	75	50
10	105	70
15	150	100

Fuente: Ministerio de Vivienda

En el momento en que las fuerzas de presión sean superiores a las que aguanta el conducto de PVC, en el momento en que la zona natural sea costosa por la excavación y donde se requiera la realización de los conductos, se aconseja el uso de conductos de fierro galvanizado o HDP.

3.2.9.2.2.9 Diámetros

A fin de diagnosticar los diámetros se estima las variables soluciones y aprende las distintas alternativas desde la perspectiva ahorradora. Fundamentando el más alto desnivel en todo el trayecto del conducto, el diámetro elegido debe poseer las características de conducir el caudal de diseño con velocidades comprendidas entre 0.3 y 3.0 m/seg; y las perdidas por carga por intervalo evaluado deben ser mínimos o iguales a la carga utilizable.

3.2.9.2.2.10 Válvulas de aire

En elevados puntos por lo general hay disminución del agua en el área de flujo por la acumulación del aire, ocasionando un incremento de pérdidas de carga y un incremento en el gasto. Para impedir esta acumulación es imprescindible instalar válvulas de aire esto puede ser automático o manuales. Pero por ser económicamente factible se usará válvulas de compuerta con sus respectivos accesorios, los cuales demandaran ser manipuladas habitualmente.

3.2.9.2.2.11 Válvulas de purga

En los puntos de inflexión más bajo de la línea de conducción por lo general se aglomera sedimentos los cuales provocan una disminución del área de flujo, siendo

Teniendo en consideración la ecuación matemática de Hazen y Williams:

$$Q = 2.492 \times D^{2.63} \times hf^{0.54}$$

Donde:

D: diámetro de tubería (pulg)

Q: Caudal (lts/ seg)

hf: Perdidas de carga unitaria (m/Km)

C: Coeficiente de Hazen- Williams expresado en (pie)²/seg

En caso de usar:

Tabla 22. Material con su respectivo coeficiente de rugosidad

MATERIAL	C
Fierro fundido	100
Concreto	110
Acero	120
Asbesto cemento/ P.V.C	140

Fuente: Ministerio de Vivienda 2018

Para tubería de PVC o fibrocemento, el valor C es 140; el caudal, la pérdida de carga unitaria y el diámetro se definirán como:

$$Q = 2.492 \times D^{2.63} \times hf^{0.54}$$

$$hf = \left(\frac{Q}{2.492 \times D^{2.63}} \right)^{1.85}$$

$$D = \frac{0.71 \times Q^{0.38}}{hf^{0.21}}$$

Donde:

Q: Caudal (lts/seg)

hf: perdidas de carga unitaria (m/m)

D: Diámetro de la tubería (pulg)

3.2.9.2.3 Planta de Tratamiento de Agua Potable (PTAP)

Según, MVCS (2018) Los elementos de la Planta de tratamiento se han de considerar para su proyección conforme a su particularidad que presenta el líquido elemento del cual se captara de la fuente, tal como nos aconseja la consecuente tabla.

Tabla 23 Selección de los procesos de tratamiento

CALIDAD DEL AGUA	TURBIDEZ	TRATAMIENTO
A1	<5 UNT	Desinfección
A2	< 25 UNT	Filtro Lento + Desinfección
	< 50 UNT	Prefiltro de Grava de flujo descendente o Sedimentador + Filtro Lento de Arena + Desinfección
	<100 UNT	Sedimentador + Prefiltro de Grava+ Filtro Lento de Arena + Desinfección
A3	>100 UNT	Tratamiento Avanzado (estudio especial)

Fuente: SALUD (2005)

Tabla 24. Sección del proceso de tratamiento del agua para consumo humano

ALTERNATIVAS	LÍMITES DE CALIDAD DEL AGUA CRUDA	
	80% DEL TIEMPO	ESPORADICAMENTE
Filtro lento (F.L.) solamente	$T_0 \leq 20$ UT $C_0 \leq 40$ UC	T_0 Max ≤ 100 UT
F.L.+ prefiltro de grava (P.G.)	$T_0 \leq 60$ UT $C_0 \leq 40$ UC	T_0 Max ≤ 150 UT
F.L.+ P.G.+ sedimentador (S)	$T_0 \leq 200$ UT $C_0 \leq 40$ UC	T_0 Max ≤ 500 UT
F.L.+ P.G.+ S+ presedimentador	$T_0 \leq 200$ UT $C_0 \leq 40$ UC	T_0 Max ≤ 1000 UT

Fuente: MVCS (2018)

T_0 : turbiedad del agua cruda presente el 80% del tiempo.

C_0 : color del agua cruda presente el 80% del tiempo

T_0 Max: turbiedad máxima del agua cruda

De las 04 opciones antes mencionadas se consigue suplementar por un desarenador si encontramos arenas. Por otra parte, es imprescindible incluir un cerco Perimétrico y lecho de secado de lodos.

3.2.9.2.3.1 Sedimentador

Según, MVCS (2018) Este componente debe incluirse cuando se confirme mediante la prueba de sedimentación natural que la turbidez es eliminada por los sólidos en suspensión y su efluente da como resultado aproximadamente 50 UNT. El sedimentador puede eliminar partículas gruesas en suspensión y arena de menos de 0,2 mm y más de 0,05 mm. La siguiente tabla muestra los parámetros de diseño de la estructura.

En todos los casos, el diseño propuesto debe cumplir con la relación de aspecto de la zona de sedimentación $3 < L/B < 6$ y la relación de aspecto de la zona de sedimentación $5 < L / H < 20$.

Tabla 25 Criterios de diseño

Nº	PARÁMETROS	UNIDADES	VALORES OBTENIDOS	ÓPTIMOS
1	Tasa de sedimentación (qs)	m ³ /m ² .d	2,79 a 7,30	2 -10
2	Periodo de retención (To)	horas	7,76 a 3,30	3 a 6
3	Tasa de recolección agua sedimentada (qr)	l/s.m	0,15 a 0,45	1,3 a 3,0

Fuente: (MVCS, 2018)

Puede separar partículas mayores de 0,05 mm del agua captada para evitar que se depositen en la estructura del siguiente proceso.

Componentes diseñados para separar partículas en suspensión mayores de 0.05 mm del agua cruda para evitar depósitos en la ingeniería de la tubería, proteger la bomba de la abrasión y evitar sobrecargas durante el procesamiento posterior.

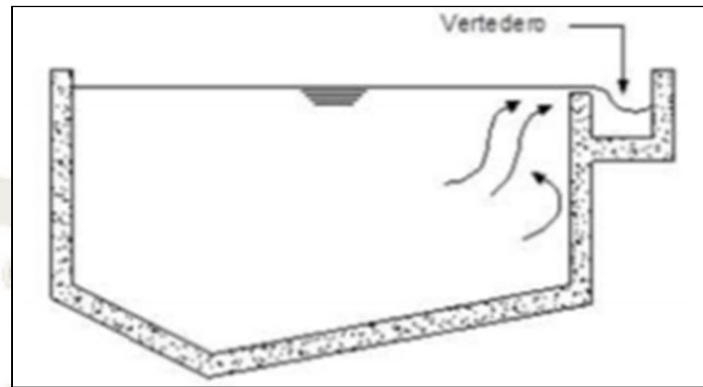
La turbiedad esporádica máxima del efluente debe ser de 50 UNT.

Se distinguen cuatro zonas en el sedimentador:

- Entrada: Su función es hacer que los aerodinámicos se distribuyan uniformemente en el dispositivo, estandarizando así la velocidad.
- Sedimentación: La parte de la estructura que sufre el proceso de deposición de partículas por gravedad.
- Salida: El vertedero de desbordamiento está diseñado para mantener una cierta velocidad y no cambiará el lodo de sedimentación restante.

-Tolva de lodos: un embudo con una pendiente mínima del 10%, que puede hacer que los lodos se deslicen hacia el canal de limpieza de sedimentos.

Ilustración 7 Vista en corte de Sedimentador



Fuente: Ministerio de vivienda construcción y saneamiento (2018)

Así mismo se deberá tener los siguientes criterios de Diseño dados la Norma técnica de Diseño “Guía de Opciones tecnológicas para ámbito rural”:

- Se recomienda la instalación de dos unidades en paralelo como mínimo para facilitar el mantenimiento.
- Se deduce un funcionamiento de 24 h/día, salvo que la captación sea indirecta por bombeo, en cuyo caso se debe trabajar con el periodo de bombeo 10años.
- El tiempo de retención oscila entre 2 a 6 horas.
- La carga superficial debe estar entre los valores de 2 - 10 m³ /m² .d. Se debe determinar en el ensayo de simulación del proceso.
- La razón entre la velocidad de sedimentación y la velocidad horizontal del agua de las partículas debe estar entre 5 a 20.
- La profundidad de los tanques debe estar entre 1,5 a 2,5 m.
- Sobre la relación entre largo y ancho (L/B) debe estar entre el orden de 3 y 6, y entre largo y profundidad (L/H) entre 5 y 20.
- El fondo de la unidad debe tener una pendiente entre 5 a 10% para facilitar el deslizamiento del sedimento.

- Las partículas en suspensión mayores de 1 μm deben eliminarse en un 60%. Este rendimiento debe verificarse mediante pruebas de simulación del proceso. En esta prueba, se debe determinar la tasa de sedimentación.
- La velocidad horizontal debe ser menor o igual a 0.55 cm/s.
- La velocidad en los orificios es menor o igual a 0,15 m/s para no generar perturbaciones dentro del área de sedimentación.
- Se debe aboquillar los orificios en un ángulo de 15° en el sentido del flujo.
- La estructura de salida o sistema de recolección no debe superar L/3 final de la longitud total de la unidad.

Para el dimensionamiento de la estructural hidráulica se deberán tener en consideración lo siguiente:

$A_s = \frac{Q}{V_s}$ • Para el dimensionamiento, se debe calcular el área superficial de la unidad (A_s), que es el área superficial de la zona de sedimentación, de acuerdo con la relación:

Donde:

V_s : velocidad de sedimentación (m/s)

Q : Caudal de diseño (m^3 / s)

- Usando la relación entre B y H discutida en la sección anterior, la velocidad horizontal (V_h , en m / s) y el tiempo de retención (T_0 , en h) se pueden calcular usando la siguiente fórmula:

$$V_h = \frac{Q}{B * H}$$

$$T_o = \frac{A_s * H}{3600 * Q}$$

- Para vaciar el elemento filtrante, la sección transversal de la puerta de descarga de lodos (A₂) debe cumplir la siguiente relación, donde t es el tiempo de vaciado.

$$A_2 = \frac{A_s * \sqrt{H}}{4850 * t}$$

Consideraciones específicas

- La estructura de la entrada debe incluir un vertedero y una pantalla o cortina perforada en todo el ancho del equipo.
- La distancia entre la cortina difusora y el canal de alimentación no debe ser inferior a 0,80 m. Debe tener tantos orificios distribuidos uniformemente como sea posible en todo el ancho y la altura útil del recipiente de agua; la distancia entre los orificios debe ser $\leq 0,50$ m.
- Se debe determinar la cantidad de orificios, cumpliendo con los criterios técnicos de diseño.

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

Donde:

V_o: Velocidad en los orificios (m/s)

Q: Caudal de diseño (m³ /s)

A_o : Área total de orificios (m²) = N° de orificios x área de cada orificio

Y por lo general la unidad no tendrá remoción mecánica de lodos, se cumplirá que:

- El agujero más bajo debe ser 1/4 o 1/5 de la altura por encima del fondo;
- La altura del orificio más alto desde la superficie del agua debe ser 1/5 o 1/6 de la altura del equipo para evitar cortocircuitos hidráulicos al vertedero de salida.

- La estructura de salida debe ser un relleno sanitario. La tasa de recolección de cada metro lineal debe estar entre 1.3 y 2 l/s.
- En lugares donde el viento provocará un flujo preferencial, se recomienda instalar un deflector de viento, que sea poco profundo en el agua. Su ubicación y distribución deben permitir una colección unificada de estructuras de salida.
- La descarga de lodos debe ubicarse en el primer tercio de la instalación, ya que en esta zona se acumula el 80% de los lodos. La tasa de producción de lodos se determina mediante pruebas de laboratorio o mediante estimación utilizando estándares existentes que el ingeniero de planificación y saneamiento debe demostrar a la autoridad competente.

3.2.9.2.3.2 Pre filtro de grava

Es empleado para reducir la carga de material en suspensión antes de la filtración lenta en arena.

Los pre filtros de grava como unidades independientes pueden asumir las siguientes funciones:

Como proceso de remoción física especial para reducir la alta turbidez. En este caso, pueden funcionar a alta velocidad y carrera corta.

Como proceso físico y biológico, como único método de tratamiento para aguas relativamente claras. En este caso, la máquina funcionará a baja velocidad y carrera larga.

Se deberá tener las siguientes consideraciones de diseño:

Se podrá realizar el tratamiento de turbiedades medias de 100 a 400 UNT con límites máximos de 500 a 600 UNT.

En todos los casos la altura de la grava es de 0.50m.

La graduación del tamaño de la grava en cada cámara es la siguiente

- Cámara 1, grava de 0.03 a 0.04 m
- Cámara 2, grava de 0.015 a 0.03 m

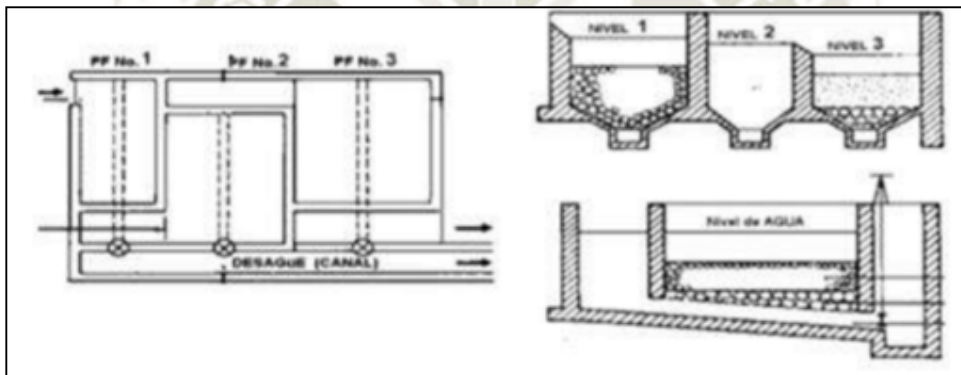
- Cámara 3, grava de 0.01 a 0.015 m

Cuando el propósito del dispositivo es ser utilizado como un proceso de remoción de turbidez antes del filtro lento, la velocidad de diseño de la cámara varía entre 1,00 y 0,60 m / h.

Cuando el objetivo es físico y biológico las velocidades deben oscilar entre 0,80 y 0,10 m/h.

Los elementos de agua que fluyen de arriba a abajo se apoyan en un lecho de grava o capa de soporte más gruesa a través de tres cámaras conectadas en serie llenas de grava que disminuye gradualmente, lo que reduce la turbidez del agua, que es arena. El paso anterior del filtro.

Ilustración 8 Pre filtro de Grava



Fuente: Ministerio de vivienda construcción y saneamiento (2018)

El elemento de agua que fluye de arriba hacia abajo se apoya sobre un lecho de grava más grueso o capa de soporte a través de tres cámaras llenas de grava de tamaño gradualmente reducido, reduciendo así la turbidez del agua, que es el paso previo del filtro de arena.

Al diseñar el pre-filtro de grava de flujo horizontal, se adoptará la planta de tratamiento de agua estándar OS.020 para uso humano. Los componentes que componen el filtro grueso descendente son:

- Entrada: en las 03 cámaras el ingreso de agua es por rebose a través de un vertedero.
- Cámara de prefiltración: cada cámara o compartimento es un tanque de agua de sección cuadrada o rectangular, que se llena con grava del mismo tamaño. La altura total del filtro depende de la capa de soporte, el lecho de grava del filtro, el nivel del

agua sobre el lecho (el cabezal hidráulico utilizado para la limpieza) y la altura del borde libre.

- Salida: refiere a un canal de drenaje hacia el compartimiento de recolección.
- Drenaje: Cada cámara tiene un canal de drenaje con una puerta de drenaje al final del canal, que entrega el agua de lavado a un canal común.
- Accesorios de regulación y control: Se deberá incluir válvulas para regulación de caudal y vertederos.

Sobre Diseño:

Se deben considerar los siguientes criterios:

- Su funcionamiento será 24 horas/día.
- La siguiente tabla enumera los parámetros de diseño de cada cámara. La velocidad depende de la calidad del agua y del tamaño de la grava.
- La velocidad superficial (VL) de flujo durante el lavado oscilara de 1 - 1,5 m/min.
- Para el material gravoso se debe verificar:

Diámetro efectivo entre 10 mm y 40 mm.

Deberá estar libre de materia orgánica y arcillas

- El material filtrante cumplirá lo especificado en la NTP 311.330:1997.

Sobre su dimensionamiento:

- Para determinar la eficiencia en la remoción de turbiedad se aplicará la siguiente expresión:

$$T_F = T_0 * e^{-(1,15/v_F)}$$

Donde:

T_F : turbiedad final en UNT a la salida de la cámara

T_0 : turbiedad inicial en UNT

V_F : velocidad de filtración en m/h

Para el cálculo del área unitaria de cada cámara (A_i) se determinará con la siguiente expresión:

$$A_i = \frac{Q_{md}}{V_{fi}} = b_i * l$$

El lavado de la cámara debe realizarse descargando la cámara a una velocidad de lavado de 1 - 1,5 m / min, de manera que las partículas acumuladas sean arrastradas hacia el canal de drenaje.

Debe comenzar en la primera cámara porque la mayoría de las partículas se acumulan en ella. Si el agua de lavado está turbia, repita este proceso hasta que esté limpia.

3.2.9.2.3.3 Filtro lento de arena

Es el tipo de procedimiento para con el agua más tradicional y eficaz empleado por el hombre, además de ser sencillo de ejecutar y sostener. Aparenta el desarrollo de desinfección del agua que se da en el entorno, al pasar por los diferentes recubrimientos de la envoltura terrestre, hasta localizar los acuíferos o ríos subterráneos.

Sobre su criterio de diseño:

El elemento de purificación gradual refleja principalmente que el proceso de purificación se realiza sobre el lecho de soporte, por lo que la gente lo coloca en la parte superior del tubo de desagüe, que está estructurado por 02 capas de ladrillos en forma de diamante formando un tubo de desagüe de 20cm de ancho y alto. Los

ladrillos de la capa inferior deben colocarse con mortero y los ladrillos que cubren los pasajes deben colocarse a intervalos de 2 cm para que el agua pueda penetrar. (Construcción, 2018).

En cuanto al drenaje, se considerara 03 capas de grava de diferentes tamaños, con una altura total de 20 cm

Tabla 26.
Especificación de la capa soporte de grava

N°	TAMAÑO DE LA GRAVA (mm)	ALTURA DE LA CAPA (m)
1	1,5 - 0,40	0,05
2	4,0 – 15,0	0,05
3	10,0 – 40,0	10,0

Fuente: Ministerio de vivienda contruccion y saneamiento (2018)

Acerca de la capa soporte se estima un lecho filtrante de arena de 0,80 m de alto.

Las especificaciones para la arena se pueden ver en la tabla 27.

Tabla 27. Estimación de lecho

N°	PARÁMETROS	RECOMENDACIÓN
1	Tamaño efectivo (mm)	0,20 a 0,30
2	Coefficiente de uniformidad	1,8 a 2,0
3	Espesor del lecho (m)	0,80

Fuente: (Ministerio de vivienda contruccion y saneamiento (2018)

Tabla 28. Especificaciones para la arena

N°	PARÁMETROS	RECOMENDACIÓN
1	Tamaño efectivo (mm)	0,20 a 0,30
2	Coefficiente de uniformidad	1,8 a 2,0
3	Espesor del lecho (m)	0,80

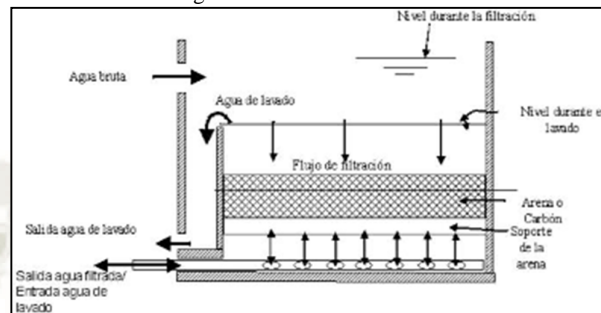
Fuente: Ministerio de vivienda contruccion y saneamiento (2018)

Con respecto a la capa de arena se estima una altura de agua máx. de 100cm. Se inspecciona esta elevación extrema con un aliviadero que se libera en el sistema de desembocadura.

La filtración lenta o biológica, se obtiene en el momento en que el agua cruda penetra la corteza porosa como es la arena. A lo largo de este periodo, las sustancias extrañas son inmovilizadas por las moléculas del medio purificante, asimismo se avanza los procedimientos de degeneración química y biológica el cual disminuye las sustancias inmovilizadas a formas más sencillas, de modo que son transportadas en solución a las cubiertas más hondas o inclusive se mantienen como componente inerte en la superficie, hasta su recogimiento o aseo. (Contruccion, 2018)

Puesto que la productividad del filtro lento obedece primordialmente al desarrollo biológico, su competencia es pequeña, desarrollando esta proporción que ha de prosperar el camino de purificación, y dicho desarrollo se entiende con el nombre de maduración de filtro.

Figure 27 Filtro lento de arena



Fuente: Ministerio de vivienda construcción y saneamiento (2018)

El filtro de caudal reducido está compuesto por un tanque de agua equipado con un lecho de arena fina, que se instala encima de la capa de grava para reducir la turbidez del agua.

Elementos.

Los componentes que lo constituyen son:

Entrada: Compuesto por vertederos, pasajes o tuberías redundantes, utilizados para distribución, instrumentos de medida y control de flujo, cámaras de entrada y ventanas, para ingresar al propio filtro. La ventana de acceso es una abertura en la pared del filtro para conectar la entrada al filtro en sí. (Ministerio de vivienda construcción y saneamiento, 2018)

Cámara de filtrado y filtro y lecho de soporte: el área de la superficie del cajón del filtro está determinada por el caudal utilizado, la velocidad de filtración y el número de filtros configurados para funcionar en consecuencia. Los granos de arena dura y elíptica se combinan entre sí, sin arcilla ni materia orgánica, lo que obliga a mejorar el entorno de filtrado. El contenido de carbonato de calcio y magnesio en la arena no excederá del 2%. Se recomienda la siguiente estructura: (Construcción, 2018)

- Capas de grava:
 - Espesor: 10 – 15 cm -- Tamaño (D): 10 - 40 mm
 - Espesor: 5 cm -- Tamaño efectivo (D10): 2 – 9 mm
- Capa de Arena Gruesa:

- Espesor: 5 cm -- Tamaño: 4 - 15 mm
- Capa de Arena de Filtro
 - Espesor: 80 cm -- Tamaño: $D=1,5 - 4$ mm
 - Coeficiente de uniformidad $D60/D10 < 4$, siendo deseable que sea < 2
 - Que esté libre de materia orgánica y arcillas
- Salida: Consiste en tuberías porosas o tanques de agua distribuidos en la parte inferior del lecho filtrante dentro del lecho de soporte. Este debe realizar la tarea de recolectar y descargar agua pura.
- Drenaje: El nivel mínimo de líquido del filtro está controlado por el vertedero de salida, que debe estar ubicado a la misma altura o 0,10 m. Por encima de la superficie del lecho filtrante.

La red de tuberías de salida es también una red de tuberías de drenaje, que se compone de tuberías de drenaje principales y ramales. El diseño de la tubería de drenaje debe garantizar que su velocidad límite en cualquier punto no supere los 0,30 m / s. La relación de velocidad entre el drenaje principal (V_p) y el drenaje secundario (V_s) debe ser: $V_p / V_s < 0.46$ para obtener una recolección uniforme del agua filtrada. (Ministerio de vivienda construcción y saneamiento, 2018)

- Capa de agua sobrenadante: En el filtro con función de control de entrada, la altura de agua inicial es cercana a 0.05 m, y el valor se incrementa gradualmente hasta alcanzar el valor máximo, que va de 1 a 1.5 m.

Sobre el criterio de Diseño.

Se deben considerar los siguientes criterios:

- Según el pretratamiento del agua cruda, la velocidad de filtración debe estar entre 0,1-0,3 m / h.
- La altura del lecho filtrante debe oscilar entre 50 cm y 80 cm.
- La altura del lecho soporte incluido el drenaje debe estar comprendida entre 10 y 30 cm.

- Considerar una altura de sobrenadante del agua sobre 75cm – 150 cm.
- La distancia de espejo de agua en rebose al borde libre debe ser de 20 cm como mínimo.

En la región de la Selva, el espesor inicial de la capa de arena se puede reducir a 35 cm porque la temperatura en la región del Amazonas es propicia para la actividad biológica.

Sobre su dimensionamiento:

- Cálculo del área unitaria de filtro (A_f):

$$A_f = \frac{Q_{md}}{N * V_f}$$

Donde:

Q_{md} : caudal (m³/h)

N: número de filtros

V_f : velocidad de filtración

Cálculo de la geometría del filtro, l y b, se debe emplear el coeficiente de mínimo costo (K):

$$K = \frac{2 \cdot N}{N+1}, l = \sqrt{A_f * K}, b = \sqrt{\frac{A_f}{K}}$$

- Calcule la pérdida de carga que se produce en tuberías, válvulas, lechos filtrantes, desagües y vertederos, que se puede cuantificar mediante la siguiente fórmula.
- Lecho filtrante: está en función a la granulometría del material y la velocidad de filtración.
- Drenes: (< 10% del total de pérdidas)

$$h_d = \frac{0,3311}{d_h} * \frac{v^2}{2g}$$

Donde:

V: velocidad del dren

d_h : diámetro hidráulico

$$d_h = \frac{4 * A_d}{P}$$

Donde:

Ad: área del dren

P: perímetro del dren

• Compuerta de entrada:

$$h_{f1} = K \frac{V^2}{2g}$$

$$V = \frac{V_f * A_f}{A_c}$$

Donde

AC: área de la compuerta (m²)

Af: área de filtración (m²)

VF: velocidad de filtración (m/s)

• Vertedero de salida:

$$h_{f2} = \left(\frac{Q_d}{1,84 * L_v} \right)^{2/3}$$

Donde:

Lv: Longitud de cresta del vertedero general (m)

Qd: Caudal de diseño (m³/h)

Sobre sus consideraciones específicas:

Mediante la operación del filtro, la acumulación de capa orgánica y materiales inorgánicos formará una capa biológica en la superficie. Esto conduce a un aumento de la caída máxima de presión durante el funcionamiento del filtro, lo que requiere una limpieza regular moviéndolo de un centímetro a dos centímetros o raspándolo de otro centímetro. Dependiendo de la turbidez del agua filtrada y la velocidad de filtrado y otros factores, se

descarga desde la parte superior del medio filtrante. Por tanto, se recomienda instalar al menos dos unidades en paralelo.

Otras consideraciones a tener en consideración para el diseño son:

- La sección transversal del filtro puede ser rectangular o circular y la pared puede ser vertical o inclinada.
- Se recomienda aumentar la rugosidad de la pared en contacto con el medio filtrante para evitar la formación de líneas de flujo o cortocircuitos entre el material filtrante y la pared vertical del filtro.
- Para los canales y compartimentos de recolección de agua filtrada, se recomienda utilizar cubiertas sanitarias fáciles de operar.
- La estructura de entrada y salida debe incluir dispositivos que regulen el flujo, distribuyan y recolecten agua y controlen el nivel de agua en el filtro.
- Debe haber un aliviadero al final del canal que recolecte agua filtrada, 20 cm por encima del lecho del filtro para evitar la descarga accidental del filtro durante el funcionamiento.
- La estructura debe estar equipada con los componentes necesarios para drenar de forma rápida y segura el agua de lavado.
- Se debe usar una válvula de cierre para limpiar hidráulicamente el filtro y drenar completamente el equipo.
- La cámara donde se almacena el equipo para su operación, mantenimiento y limpieza debe ser de fácil acceso y tener suficiente espacio para que el operador lo manipule.
- Para las tareas de operación y mantenimiento, se debe combinar una casa o tanque de almacenamiento para almacenar el material del filtro de reemplazo, y también se debe considerar un tanque / cámara de almacenamiento para limpiar la arena del filtro removida durante el proceso de limpieza del filtro.
- La cámara de filtrado puede ser de hormigón ordinario, hormigón armado o mampostería con un revestimiento de mortero impermeable.

- El principio general del filtro grueso en capas o conectado en serie para eliminar Fe y Mn se describe en: Prefiltro de grava de flujo descendente, los matices son los siguientes:

Aplicar solo al agua subterránea

La velocidad de filtración debe estar entre 1,5-2 m / h.

Si el contenido total de Fe + Mn está entre 0.3-0.7 mg / l, se debe diseñar un filtro en capas

Si el contenido total de Fe + Mn está entre 0.8-1.5 mg / l, se deben diseñar dos filtros en serie

La altura del medio filtrante debe ser = 1,05 m, a la que hay que añadir 0,20 m de agua sobrenadante y añadir un borde libre de 0,10 m para obtener la altura total del filtro.

- Se recomiendan las siguientes disposiciones de filtros de arriba a abajo:

- Filtro en capas

-0,15 m grava 3 - 10 mm

-0,60 m grava 10 - 15 mm

-0,30 m grava 15 - 25 mm

- Filtros en serie:

- Filtro 1

o 0,75 m grava 13 - 19 mm

o 0,30 m grava 15 - 25 mm

- Filtro 2

o 0,75 m grava 10-15 mm

o 0,30 m grava 15-25 mm

El filtro puede estar hecho de hormigón armado, estructura de hierro, mampostería y / o ladrillo. El material del filtro debe ser de canto rodado y resistente a la solubilidad

En cuanto a otros trabajos en el sistema de tratamiento, se debe considerar el diseño de infraestructura de la oficina y los servicios de saneamiento y la red interna de agua potable de la planta de tratamiento.

3.2.9.2.3.4 Lecho de secado

Para PTAP de filtración lenta (PFL), la unidad de generación de lodos es un decantador, un prefiltro y una unidad de lavado de arena. La cámara de secado intenta separar la parte líquida del sólido para tratar el agua residual líquida en un sistema de canalización o alcantarillado y usar el sólido seco para fines agrícolas o de construcción.

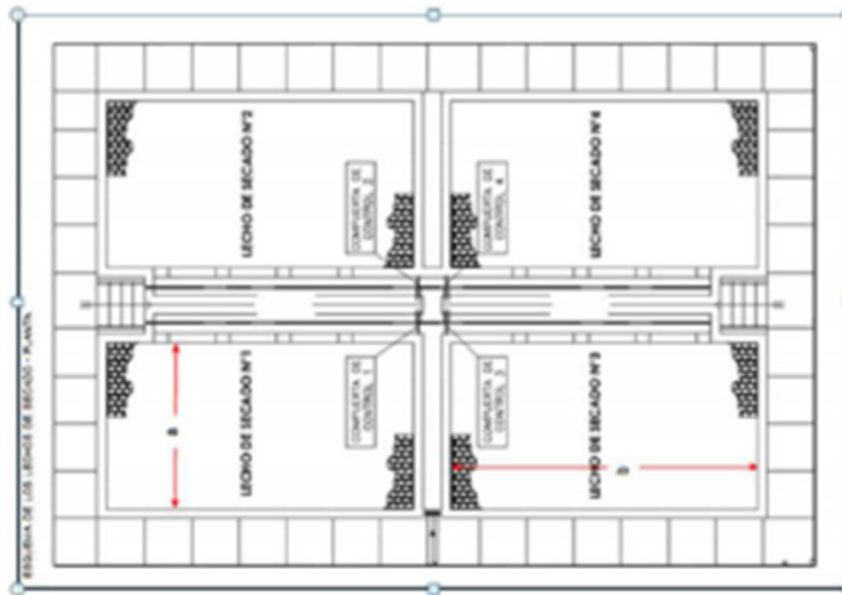
Sobre el criterio de diseño:

- ✓ Se debe considerar la cantidad de lodos producidos en los distintos componentes del PTAP, incluyendo datos históricos de precipitación y evaporación en la zona.
- ✓ El agua residual producida por la unidad es el decantador, prefiltro y filtro lento del sistema de procesamiento de la unidad de lavado de arena.
- ✓ Es importante considerar esta unidad en el sistema de tratamiento.

Los residuos de las plantas depuradoras de agua suelen tener una baja carga bacteriana. Sin embargo, de acuerdo con el Decreto No. 1278 y modificaciones posteriores, el departamento de salud es responsable del adecuado manejo y disposición final. Generalmente, el lecho de secado corresponde a un proceso natural en el que el agua contenida entre las partículas de lodo se elimina por evaporación y filtración a través del medio de drenaje del fondo. En este sistema, dado que se puede esperar un secado lento, no hay necesidad de agregar reactivos o componentes mecánicos. En PTAP, el lecho de secado de lodos generalmente está equipado con bases de arena y grava y tuberías de drenaje. La tubería de drenaje se descarga al pozo de bombeo para recircular el agua descargada a la fábrica. La eficiencia del lecho de secado de arena se puede mejorar al pretratar el lodo con un coagulante. Dependiendo del clima en ese momento, el período seco puede variar de unos días a varias semanas. El lodo

seco se puede eliminar fácilmente a mano o con un cargador frontal, y luego transportarse al lugar de eliminación o tratamiento adicional.

Ilustración 9 Lecho de secado



FUENTE: Ministerio de vivienda construcción y saneamiento (2018)

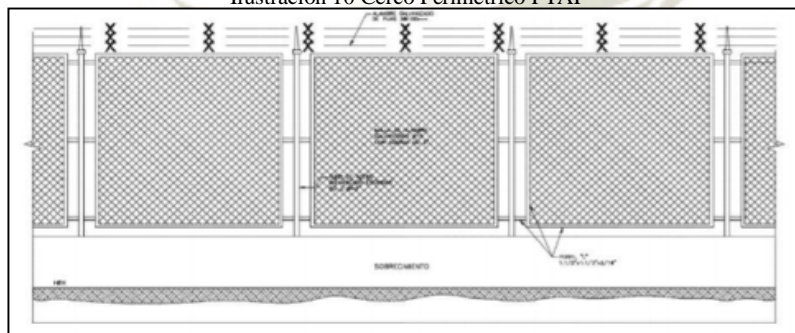
3.2.9.2.3.5 Cerco perimétrico

El cometido del cerco perimétrico es las de cumplir con la garantía que afianza el lugar en el cual será puesto, con la tranquilidad de cumplir con su empleo, claro está evitando la corrosión de la estructura que constituye la planta de tratamiento de agua potable. (Construcción, 2018)

- El cerco perimétrico es de tipo malla en forma de rombo, fabricado con alambre de hierro galvanizado #10 con cocada de 2" (electrosoldada).
- Cada malla de alambre galvanizado tiene una altura de 1,90 m y será electrosoldada a los perfiles.
- El cerco perimétrico debe bordear todos los componentes de la Planta de tratamiento.
- Para el cimiento se debe utilizar dados de concreto ciclópeo ($f'c=175 \text{ kg/cm}^2$) + 30% Piedra Mediana.

- La estructura prevista consistirá en una sarta de tubería galvanizada de 2 pulgadas x 2 mm de diámetro, revestida con esmalte y sellada en los extremos para evitar el deterioro por exposición.
- La malla deberá ser fijada marcos de F°F° tipo “L” de 11/4” x 11/4” x 1/8”.
- Los marcos se unen a los tubos galvanizados a través de conectores ángulo F°F° tipo “L” de 11/4” x 11/4” x 1/8”.
- El alambre de púas es de 3 filas @ ± 100mm, se fija a los brazos de extensión cada 2,30 a 2,70 m.
- La puerta de entrada de 2,90 mx 2,40 m es de dos hojas, tipo malla con un marco en forma de L (alambre de acero galvanizado cocada BWG # 8 de 2 pulgadas), que se fija a los pilares laterales de hormigón con bisagras empotradas. Varilla de anclaje de $\Phi 3 / 8$ pulgadas con una longitud de 0,20 m.
- Para cerrar y abrir se soldará un perno en el marco en forma de L de la puerta y los dos tubos transversales, y también en la parte inferior se colocan dos pernos con orificios para candado y se sueldan a la estructura de la puerta.
- La puerta de entrada se fija a dos columnas de hormigón cuadradas (0,25 x 0,25 m) y 3,00 m de altura.

Ilustración 10 Cerco Perimétrico PTAP



FUENTE: Ministerio de vivienda construcción y saneamiento (2018)

3.2.9.2.3.6 Obras Exteriores

Correspondiente a obras complementarias al sistema en desarrollo se ha de tener en cuenta circunstancias como el diseño de las estructuras tales con oficinas y servicios

de sanidad interna, así también el sistema de agua potable respectivo (Construcción, 2018).

3.2.9.2.4 Estación de bombeo

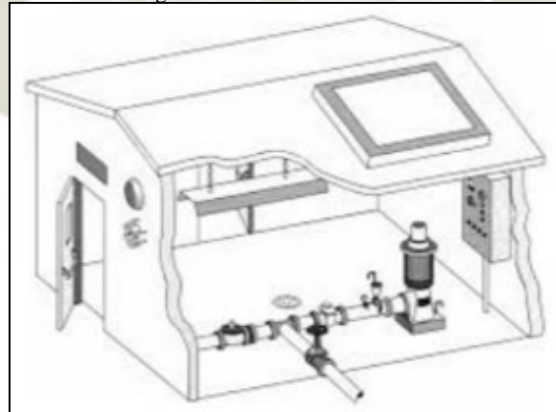
Grupo de sistemas los cuales pueden ser electromecánicos, tuberías y accesorios relacionados con la rama civil; que adquieren el agua directa o indirectamente del origen de abastecimiento y la propulsa al reservorio de almacenamiento o una PTAP (Ministerio de vivienda construcción y saneamiento, 2018).

Las estaciones de bombeo pueden ser:

- El momento en el cual la bomba se ubica en un sitio permanente y no ha de situarse en otra conducta durante su tiempo de vida útil.
- El momento en el cual la bomba se ubica encima de una plataforma flotable.

Se utilizara en elementos de agua que soportan variaciones importantes de nivel (Caissones o balsas).

Figure 28 Estación de bombeo



Fuente: Ministerio de vivienda construcción y saneamiento (2018)

Por lo general son de forma rectangular de fácil disposición, debiendo tener accesibilidad con la finalidad de meter los elementos instalados en caso de daño. Debe estar situada en lugar seguro lejos de peligros como inundaciones y deslizamientos. Debe conceder el cambio incesante del aire, asimismo contar con iluminación natural o artificial según sea el caso. En función a ello se sugiere que tenga varias divisiones de acceso. Se propone establecer pantallas deflectoras las cuales permitan que el agua se tranquilice y permita una pretensión uniforme. (Ministerio de vivienda construcción y saneamiento, 2018)

Sobre el criterio de diseño:

Los principales elementos que deben diseñarse son la inmersión mínima, la capacidad del equipo de bombeo y el tamaño de la cámara de bombeo, este es el principio del caudal de diseño. Para diseñar la estación de bombeo, se estimarán dos caudales (entrada y bombeo). El caudal de entrada debe ser mayor o igual al caudal medio diario. El diseño debe basarse en el principio del caudal máximo diario y las horas de bombeo. Se deben considerar los caudales de bombeo del equipo de bombeo y de la tubería de impulsos. (Ministerio de vivienda construcción y saneamiento, 2018)

La producción de la fuente de agua, el gasto del agua, la disponibilidad de energía y el importe de realización va a obedecer al número de horas de bombeo y el arranque en un día. Recordar que la amplitud de bombeo es preparada con la finalidad de cubrir el 100 % de la competencia solicitada no olvidando un volumen alterno de reserva. Y acorde al consumo energético desarrolla una programación de las bombas. (Ministerio de vivienda construcción y saneamiento, 2018)

3.2.9.2.4.1 Volumen de la cámara de bombeo

En el momento que la instalación de la cámara de bombeo se halle en un lugar diferente a un pozo perforado o excavado disponer de una cámara de bombeo. Si la productividad de la fuente no sea el idóneo para abastecer el caudal de diseño, deberá proyectarse la cámara de bombeo con el fin de mitigar el déficit, comprobando y estimando los caudales mínimos de la fuente de agua y tratando de solicitar los caudales máximo diario para un tiempo más prolongado cuando las bombas descansen, aplicando: (Ministerio de vivienda construcción y saneamiento, 2018)

$$V_a = Q_{md} * T$$

Donde:

V_a: volumen de almacenamiento de bombeo en m

Q_{md}: caudal máximo diario en m³/seg.

T: tiempo más largo de descanso de las bombas en s.

Con el objeto de diseño de la cámara de bombeo sin almacenamiento se deberá estimar los consecuentes principios:

Tener en cuenta un tiempo entre 3 a 5 minutos para el volumen de la cisterna de almacenamiento con la finalidad de un Qmd.

De esta manera, la distancia del tanque de agua con el deflector debe estar alejada del eje de la tubería, y la pared adyacente debe fijarse cerca de $1,5D$. En el mismo caso, el depósito de agua sin deflector ($1,5 D$). La distancia entre el eje de la tubería y la pared inferior varía de $1,1 D$ a $1,2D$. (Ministerio de vivienda contruccion y saneamiento, 2018)

La introducción de agua no debe generar turbulencias, sino que debe oscilar al nivel más bajo del agua (relativo a la entrada). La velocidad del flujo de agua cerca de la cámara de succión no debe superar los $0,6 \text{ m / s}$.

La bomba debe ajustarse de modo que el flujo de líquido asociado con la pared esté configurado en un ángulo de 45° , y las patas se establezcan en $0.5D$ para cámaras con y sin deflexión.

Teniendo en cuenta que la distancia entre la tubería de succión o bomba sumergible y la pared de la cámara corresponde al libre flujo de agua sin causar bloqueo o succión de aire.

Cuando utilice una bomba centrífuga de eje horizontal, debe verificar el estado de inmersión, que es la diferencia de altura entre el nivel de agua más bajo y la parte superior de la pantalla.

Estimar el valor superior que se efectuó en las consecuentes opciones:

Para impedir el ingreso de aire:

$$S = 2,5 * D + 0,10$$

Condición hidráulica:

$$S > 2,5 * \left(\frac{v^2}{2 * g} \right) + 0,20$$

Donde:

S: Sumergencia mínima en m

D: Diámetro en la tubería de succión en metros

V: Velocidad del agua en m/seg

g: Aceleración de la gravedad en m/s²

Sobre la aspiración, impulsión y elementos complementarios tenemos lo siguiente:

Se recomienda que el tubo de succión y el tubo de pulso sean de hierro galvanizado y deben estar equipados con las bridas y los componentes de unión requeridos para que se puedan quitar por completo.

En la parte frontal de cada bomba se debe instalar una válvula de cierre, y en la última parte, una válvula de cierre y una válvula de retención. Como complemento, se debe construir un interruptor de presión o un sensor de presión para fines de control.

Se recomienda instalar el caudalímetro electromagnético en el canal de pulso al final de la pieza dentro de la carcasa. Además, el canal de pulsos debe estar equipado con una válvula de seguridad para reducir el posible golpe de ariete.

En la estación de bombeo, determine el tamaño requerido para instalar el eje hidráulico. El suelo de la cámara debe colocarse a una altura superior a la que puede alcanzar el agua en la cámara de aspiración.

Sobre el criterio de su diseño:

Se recomienda instalar el caudalímetro electromagnético en el canal de pulso al final de las partes internas de la carcasa. Además, el canal de pulsos debe estar equipado con una válvula de seguridad para reducir el posible golpe de ariete.

En la estación de bombeo, determine el tamaño requerido para instalar el eje hidráulico. El piso de la cámara debe colocarse por encima del nivel del agua que se puede alcanzar en la cámara de succión. (Ministerio de vivienda construcción y saneamiento, 2018).

- Elevación dinámica total.
- Número de bombas.
- Fuente de energía.
- Esquema de funcionamiento de las bombas.
- Altura sobre el nivel del mar.
- NPSH (columna de succión neta positiva) disponible en metros.
- El diseño de una sola unidad debe tener la capacidad de bombeo suficiente para cubrir el 100% de la capacidad requerida, más un dispositivo de respaldo con la misma capacidad, que puede funcionar alternativamente.
- – Por lo tanto, además de la zona de captación, el número mínimo de bombas a instalar debe ser 2. Con el apoyo previo del diseñador y la aprobación de la supervisión del proyecto, se pueden instalar 2 +1 bombas (2 en funcionamiento alternativo y 1 en espera).
- –Todas las bombas (incluidas las de repuesto) deben instalarse y conectarse correctamente para que puedan utilizarse cuando sea necesario.
- –La distancia libre mínima alrededor de cada grupo es de 0,50 m.
- –La bomba sumergible debe instalarse en la base y siempre deben instalarse tuberías y cadenas para facilitar las operaciones de montaje y desmontaje.
- –La bomba seca debe instalarse sobre una base de soporte con o sin rieles de guía. Bajo ninguna circunstancia se debe atornillar el equipo de bombeo directamente al umbral.

3.2.9.2.4.2 Potencia del equipo de bombeo.

La potencia de la bomba se determinará por la siguiente fórmula:

$$P_b = \frac{Q_b \cdot H_t}{76 \cdot \epsilon}$$

Donde:

P_b : Potencia del equipo de bombeo en HP

Q_b : Caudal de bombeo en l/s

H_t : Altura dinámica total en metros

ϵ : Eficiencia teórica 70% a 90%

La altura dinámica total (H_t) se calcula como sigue:

$$H_t = H_g + H_{f_{total}} + P_s$$

Donde:

H_s : Altura de succión, esto es, altura del eje de la bomba sobre el nivel inferior.

H_d : Altura de descarga con respecto al eje de la bomba.

H_g : Altura geométrica, esto es la diferencia de nivel; (altura estática total).

$$H_s + H_d = H_g$$

Donde:

$H_{f_{total}}$: Pérdida de carga (totales).

P_s : Presión de llegada al reservorio (se recomienda 2 m).

Las bombas más frecuentemente usadas en el abastecimiento de agua son:

- Bombas centrífugas horizontales. Se pueden localizar en sectores secos, resguardados de aluviones, oxigenados, de sencillo acceso, etc. Su bajo precio de ejecución y conservación es un complemento, pero tienen limitada la carga de succión (<7 mca). (Ministerio de vivienda contruccion y saneamiento, 2018)

- Bomba centrífuga vertical. Obviamente, está ubicado sobre el punto de recolección de agua, por lo que casi solo se puede usar en pozos profundos. La principal ventaja de estos equipos es su diversidad y disposición para trabajar a distintas velocidades. Algunas desventajas son la intensidad del sonido producido y los estrictos requisitos para la instalación vertical del pozo. (Ministerio de vivienda construcción y saneamiento, 2018)
- Bombas sumergibles. Considerar la desventaja del acceso la cual dificulta la conservación.
- El ingeniero encargado del proyecto deberá tener en cuenta las particularidades al momento de escoger un sistema de bombeo. Este se referenciará acorde a las especificaciones del fabricante, el cual presentará un catálogo técnico donde estará señalado las curvas características (caudal-altura), NPSH solicitado, tensión, intensidad, potencia y velocidad de funcionamiento. (Ministerio de vivienda construcción y saneamiento, 2018)
- Se optará por un motor eléctrico o de combustión según requiera la zona puesto que algunos lugares no han de contar con el servicio eléctrico, para el caso de combustión se usará diésel o gasolina (Ministerio de vivienda construcción y saneamiento, 2018).

3.2.9.2.4.3 Suministro Eléctrico.

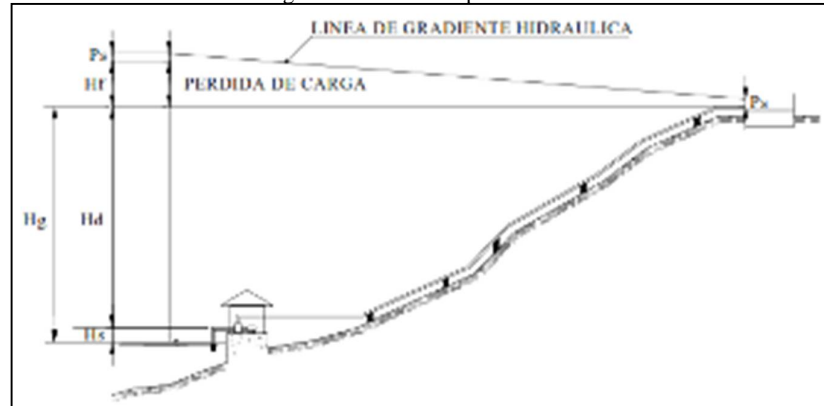
- Se deberá contar con el servicio eléctrico al momento de manifestar el proyecto. Si no se tendrá que ver la forma de abastecer a la construcción.
- Al no poder contar con el suministro eléctrico considerar la utilización de energía eólica o solar. Otra fuente de energía será la energía renovable, los que dispondrán de un alternador de gasoil con el propósito de aprovisionarnos de dicha energía.

3.2.9.2.4.4 Línea de impulsión

Con el fin del transportar el liquido elemento (agua), la linea de impulsión se situara desde una cota menor hasta una cota mayor. La forma de levantar el agua es travez de un equipamiento de bombeo, normalmente de un prototio centrifugo en sistemas de abastecimiento de agua. (Ministerio de vivienda construcción y saneamiento, 2018).

Este tramo es habitual que sea desde la PTAP hasta el reservorio.

Figure 29 Línea de impulsión



Fuente: Tixe (2004)

Con el fin de desarrollar un buen diseño de los parámetros y capacidad de la línea de impulsión corresponde una recolección de información del lugar a estudio, ya sea visual o recomendación para las futuras instalaciones que garanticen el funcionamiento y bajo costo de las mismas. (Ministerio de vivienda construcción y saneamiento, 2018)

De la línea de impulsión:

La línea de impulsión requiere de principios y parámetros para su respectivo diseño, cuyo inicio serán las circunstancias a la cual estará expuesta su medio ambiente y su forma de instalación. Con esos objetivos se han de requerir circunstancias como el caudal, la longitud y pendiente el punto de carga y desemboque.

Material de la tubería

Será escogido según el medio económico del lugar y factores como la resistencia del medio ambiente para su operatividad y durabilidad.

- Material PVC, clase 10 o clase 15 (Norma ISO 4422)
- Material FFD, clase k-9 en todos los casos, para presiones de servicio mayores a 10 bar (Norma ISO 2531)

Determine el momento en que el accesorio de tubería que estará sujeto a corrosión severa, es decir, la sal soluble, el ión sulfato y el ión cloruro en esta ubicación es superior a 1000 ppm y los hp de la capa exterior están contenidos en 6. 8.

La selección de la dimensión del diámetro obedecerá a la velocidad en el conducto puesto que en velocidades bajas podrá haber sedimentaciones de moléculas o en velocidades altas

las cuales han de vibrar a la tubería, estas pérdidas de carga son primordiales, ya que repercuten en el costo del elemento y operación del mismo. (Ministerio de vivienda contruccion y saneamiento, 2018)

Las velocidades recomendadas serán:

- Líneas de impulsión de 0.6 m/seg a 2.0 m/seg

Criterios de diseño de la línea de impulsión.

Con el propósito del cálculo de bombeo (lts/seg)

$$Q_b = Q_{md} * \frac{24}{N}$$

Donde:

Q_{md} : Caudal máximo diario (l/s)

N : Número de horas de bombeo por día

Con relación al cálculo del diámetro de la tubería de impulsión (m)

$$D = 0.96 * \left(\frac{N}{24}\right)^{\frac{1}{4}} * Q_b^{0.45}$$

Donde:

D : diámetro interior (m)

N : número de horas de bombeo por día

Q_b : Caudal de bombeo obtenido de la demanda horaria por persona, del análisis poblacional y del número de horas de bombeo por día en (m3/seg)

Velocidad Media de Flujo

$$V = 4 * \frac{Q_b}{(\pi * D_c^2)}$$

Donde:

V: Velocidad media del agua a través de la tubería (m/seg)

D_c : Diámetro interior comercial de la sección transversal de la tubería (m)

Q_b : Caudal de bombeo igual al caudal de diseño (m³/seg)

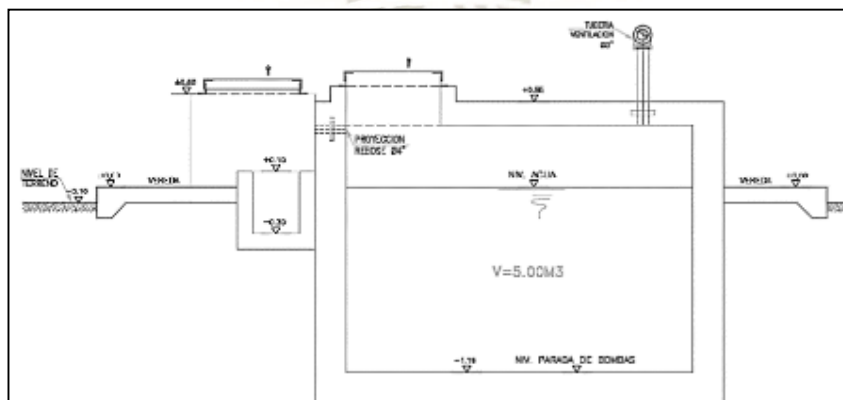
3.2.9.2.5 Cisterna

Se ha de estimar un aspecto rectangular con el fin de obtener capacidad de la cisterna, asimismo de mostrar el ingreso lo más apartado posible de la succión para que no tenga acceso el aire al sistema de bombeo, mejorando así la longitud del encofrado. (Construcción, 2018)

Se han considerado los niveles máximos de agua y detención de la bomba con respecto a lugares rurales, lo más óptimo es el empleo de bombas de eje horizontal en succión positiva por su comodidad en la operación y mantenimiento, asimismo por su bajo costo del este mecanismo. En estas condiciones no tendremos muchos inconvenientes con respecto a la succión (válvulas de pie). La cantidad de bombas que se han de requerir son dos, uno estará en actividad y el otro de provisión satisfaciendo así la seguridad al 100 %. (Ministerio de vivienda construcción y saneamiento, 2018).

Es aconsejable una altura a cuál se sumergirá de 0.35 m, con el fin de obstruir la incorporación de aire y las características de instalación hidráulica.

Figure 30 Cisterna de 5 m³



Fuente: Ministerio de vivienda construcción y saneamiento (2018)

Corresponde examinar una altura dinámica total del elemento de bombeo y el caudal requerido, asimismo los lugares rurales el tipo de energía es monofásico. Sus propiedades son:

3.2.9.2.5.1 Línea de impulsión

Tener F°G°, con el fin de optar con una energía acondicionada a la monofásica en el lugar, y no obtener altas privaciones en la carga de línea que pueda ser comprometida por la línea de impulsión de alto diámetro admisible.

3.2.9.2.5.2 Línea de succión

Hay F ° G ° para seleccionar un diámetro que se ha ajustado hasta el diámetro de succión de la bomba.

El contenido de agua en la tubería de entrada se determinará por gravedad y por la línea de conducción, considerando que la velocidad no es menor a 0,6 m / seg y la pendiente está entre 0,5% y 30%, esta debe corresponder a ella. Correspondientes a válvulas de interrupción, válvulas de flotador, tuberías y accesorios, deben ser de hierro galvanizado para simplificar el proceso de desmontaje y prolongar la vida útil. (Ministerio de vivienda construcción y saneamiento, 2018)

De acuerdo con el código de construcción nacional estándar IS.010, el volumen de descarga directa y libre de la tubería de desbordamiento se estima en 0.15 para simplificar la inspección de pérdida de agua y la inspección de la válvula de flotador. La temperatura de las tuberías y accesorios es F ° G ° para lograr el desmontaje y Mayor vida útil. La salida de la tubería debe estar en el sistema de drenaje de inundaciones del lugar. (Ministerio de vivienda construcción y saneamiento, 2018)

La tubería limpia (a través de la válvula de compuerta) corresponde a la tubería de descarga que conduce al pozo de la bomba de drenaje para garantizar que no haya filtraciones o fugas en la tubería. Verifique si la última parte usa un tapón, el objeto de operación manual. La boca de esta línea estará en el goteo bien. (Ministerio de vivienda construcción y saneamiento, 2018)

El tanque de agua proyectado debe tener en cuenta dos ambientes, en los cuales se retendrá agua útil para consumo humano, y en otro ambiente se utilizarán sistemas de bombeo y tableros electrónicos. El tanque de agua debe estar estampado por dentro y por fuera y

pintado con pintura de látex por fuera. (Ministerio de vivienda construcción y saneamiento, 2018)

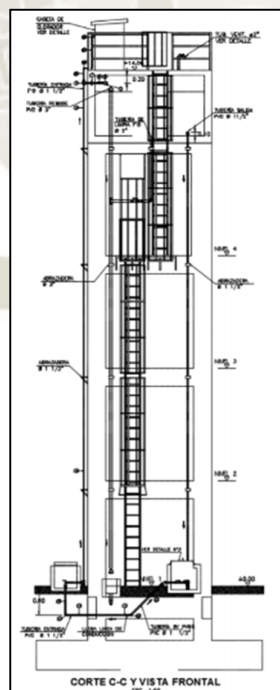
Correspondiente a esto es la acera periférica con escaleras de hormigón cerca del techo de hormigón. Para considerar una especie de escalón, el escalón se fija a la pared de la habitación de acero inoxidable, y el tipo marino es F ° G °.

3.2.9.2.6 Reservorio

Para su reserva constara de uno o varios tanques, estos tanques pueden ser enterrados, superficiales, elevados; dependerá del diseño. En la planta de tratamiento podrá constar de aireadores, floculadores, sedimentador y filtros lentos. Todos estos componentes deberán están en un área cerrada para su debido tratamiento del agua (desinfección). La desinfección podrá ser directa. (Zamor, 2006)

Estructura de concreto la cual se utiliza con el fin de reservar y controlar el agua que se distribuye a la población, asimismo asegurar la disponibilidad constante en el mayor tiempo posible.

Ilustración 11 Reservorio elevado



Fuente: (Ministerio de vivienda construcción y saneamiento, 2018)

3.2.9.2.6.1 Partes del reservorio:

- Catillo o fuste.
- Cuba (lugar donde se almacena el agua)
- Pasarela de acceso a la cuba (cuando es reservorio elevado)
- Tubería y accesorios de ingreso y salida, rebose, etc.
- Tubería ventilación.
- Hueco de ingreso de hombre.
- Tapa sanitaria.
- Medidor de nivel de agua.
- Medidor de caudal.
- Linterna de iluminación de la cuba.
- Escalera de acceso.
- Caseta de válvulas incluyendo compuerta
- Mariposa de control (cuando son reservorios apoyados)

3.2.9.2.6.2 Aspectos generales

Con relación al diseño del reservorio su uso será único para su utilidad. Se ha situar lo más próximo a la comunidad, mediando posibles actos como la cota topográfica el cual nos asegure presiones mínimas en el punto más perjudicial para el sistema. Tendrá que garantizar la calidad del agua, será de concreto justificado por un diseño normalizado por lo que el diseño será múltiplo de 5 m. El reservorio podrá ser apoyado o elevado según lo requiera, será protegido con un cerco perimétrico y la tapa sanitaria debe contener acceso para el mantenimiento respectivo. (Ministerio de vivienda construcción y saneamiento, 2018).

3.2.9.2.6.3 Criterios de diseño

La capacidad de almacenamiento debe ser el 25% de la demanda de agua diaria promedio anual (Q_p), siempre que el suministro de agua sea continuo. Si la fuente de alimentación no es continua, la capacidad debe ser al menos del 30% de Q_p . (Ministerio de vivienda construcción y saneamiento, 2018)

Le corresponde los consecuentes criterios:

Acondicionar tuberías de entrada, salida y rebose de la misma manera una tubería de limpia. Cada una de ellos debe ser autónomos y dotados con dispositivos los cuales facilitaran las reparaciones de los mismos.

-La tubería de admisión debe estar equipada con un dispositivo de ajuste de llenado, generalmente una válvula de flotador.

-La tubería de salida debe estar equipada con una canasta, y la entrada de agua debe ubicarse a 10 cm del suelo para evitar precipitaciones.

-Para que el agua circule bien, la tubería de entrada y la tubería de salida deben estar opuestas.

-El diámetro de la tubería de limpieza debe ser conveniente para vaciar en 2 horas.

Establecer una tubería de rebose empalmada a la tubería de limpia la cual facilitara la liberación del exceso de caudal cualquier instante.

Por supuesto, se deben instalar tuberías o bypass, y los elementos de freno deben estar conectados a las tuberías de entrada y salida. Por supuesto, el diseño debe tener en cuenta que la presión de distribución del sistema debe reducirse. Mientras no se haya clorado el agua suministrada, no se debe conectar el bypass.

La losa del fondo del reservorio se debe ubicar a una cota mayor a la tubería de limpia, con una elevación mínima de 1 % alrededor de esta.

Los elementos de construcción e impermeabilizantes internos deberán satisfacer con los condiciones del producto ya que estos están en contacto con el agua para consumo. Deben contar con autenticación NSF 61 o semejante al país de origen.

Avalar la terminante estanqueidad del reservorio.

Las rejillas de ventilación del tanque deben evaluarse evitando la introducción de sustancias en la rejilla del tanque para limitar la accesibilidad de personas y animales.

Para renovar completamente el aire, se recomienda que la distancia máxima desde el nivel del agua hasta el punto más bajo del área de cobertura sea lo más corta posible, pero debido a la concentración de cloro, no debe ser menor a 30 cm.

El perímetro del embalse debe estar protegido por una valla metálica con una altura mínima de 2,20 m, con puerta de entrada y cerradura. Preparar también una entrada factible al tanque de agua para la obtención de materiales y equipos La entrada debe tener una escalera con anclajes en la escalera fijada a la pared del cerramiento (acero inoxidable o polipropileno y fijada mecánicamente con resina epoxi).

Los instrumentos como interruptores ya sea de derivación y control deben estar centralizados en cajas o casetas los cuales facilitaran el acceso de las mismas.

La cámara de válvulas debe poseer un desagüe con el fin de vaciar el agua que pueda verterse.

A excepción que se sustente sensatamente la desinfección procederá a ser imprescindible al reservorio, debiendo el proyectista acogerse al sistema más correcto claro está referenciándose por el lugar, accesibilidad y capacitación de la comunidad.

3.2.9.2.6.4 Determinación del volumen de regulación

Los reservorios deben permitir que las demandas máximas que se producen en el consumo sean satisfechas cabalmente, al igual que cualquier variación en los consumos registrados en las 24 horas del día, proveyendo presiones adecuadas en la red de distribución (Salud, 2005)

Los reservorios tienen la función de almacenar el agua sobrante cuando el caudal de consumo sea menor que el de abastecimiento y aportar la diferencia entre ambos cuando sea mayor el de consumo (Salud, 2005).

La capacidad así requerida se denominará de regulación o de capacidad mínima.

Para determinar el volumen de regulación de los reservorios podrían emplearse los métodos siguientes:

a) Método basado en la curva de consumo

Para determinar la capacidad mínima de un reservorio elevado mediante este método, se precisa disponer de datos suficientes sobre las variaciones de consumo horarias y diarias de la población del proyecto o de una comunidad que presente características semejantes en términos de desenvolvimiento socio-económico, hábitos de población, clima y aspectos técnicos del sistema. (Salud, 2005)

Asimismo, debe conocerse o fijarse el régimen de alimentación del reservorio: continuo o discontinuo, número de horas de bombeo, caudal de bombeo, etc.

El método consiste en graficar las curvas del caudal horario de consumo y del caudal de abastecimiento para el día más desfavorable o de mayor consumo. Determinar en este gráfico las diferencias en cada intervalo entre los volúmenes aportados y consumidos. La máxima diferencia será la capacidad teórica del reservorio. (Salud, 2005)

Esta capacidad puede ser determinada también con la ayuda del diagrama de masas o curva de consumos acumulados construida sobre la base de la curva de caudales horarios de consumo. En este diagrama, la capacidad del reservorio se determina mediante la suma de los segmentos verticales C1 y C2. (Salud, 2005)

Debe considerarse que la capacidad del reservorio estará determinada por el tiempo de bombeo y por el periodo de bombeo.

A mayor tiempo de bombeo menor capacidad de reservorio y viceversa; sin embargo, al aumentar el periodo de bombeo aumenta también los costos de operación y mantenimiento, de modo que la solución más conveniente estará definida por razones económicas y de servicio

Para un mismo tiempo de bombeo existirán diferencias en función a los horarios o periodos que se seleccionan para el bombeo. La selección en los turnos de bombeo debe ser hecha tomando en cuenta los horarios que menos desajustes provoquen a los horarios normales de trabajo, o al menos, aquellos que no signifiquen excesivos costos de operación. Es conveniente, por tanto, que el proyectista señale en la memoria descriptiva, los turnos de bombeo aconsejables para la fase de operación. (Salud, 2005)

En el volumen del reservorio debe preverse también una altura libre sobre el nivel máximo del nivel de aguas, a fin de contar con un espacio de aire ventilado; es recomendable que esta altura sea mayor o igual a 0,20 m.

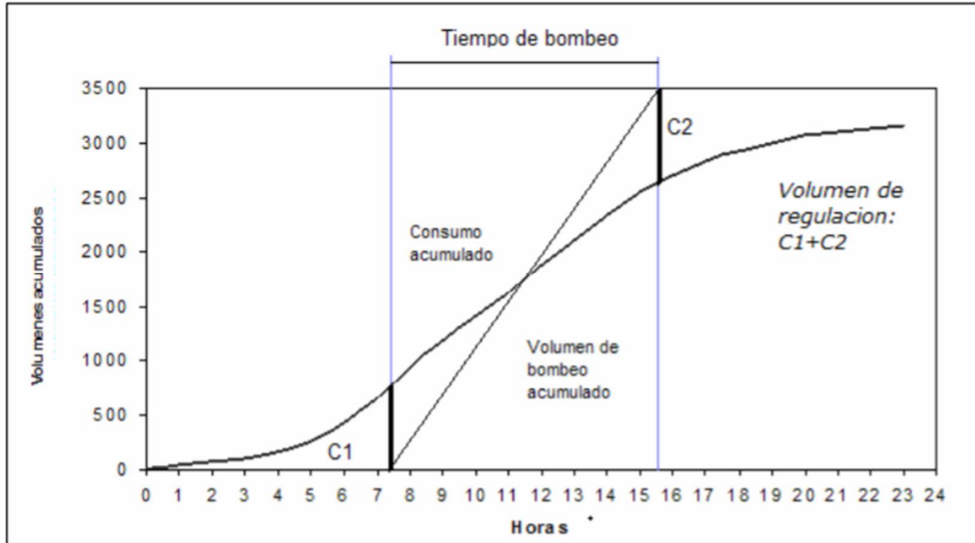


Ilustración 12 Determinación del volumen de regulación de un reservorio elevado mediante el diagrama de masa

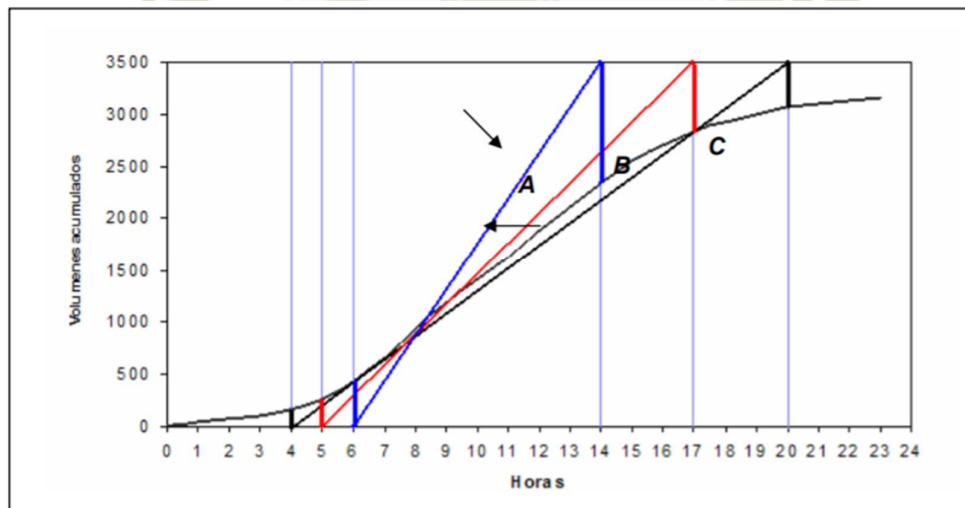


Ilustración 13 Curva de consumos acumulados y tasas de bombeo A, B, C, determinantes de las diferentes capacidades del reservorio al variar el tiempo de bombeo

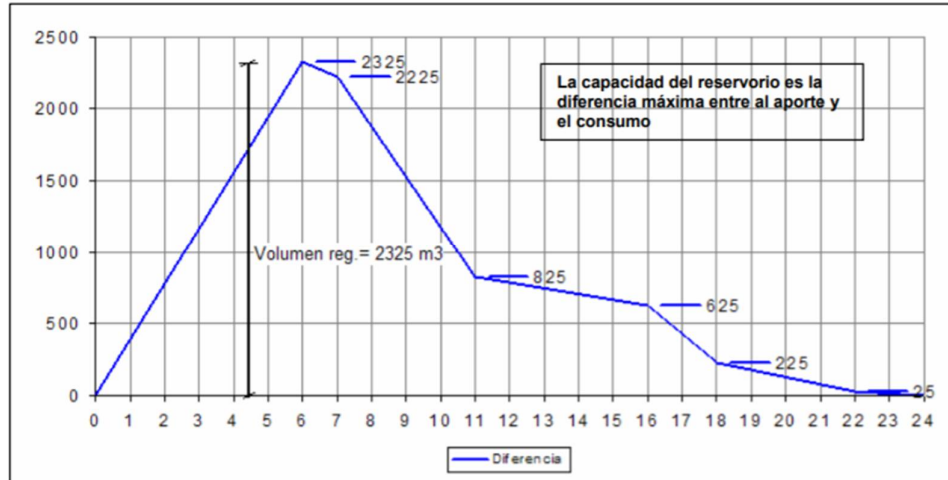


Ilustración 14 Determinación gráfica del volumen de regulación de un reservorio.

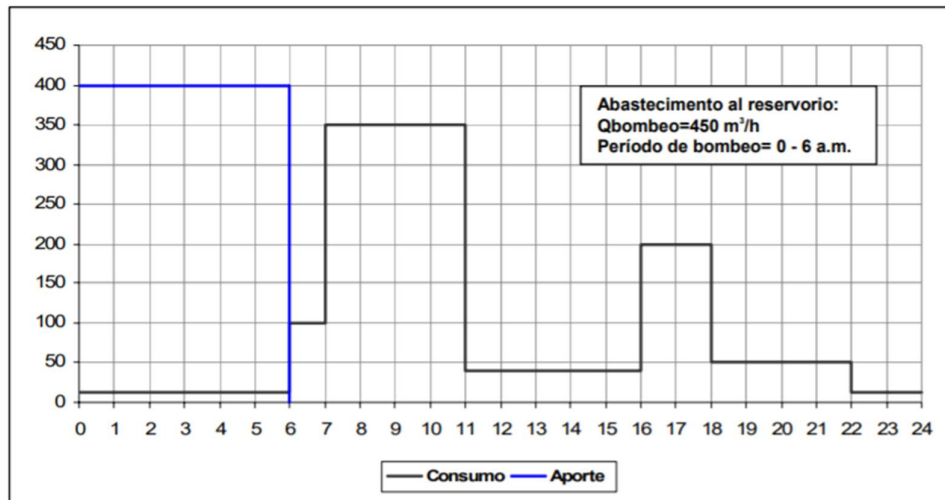


Ilustración 15 Curvas de caudal de consumo y de abastecimiento al reservorio.

b) Método empírico

Para sistemas por bombeo, el volumen de regulación deberá estar entre el 20 a 25% del caudal promedio diario, dependiendo del número y duración de las horas de bombeo, así como de los horarios en los que se realicen dichos bombeos. (Salud, 2005)

Por tanto, el volumen debe ser determinado utilizando la siguiente expresión:

$$V_r = C Q_m$$

Donde:

V_r = Volumen de regulación en m^3

C = Coeficiente de regulación 0,20 – 0,30

Q_m = Consumo promedio diario anual en m^3

3.2.9.2.6.5 Reserva para emergencias por incendios

En los casos que se considere demanda contra incendio para poblaciones menores a 10,000 habitantes, deberá asignarse un volumen mínimo adicional de acuerdo al siguiente criterio:

- Para áreas destinadas a uso comercial o industrial deberá calcularse utilizando el gráfico para agua contra incendio de sólidos adjunto, considerando un volumen aparente de incendio de 3000 metros cúbicos y el coeficiente de apilamiento respectivo, Independientemente de este volumen los locales especiales (Comerciales, Industriales y otros) deberán tener su propio volumen de almacenamiento de agua contra incendio.
- Para poblaciones menores a 10000 habitantes no son necesarios y resulta antieconómico el proyectar demanda contra incendios: sin embargo, el proyectista podrá considerar este aspecto cuando sea justificado técnicamente.

3.2.9.2.6 Volumen de Reserva

Las recomendaciones para la estimación del volumen de agua para las reservas de emergencia, tienen un amplio margen de variación y van desde cero hasta volúmenes equivalentes a varios días de consumo. El almacenamiento de grandes volúmenes de agua se justifica en las ciudades donde existe algún peligro de falla en el sistema o en el régimen de la fuente de captación. Desde este punto de vista cada ciudad es un caso particular. Por ejemplo: si la fuente es de manantiales y la conducción por gravedad, el almacenamiento por emergencia puede ser menor que si la fuente es un sistema de pozos y conducción por bombeo.

Considerar reservas para emergencia indudablemente es gravar fuertemente el costo de las obras, ya que ello implica la construcción de grandes reservorios.

Los casos más comunes que ocurren es que la línea de conducción pueda sufrir daños que mantendrían una situación de déficit en el suministro de agua mientras se hace las reparaciones pertinentes, es aconsejable un volumen adicional que de oportunidad a restablecer la conducción de aguas hasta el reservorio.

3.2.9.2.7 Sistema de desinfección

El sistema asegura que la calidad del agua se mantenga durante un período de tiempo más largo y esté protegida antes de que el agua se canalice, hasta que el agua llegue a la casa a través de la conexión de la casa. Su ubicación de instalación debe estar lo más cerca posible de la tubería de entrada de agua del tanque de almacenamiento de agua y debe instalarse en un lugar donde la luz natural no afecte la solución de cloro contenida en el contenedor.

En condiciones normales de suministro, se recomienda que el contenido mínimo efectivo de cloro residual sea de 0,3 mg / l y el máximo de 0,8 mg / l, que puede detectarse más alto que este último por olor y sabor. Rechazado por usuarios consumidores. Para su construcción se deben utilizar diferentes materiales y sistemas para controlar el volumen de goteo por segundo o el volumen de goteo equivalente en ml / s, y no se deben usar metales porque se corroerán con el cloro.

3.2.9.2.7.1 Desinfectantes empleados

Es necesario utilizar compuestos derivados del cloro para la desinfección, debido a que estos compuestos son oxidantes y altamente corrosivos, por lo que tienen un gran poder

destrutivo para los microorganismos en el agua, y se recomienda utilizar instrucciones especiales de tratamiento como desinfectantes en hogares rurales. Estos derivados del cloro son:

- Hipoclorito de calcio ($\text{Ca}(\text{OCl})_2$ o HTH). Es un producto blanco seco, granulado, en polvo o en tabletas que se vende con una concentración de cloro activo del 65%.
- Hipoclorito de sodio (NaClO). Es un líquido transparente de color amarillo ámbar, disponible en tanques de plástico de 20 litros de distribuidores, y su concentración de cloro activo es de aproximadamente el 15% en peso.
- Dióxido de cloro (ClO_2). Por lo general, se produce donde se utilizará y se disuelve en agua a una concentración de hasta 1% de ClO_2 (10 g / L). Se puede almacenar de forma segura en determinadas condiciones, como evitar la exposición a la luz solar o interferencias. El calor.

3.2.9.2.7.2 Sistema de Desinfección por Goteo

- Cálculo del peso de hipoclorito de calcio o sodio necesario

$$P = Q * d$$

Donde:

P: peso de cloro en gr/h

Q: caudal de agua a clorar en m^3 /h

d: dosificación adoptada en gr/ m^3

- • Cálculo del peso del producto en función al porcentaje de cloro

$$P_c = P * 100/r$$

Donde:

P_c : peso producto comercial gr/h

r: porcentaje(%) del cloro activo que contiene el producto comercial

- Calcule el caudal por hora (q_s) de la solución de hipoclorito en función de la concentración de la solución preparada. El valor de " q_s " permite la selección del equipo de dosificación requerido.

$$q_s = P_c * \frac{100}{c}$$

Donde:

P_c : peso producto comercial gr/h

q_s : demanda horaria de la solución en l/h, asumiendo que la densidad de 1 litro de solución pesa 1 kg

c : concentración solución (%)

- Calcule el volumen de la solución en función del tiempo de consumo del contenedor que almacena la solución

$$V_s = q_s * t$$

Donde:

V_s : El volumen de la solución (en lt) (correspondiente al volumen disponible del recipiente de preparación).

t : El tiempo de uso del contenedor de solución (en horas) t se ajusta a los siguientes ciclos de preparación: 6 horas (4 ciclos), 8 horas (3 ciclos) y 12 horas (2 ciclos), correspondientes al vaciado del contenedor y carga Volumen de nuevas soluciones.

3.2.9.2.8 Línea de aducción

A fin de proyectar la línea debe corresponder lo consecuente:

Se debe eludir elevaciones ascendentes al 30% para prevenir mayores velocidades e mínimos al 0.50 %, con la finalidad de permitir la realización y conservación.

Según el plano examinar la menor trayectoria, claro está previendo desmesuradas excavaciones y/o otros aspectos que dificulten la disposición.

En recorridos abruptos suavizar la elevación del trazado ascendente pudiendo ser mayor la descendente, claro está mencionando la circulación el agua.

Eludir las propiedades privadas puesto involucra dilemas al momento de ejecutar la construcción, operación y mantenimiento del sistema.

Preservar una separación tolerable de vertederos sanitarios, límites de ríos, zonas aluviales, nivel freático alto, cementerios u otros.

Emplear lugares los cuales nos posibiliten la accesibilidad a la topografía existente (caminos en ejecución, mantenimiento y operación).

Prevenir lugares vulnerables generados por la naturaleza o personas. También establecer los puntos necesarios para la instalación de válvulas y accesorios requeridos para su cuidado.

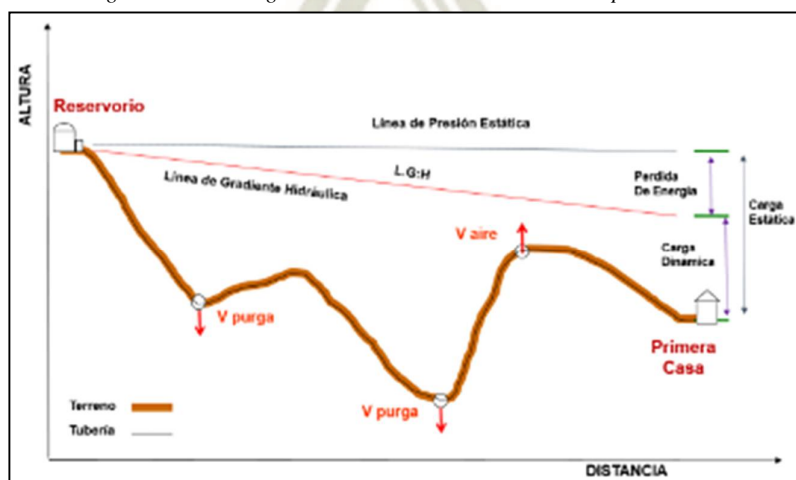
3.2.9.2.8.1 Caudal de diseño

“La Línea de Aducción tendrá capacidad de conducir como mínimo, el caudal máximo horario (Qmh).” (Ministerio de vivienda construcción y saneamiento, 2018).

3.2.9.2.8.2 Carga estática y dinámica

La carga estática máxima permitida será de 60 m y la carga dinámica mínima será de 5 m, estos parámetros están normados para el ámbito rural según RM 192-2018-VIVIENDA. Luego se deberá optar el criterio para realizar el diseño, es decir el criterio de diseño de línea de gradiente estática o dinámica. (Ministerio de vivienda construcción y saneamiento, 2018)

Figure 31 Línea de gradiente hidráulica de la aducción a presión



Fuente: Ministerio de vivienda construcción y saneamiento. (2018)

3.2.9.2.9 Diámetros

Se diseñará para velocidades mínima de 0,6 m/s y máxima de 3,0 m/s. El diámetro mínimo de la línea de aducción será de 25 mm (1") para el caso de ámbito rural (Ministerio de vivienda construcción y saneamiento, 2018).

3.2.9.2.9.1 La línea gradiente hidráulica (L.G.H.)

Se encontrará constantemente encima del suelo. En los puntos complicados se podrá modificar el diámetro con la finalidad de mejorar la pendiente.

3.2.9.2.9.2 Pérdida de carga unitaria (h_f)

Con la finalidad de diseñar se tomará en consecuencia:

- Ecuaciones de Hazen y Williams para diámetros mayores a 2", y
- Ecuaciones de Fair Whipple para diámetros menores a 2" (establecido por la Norma Técnica de diseño).

De lo contrario si se desea aplicar la expresión matemática de Hazen y Williams para diámetros menores a 2" se deberá considerar un factor de reducción de 0.90 al coeficiente de fricción para el material de PVC, según recomendaciones del Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento.

3.2.9.2.9.3 Cálculo de diámetro de la tubería:

Las "Normas Técnicas de Diseño: Opciones Técnicas para Sistemas de Saneamiento en Zonas Rurales" del Perú establecieron el cálculo del diámetro con vinculación a conductos con un diámetro mayor a 50 mm. Hazen-Williams:

$$H_f = 10,674 \times \frac{Q^{1,852}}{C^{1,852} \times D^{4,86}} \times L$$

Donde:

H_f : pérdida de carga continua (mts)

Q: caudal en (m³/seg)

D: diámetro interior en m (ID)

C: coeficiente de Hazen Williams (adimensional)

- Acero sin costura C=120

- Acero soldado en espiral C=100

- Hierro fundido dúctil con revestimiento C=140

- Hierro galvanizado C=100

- Polietileno C=140

- PVC C=150

L: longitud del tramo (m)

Para tuberías de diámetro igual o inferior a 50 mm, Fair-Whipple:

$$H_f = 676,745 \times \frac{Q^{1,751}}{D^{4,753} \times L}$$

Donde:

H_f: pérdida de carga continua (m)

Q: caudal en (l/min)

D: diámetro interior (mm)

L: longitud (m)

Solamente ocurrencia inusual se obligará a demostrar, la velocidad de movimiento de agua constituido por los caudales de diseño corresponderá a satisfacer lo consecuente:

- La velocidad mínima no será inferior a 0,60 m/s.

- La velocidad máxima admisible será de 3 m/s, pudiendo alcanzar los 5 m/s si se justifica técnicamente.

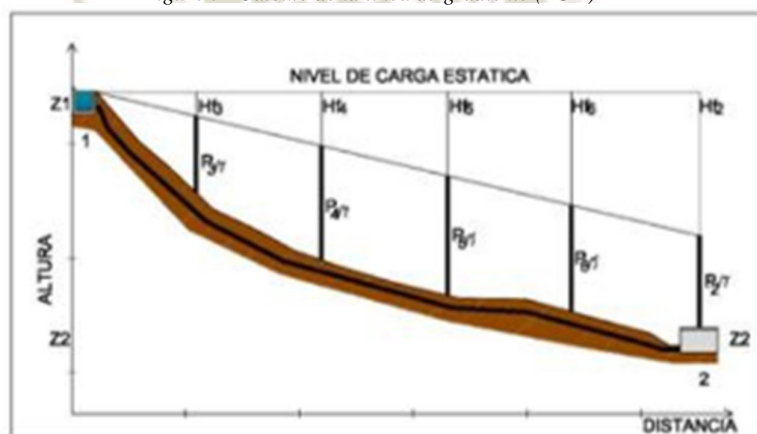
3.2.9.2.9.4 Presión

La presión se define como la cantidad de energía gravitacional contenida en el agua. (Ministerio de vivienda construcción y saneamiento, 2018)

Con el fin de calcular la línea de gradiente hidráulica (LGH), se aplicará la ecuación de Bernoulli.

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

Figure 32 Cálculo de la línea de gradiente (LGH)



Fuente: Ministerio de vivienda construcción y saneamiento (2018)

Donde:

Z: cota altimétrica respecto a un nivel de referencia en m.

P/γ : altura de carga de presión, en m, P es la presión y γ el peso específico del agua.

V: velocidad del fluido en m/s.

H_f , pérdida de carga de 1 a 2, incluyendo tanto las pérdidas lineales (o longitudinales) como las locales.

Si como es habitual, $V_1 = V_2$ y P_1 está a la presión atmosférica, la expresión será: (Ministerio de vivienda construcción y saneamiento, 2018)

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

No debe sobre pasar el 75 % de la presión estática máxima puesto que la acción establecida por el fabricante así lo dispone, requiriendo ser semejantes las presiones de servicio de los accesorios y válvulas a utilizar. Igualmente se evaluará las pérdidas de carga situadas en ΔH_i en las piezas peculiares y en las válvulas, teniéndose que estimar consecuentemente con: (Ministerio de vivienda construcción y saneamiento, 2018)

Dónde:

$$\Delta H_i = K_i \frac{V^2}{2g}$$

ΔH_i : pérdida de carga localizada en las piezas especiales y en las válvulas (m)

K_i : coeficiente que depende del tipo de válvula.

V : máxima velocidad de paso del fluido a través de la válvula (m/s)

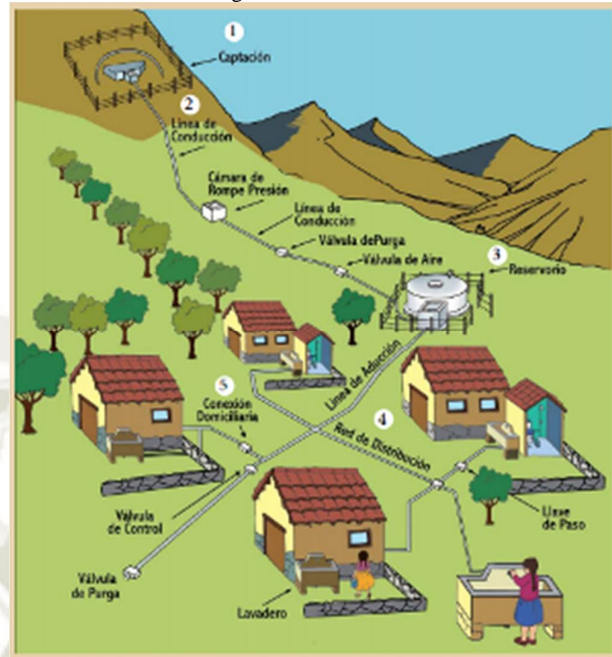
g : aceleración de la gravedad (m/s^2) (Ministerio de vivienda construcción y saneamiento, 2018)

3.2.9.2.10 Redes de distribución

Son elementos los cuales posibilitaran el transporte del líquido elemento (agua) por todos sus accesorios que conleve este recorrido.

Según, Agüero (2004) Otra definición: no son más que los tubos que estarán conectadas a los domicilios con o sin medidor. Pueden ser de PVC o polietileno, generalmente su diámetro es de $\frac{3}{4}$ ", pero dependerá de la longitud a la cual estén expuesta.

Figure 33 Distribución



Fuente: manual de captación de manantiales

3.2.9.2.10.1 Aspectos Generales

Con respecto a la línea de distribución deberá satisfacer lo consecuente:

Se planteará en todas las redes de distribución con el caudal máximo horario (Q_{mh}). Viendo que los diámetros se encuentren dentro de los parámetros mínimos, con respecto a las redes malladas deben ser de 25 mm (1"), y en redes ramificadas o abiertas se aceptara diámetros de 20 mm (¾") para ramales. (Ministerio de vivienda construcción y saneamiento, 2018)

En las intersecciones se tendrá que admitir instalaciones de accesorios en forma de cruz y con esas partes en forma de tee contemplar la manera de configurar el tramo lo más rectilíneo posible. Se ha de requerir combinar los diferentes accesorios claro está previendo que coincida y exista dichos accesorios comerciales. (Ministerio de vivienda construcción y saneamiento, 2018)

3.2.9.2.10.2 Consideraciones del RNE

Las estipulaciones del Reglamento Nacional de edificaciones son genéricas. Este precisa lo siguiente.

Se proyectará en principios en circuito cerrado formando mallas.

Para análisis hidráulico se podrá emplear el método de Hardy Cross o un método semejante.

Se ha de evaluar con la finalidad de garantizar el caudal de salida y presiones apropiada en cualquier punto de la red y a su vez establecer las tuberías del sistema hidráulico con las formulas lógicas.

En el análisis hidráulico, las pérdidas de carga en los accesorios se desprecian.

Cuando se configuran las redes matrices, lo más importante será asegurar la conectividad de las tuberías.

Coefficientes de rugosidad de las tuberías

Los coeficientes de rugosidad de las tuberías se estiman en base a: material de la tubería y antigüedad de esta.

3.2.9.2.10.3 Diámetro mínimo

Para ámbito rural

El diámetro mínimo para redes es de $\frac{3}{4}$ ", basado en la práctica de aplicación del método de factor de simultaneidad.

3.2.9.2.10.4 Velocidad

Velocidad máxima será de 3 m/seg

Según sea el suceso se admitirá 5 m/seg

Velocidad mínima será 0.15 m/seg, en casos justificados donde se obtenga velocidades inferiores se ha plantear válvulas de purga, con la finalidad de evitar que en dichos tramos se sedimenten partículas.

3.2.9.2.10.5 Presiones

Las presiones especificadas en la Norma técnica de diseño para sistemas de saneamiento como parámetros de diseño deberán cumplir con los siguientes límites o rangos:

Presión estática no mayor a 60 m.c.a.

Presión dinámica no menor a 5 m.c.a (presión mínima)

Para piletas la presión mínima será 3.50 m

Válvulas las válvulas aislarán sectores de redes no mayores a 500 m de longitud

3.2.9.2.10.6 Hidrantes

Su ubicación debe ser tal que la distancia entre dos de ellos no supere los 300 m.

Se instalarán en ramales de 100 mm o más con válvulas de cierre.

3.2.9.2.10.7 Ubicación de las tuberías

Se ubicarán a no menos de 2 m de una tubería de aguas residuales, medidas horizontalmente; y a no menos de 0.80 m de límite de propiedad.

3.2.9.2.10.8 Simulación hidráulica

La simulación hidráulica consiste en simular el comportamiento de las redes de distribución de agua en un modelo matemático, basado en las leyes de la hidráulica.

Configuración de la red se le llama a la representación de las redes primaria o matices, que van a distribuir el agua a las redes secundarias; también se le suele llamar modelización (modelo de la red)

De acuerdo al RNE, el principal criterio de diseño desde el punto de vista hidráulico es el de la presión. El cálculo debe asegurar la presión de servicio estipuladas en el reglamento.

No obstante, el análisis de las redes debe considerar las velocidades de paso. Las redes quedarán diseñadas cuando se haya obtenido la red óptima desde el punto de vista económico.

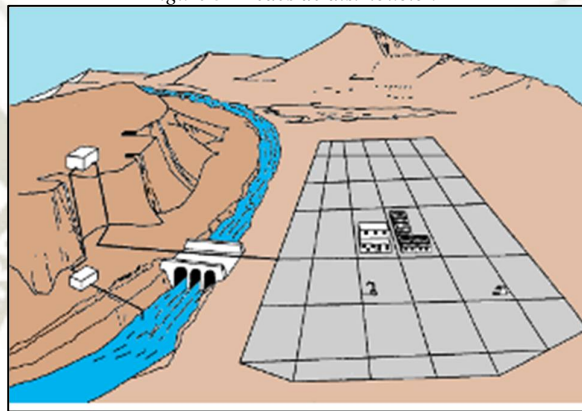
Los otros criterios de diseño están vinculados directamente al control operacional del sistema de distribución, que está compuesta por todos los componentes: tuberías, reservorios (nivel piezométrico, volumen), válvulas de compuerta, válvulas reductoras de presión, válvulas reguladoras de caudal, grifos contra incendio, etc.

Los programas de cómputo, solo realizan simulación de las redes; es decir resuelven la red para las condiciones que se le ha dado.

3.2.9.2.10.9 Zonas de Presión

Se denomina zonas de presión a las áreas del sistema que están comprendidos por las cotas absolutas entre un límite inferior y un límite superior en el que la presión de servicio es como máximo la presión nominal de la tubería (50 mca).

Figure 34 Redes de distribución



Fuente: (Ministerio de vivienda construcción y saneamiento, 2018)

3.2.9.2.10.10 Redes malladas

Son redes construidas por tuberías y debe cruzarse para crear un circuito cerrado o una cuadrícula. Estos tubos conectados deben estar separados entre sí para facilitar el mantenimiento. También establezca el nodo de salida de la válvula de cierre. (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018).

Deberá satisfacer las circunstancias hidráulicas que certifiquen las presiones mínimas requeridas para el servicio en la red de distribución.

Según el Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2018). Para especificar el flujo en la red de malla, se debe adoptar un método de densidad de población, donde el flujo total de la población se distribuye entre los nodos de proyección "i". (El caudal en el nudo es:

$$Q_i = Q_p * P_i$$

Donde:

Qi: Caudal en el nudo "i" en lts/seg.

Q_p: Caudal unitario poblacional en lts/seg. hab.

$$Q_p = \frac{Q_t}{P_t}$$

Donde:

Q_t: Caudal máximo horario en l/s.

P_t: Población total del proyecto en hab.

P_{it}: Población de área de influencia del nudo “i” en hab.

Para el análisis hidráulico del sistema de distribución, se puede utilizar el método Hardy Cross o cualquier otro método equivalente.

Para el modelamiento y análisis hidráulico del sistema de distribución, puede emplearse el método de Hardy Cross o cualquier otro equivalente.

El dimensionamiento de redes cerradas debe estar controlado por dos condiciones:

- El flujo total que llega a un nudo es igual al que sale.
- La pérdida de carga entre dos puntos a lo largo de cualquier camino es siempre la misma.

Estas condiciones y la relación entre flujo y caída de presión nos proporcionan un sistema de ecuaciones que puede resolverse mediante cualquier método matemático de equilibrio.

En sistemas anillados se deben admitir errores máximos de cierre:

- 0,10 m.c.a de pérdida de presión como máximo en cada mallado y/o simultáneamente debe cumplirse en todas las mallas.
- 0,01 l/s como máximo en cada malla y/o simultáneamente en todas las mallas.

Se recomienda el empleo del caudal mínimo de 0,10 l/s para el diseño de los ramales.

La presión de funcionamiento (OP) en cualquier punto de la red no debe descender por debajo del 75% de la presión de diseño (DP) en ese punto.

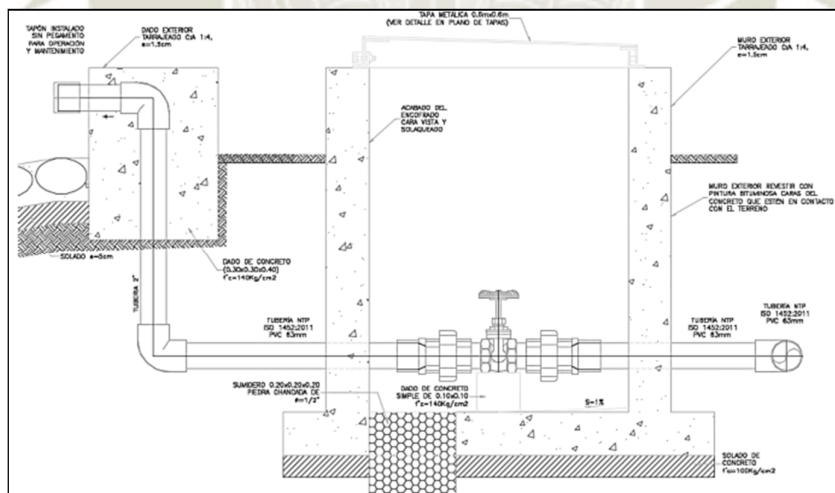
En este caso y en la red ramificada, se debe agregar una memoria de cálculo, que enumera varios esquemas de cálculo en detalle:

- Cálculo del caudal mínimo.
- Caudal máximo.
- Presión mínima (Dinámica).
- Presión máxima (Estática).

3.2.9.2.10.11 Válvulas de purga

En los puntos bajos de la línea de conducción por lo general se aglomera sedimentos los cuales provocan una disminución del área de flujo, siendo imprescindible la instauración de válvulas de purga los cuales nos darán más posibilidades de higiene en los tramos de los conductos.

Figure 35 Diámetros de válvula de purga



Fuente: Ministerio de vivienda contruccion y saneamiento (2018)

3.2.9.2.11 Conexión domiciliaria

Su ubicación debe estar lo más cerca posible de la casa. Cuando el servicio se suministra a través de la red de distribución, se debe proporcionar una conexión predial para cada casa hasta el UBS y el fregadero multifuncional.

El diámetro mínimo de la conexión domiciliaria debe ser de 15 mm (1/2") y cada conexión debe contar con los consecuentes componentes:

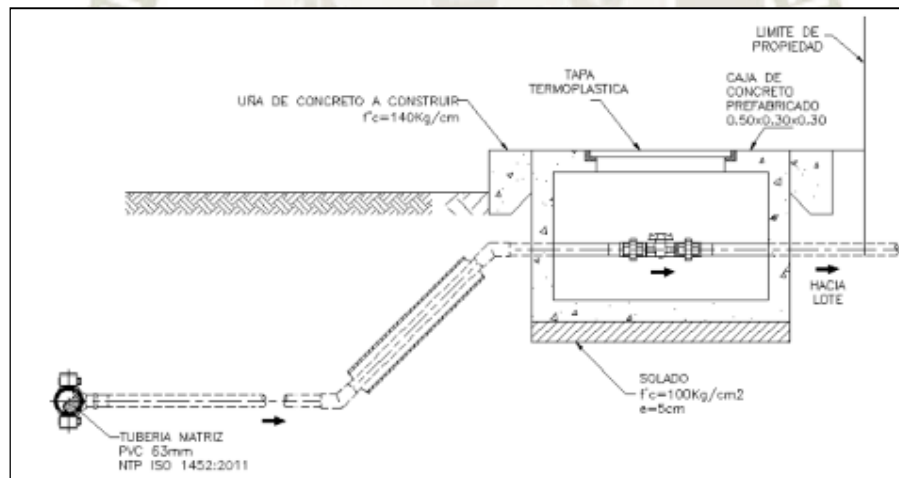
Elementos de toma: por medio de accesorios tipo TEE y reducciones.

Elementos de conducción: es la tubería de transporte que se une desde el cambio del componente de toma hasta la conexión domiciliaria, ingresando con un ángulo de 45°.

Elementos de conexión instalados internamente: Para integrarse con la instalación interna de la casa, se debe colocar fuera de la caja chupete de 0.30 m; para establecer una alianza, el propietario debe instalar la llave de control en la entrada y en la casa.

El acoplamiento al domicilio se desarrollará a través de una caja prefabricada de concreto u componente termoplástico e ir apoyado encima del solado de fondo de concreto.

Figure 36 Conexión domiciliaria



Fuente: Ministerio de vivienda construcción y saneamiento (2018)

3.2.9.3 Sistema de alcantarillado sanitario

3.2.9.3.1 Alcantarillado sanitario

Es el sistema de colección o recolección diseñado para evacuar las aguas grises domésticas de una determinada población.

Colector secundario. -

Colector domiciliario de diámetro inferior a 150 mm que se interconecta con un colector primario.

Colector principal. -

Capta el caudal doméstico y/o estatal proveniente de dos o más colectores secundarios domiciliarios.

Emisario final. -

Es la red que recolecta las aguas residuales de los colectores primarios y secundarios, teniendo como punto de descarga la planta de tratamiento de aguas residuales o aguas residuales vertidas en cuerpos de agua como ríos, lagos u océanos. Su característica es que no tiene aporte durante todo el proceso de desarrollo.

3.2.9.3.2 Criterios de diseño**3.2.9.3.2.1 Criterios hidráulicos para el dimensionamiento**

Criterio Hidráulico: Las tuberías funcionarán como conductos libres y deberán transportar los caudales máximos y mínimos previstos en el estudio.

Criterio de Auto limpieza bajo las condiciones de tensión tractiva.

Criterio de control del sulfuro de hidrógeno considerando el índice de Pomeroy

3.2.9.3.2.2 Régimen hidráulico de escurrimiento en tuberías de desagües

Las tuberías de los colectores e interceptores de desagües deben ser proyectados para funcionar siempre como conducto libre. Los sifones invertidos y líneas de impulsión de las estaciones de bombeo funcionan como conductos forzados. Los emisarios pueden funcionar como conductos libres o forzados, no reciben contribuciones en marcha. Son conductos forzados en el caso de líneas de impulsión y emisarios submarinos.

3.2.9.3.2.3 Criterio de auto limpieza

Actualmente se utiliza el criterio de la tensión tractiva en substitución al criterio de la velocidad de auto limpieza (establecido en el campo de transporte de sedimentos):

3.2.9.3.2.4 Velocidades de auto limpieza

El criterio convencional adoptado para acciones de auto limpieza es proyectar las tuberías de desagüe con pendientes suficientes para tener velocidades mínimas de 0.60 m/seg, con un escurrimiento a media o a sección plena. En esas condiciones, para laminas menores que la media sección, la velocidad será menor que 0.60 m/seg y para láminas mayores, la velocidad será mayor. Para Metcalf y Eddy, la velocidad media V_m de 0.30 m/seg., en general es capaz de prevenir la deposición de partículas orgánicas de desagüe, en tanto para que no haya la sedimentación de partículas inorgánicas, tales como la arena, la velocidad media de 0.75 m/seg es considerada adecuada para el proyecto de las tuberías de desagüe.

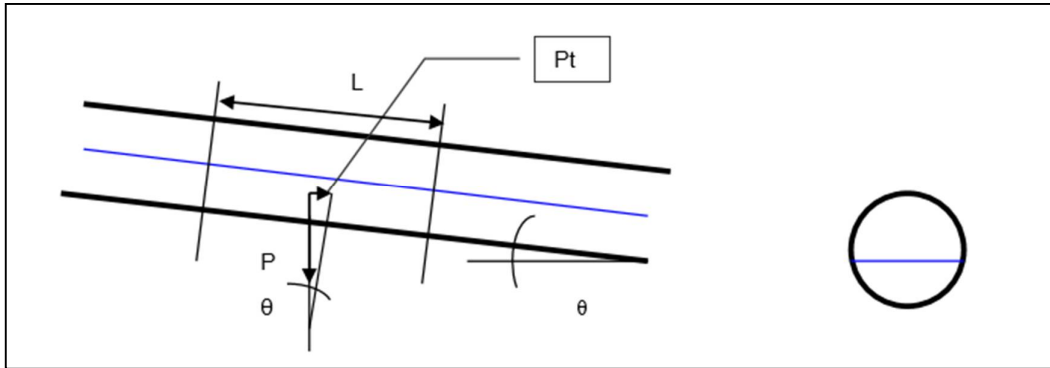
3.2.9.3.2.5 Lámina mínima

Antiguamente en el Brasil se recomendaba en zonas de franco pendiente, láminas o tirantes de agua de 20% del Diámetro con velocidad mínima de escurrimiento de 0.60 m/*seg. Para el caudal inicial. Hasta hace poco se recomendaba que para velocidades inicial variando entre 0.50 a 0.60 m/seg., la relación y_i/D deberá ser superior a 20% siendo y_i la lámina correspondiente a caudal de dimensionamiento para inicio del plan. Para velocidades superiores a 0.60 m/seg pueden ser tolerados valores menores que 20%.

Las instituciones técnicas interministeriales de Francia sugieren como límites mínimos para lámina en las tuberías de desagüe, los valores $D/4$ o $D/5$.

3.2.9.3.2.6 Tensión Tractiva

Figure 37 Tensión tractiva



Fuente: Elaboración Propia

p = Perímetro mojado

L = Longitud del tramo

$$\sigma = \frac{Pt}{pL} = \frac{P \operatorname{sen} \theta}{pL}$$

$$\sigma = \frac{\gamma A L \operatorname{sen} \theta}{pL} = \gamma R_h \operatorname{sen} \theta$$

Para un ángulo pequeño θ , el $\operatorname{sen} \theta \approx \operatorname{tang} \theta$ o $\operatorname{tang} \theta = S$; luego:

$$\sigma = \frac{Pt}{pL S} = \frac{P \operatorname{sen} \theta}{pL S}$$

$$\sigma = \frac{\gamma A L \operatorname{sen} \theta}{pL} = \gamma R_h \operatorname{sen} \theta$$

$$\sigma = \gamma R_h S$$

Donde:

σ = Tensión tractiva media en Pa

R_h = Radio hidráulico, m

P = Peso de un tramo L del líquido de desagüe, N

P_t = Componente tangencial de P , N

Θ = Ángulo de inclinación del conducto, grados

γ = Peso específico del líquido, 103 N/m³, para desagües

S = pendiente de la tubería, m/m

La tensión de tracción determinada por la ecuación representa el valor medio de la tensión a lo largo de la circunferencia de la sección mojada.

Las partículas sólidas suelen depositarse en el alcantarillado con el menor tiempo de contribución. El esfuerzo crítico de tracción se define como el esfuerzo mínimo requerido para iniciar el movimiento de las partículas depositadas en el drenaje. Su valor suele estar determinado por estudio de campo o en el laboratorio, porque depende de varios factores, tales como:

- Peso específico de la partícula y del líquido
- Dimensiones de la partícula, y
- Viscosidad del líquido.

Figure 38 Tensiones tractiva crítica para ser utilizada en el dimensionamiento de las tuberías de desagüe, obtenida por diferentes investigadores

Autor	Tensión Tractiva	
	Kg/m ²	Pa
Gustatsson	0.10 – 0.15	1.0 – 1.5
Schultz	0.15 – 0.20	1.5 – 2.0
Lynse	0.20 – 0.39	2.0 – 3.9
Paintal	0.39	3.9
Yao	0.10 – 0.20	1.0 – 2.0

Fuente: Concepción de Sistemas de Desagües Sanitarios. Dpto. de Desagües Sanitarios de la Universidad de Sao Paulo

3.2.9.3.2.7 Caudales de aporte

Teniendo en cuenta los diferentes coeficientes para determinar el caudal de entrada a la red de alcantarillado sanitario, la ecuación para determinar el caudal de entrada es:

3.2.9.3.2.8 Caudal medio diario de aguas residuales

El caudal medio diario, definido como la contribución en 24 horas, es el valor medio del año. Cuando no se tiene información de la zona, es decir en cuanto a datos sobre la entrada de aguas residuales (generalmente en la mayoría de los casos), esta contribución debe calcularse en función al consumo de agua potable obtenido del diseño del sistema de agua potable.

$$Q_m = \frac{P \cdot d}{86400} \cdot Cr$$

Donde:

Q_m = Caudal de agua residual doméstica (lts/s)

Cr = Coeficiente de retorno o aporte

d = Dotación (L/Hab/día)

P_o = Población de diseño (Hab.)

3.2.9.3.2.9 Coeficiente de retorno (Cr)

Porcentaje del caudal de agua potable que se asigna al caudal de aguas residuales (Básicos, 2007, pág. 239).

Estudios estadísticos han estimado el porcentaje de agua abastecida que llega a la red de alcantarillado. Este coeficiente oscila entre el 60 % y 80 % de la dotación de agua potable, conforme a lo establecido en el numeral 2.3.4 del Capítulo 2 de la norma NB 688. El proyectista debe en casos específicos ajustarse a datos reales y hábitos de uso del agua, siempre y cuando se realicen estudios de respaldo (Básicos, 2007, pág. 22)

El coeficiente de retorno (C) es la relación que existe entre el caudal medio de aguas residuales domésticas y el caudal medio de agua que consume la población. Del total de agua consumida, solo una parte contribuye al alcantarillado, pues el saldo es utilizado para lavado de vehículos, lavado de aceras y calles, riego de jardines y huertas, irrigación de parques públicos, terrazas de residencias y otros. De esta manera, el coeficiente de retorno depende de factores locales como la localización y tipo de vivienda, condición de las calles (pavimentadas o no), tipo de clima u otros factores. Se deben utilizar valores entre el 60 % al 80 % de la dotación de agua potable.

Valores menores y mayores a este rango deben ser justificados por el proyectista (Básicos, 2007, pág. 46)

3.2.9.3.2.10 Consumo de agua potable (Dotación d)

El consumo de agua o el consumo proporcionado se determinará de manera suficiente para su uso previsto y dependerá de:

- Capacidad de la fuente
- Aspectos sociales
- Aspecto cultural.
- Aspectos socio económicos.
- Condiciones de operación y mantenimiento.
- Opción técnica y nivel de servicio
- Pérdidas en el sistema.

3.2.9.3.2.11 Población (P)

Es la población que ocupa el área de aporte en cada tramo de la red de alcantarillado sanitario. Esta población se puede obtener mediante la siguiente expresión:

$$P = D A \text{ (Hab.)}$$

Donde:

$$D = \text{Densidad poblacional (Hab. / Ha)}$$

$$A = \text{Área de aporte (Ha.)}$$

3.2.9.3.2.12 Densidad de población (D)

Es la cantidad de personas que viven en un área de una hectárea. La densidad poblacional deberá reflejar su distribución de manera particionada, se debe emplear la densidad actual y máxima esperada para obtener la población actual.

3.2.9.3.2.13 Área de drenaje (A)

El área de la cuenca debe determinarse con base en el mapa topográfico de la población de investigación y el diseño de la red de recolectores. El área de la cuenca que afecta a cada colector debe obtenerse trazando una línea diagonal o bisectriz en el bloque general.

3.2.9.3.2.14 Caudal máximo horario de aguas residuales

El caudal máximo horario es la base para establecer el diseño de las redes de alcantarillado sanitario y evacuación de aguas residuales. El caudal máximo horario del día debe estimarse en base al flujo o caudal promedio diario, con ayuda del empleo del factor de punta "M" y para las condiciones iniciales y finales del proyecto (Básicos, 2007, pág. 50). El caudal máximo horario viene dado por:

$$Q_{\max} = M \cdot Q_m$$

$$Q_{\max} = K_1 \cdot K_2 \cdot Q_m$$

Donde:

Q_{\max} = Caudal máximo horario (L/s)

Q_m = Caudal medio diario (L/s)

M = Coeficiente de punta

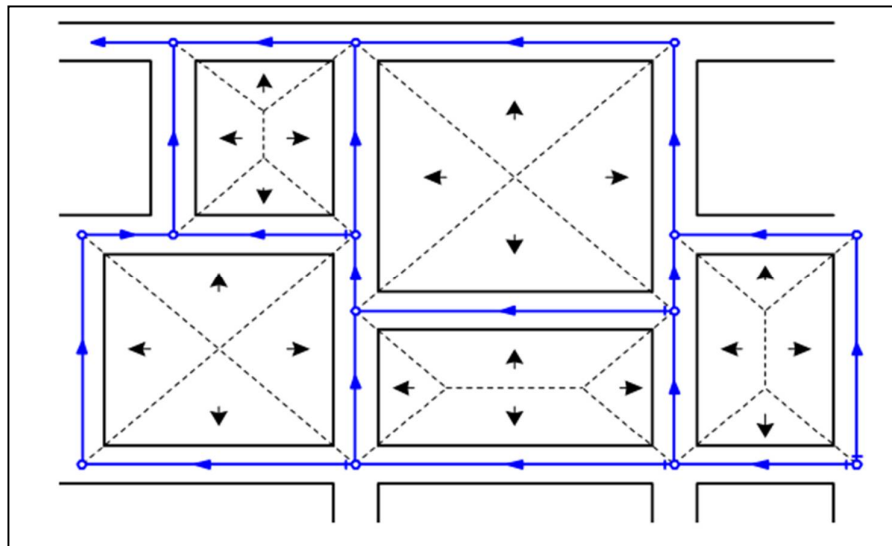
K1, K2 = Coeficientes de mayoración

3.2.9.3.2.15 Coeficiente de punta

“Es la relación entre el gasto máximo por hora y el gasto medio diario” (Básicos, 2007, pág. 48)

“No cabe duda de que el coeficiente M se utiliza para relacionar los coeficientes con el tamaño de la población, porque cubren factores relacionados con las contribuciones” (Básicos, 2007, pág. 48). Los coeficientes más comunes son los siguientes:

Ilustración 16 Determinación de las áreas de aporte



Fuente: Norma Técnica de diseño para sistemas de alcantarillado de aguas residuales NB 688

- **Coefficiente de Harmon**

Su alcance está recomendado a poblaciones de 1000 a 100000 habitantes, sin embargo no se señala ninguna limitación.

$$M = 1 + \frac{14}{4 + P^{0.5}}$$

- **Coefficiente de Babbitt**

Se restringe la aplicación de esta fórmula a un valor máximo de 1000 habitantes y un valor mínimo 1 habitante

- **Coefficiente de Giffit**

$$M = \frac{5}{P^{0.5}}$$

Para Giffit la fórmula no tiene límites poblacionales.

$$M = \frac{5}{P^{0.167}}$$

En todos los casos:

M = Coeficiente de punta

P = Población en miles de habitantes.

Para poblaciones con el orden de magnitud superior a 100000 habitantes. Se recomienda utilizar los valores que se refieren a los máximos consumos horarios de agua potable:

$$M = 2.00 \text{ a } 2.50$$

La experiencia brasileña (recomendada para América Latina) deriva el valor de M como el producto del factor K1 para el flujo máximo diario y K2 para el flujo máximo horario.

El coeficiente K1 varía entre 1.2 a 1.5 según las características de la población. Los valores mayores de K1 corresponden a poblaciones menores, donde los hábitos y costumbres de la población son uniformes.

El coeficiente K2 varía entre 1.5 a 2.2 según el número de habitantes como se indican a continuación.

Tabla 29 Valores del coeficiente K₂

TAMAÑO DE LA POBLACIÓN	COEFICIENTE K ₂
Hasta 2000 hab.	2.2
De 2000 a 10000 hab.	2.0
De 10000 a 100000 hab.	1.8
De 100000 hab. adelante	1.5

Fuente: Norma Técnica de diseño para sistemas de alcantarillado de aguas residuales NB 68

3.2.9.3.2.16 Caudal mínimo de diseño

El valor aceptable es el límite inferior del menor costo posible de cualquier parte de la red de alcantarillado, su valor es de 1,5 L/s, que corresponde al volumen de drenaje del inodoro. También considere la probabilidad de aplicación

3.2.10.4 Caudal de infiltración

“El agua proveniente del suelo subterráneo, se utiliza en sistemas simples y combinados” (Básicos, 2007, pág. 30).

Las contribuciones inadecuadas a la red del sistema de alcantarillado pueden ser derivados del suelo subterráneo, generalmente llamado infiltración, o pueden provenir del cauce clandestino de agua de lluvia (Básicos, 2007, pág. 48).

Las aguas del suelo penetran a través de los siguientes puntos: Por las juntas de las tuberías, por las paredes de las tuberías. En las estructuras de las cámaras de inspección, cajas de inspección, cajas de paso, tubos de inspección y limpieza y terminales de limpieza. El aporte del caudal por infiltración se debe establecer con base a los valores de la tabla 30. El caudal de infiltración lineal es igual a (q_{inf}) por la longitud (L) del tramo del colector (m). (Básicos, 2007, pág. 48)

En tabla 30, se muestran los valores del caudal de infiltración por metro lineal, en función del tipo de unión entre tuberías y la ubicación del nivel freático.

De no existir una implementación a corto o mediano plazo de las previsiones del sistema pluvial, debido a la particularidad de la población, es necesario considerar el aporte del aumento del agua de lluvia del patio interno, para lo cual se utiliza el valor máximo de 2.0 L/s/ha.

Tabla 30 Valores de Infiltración

VALORES DE INFILTRACION EN TUBOS Q_i (L/s/m)								
Unión con:	TUBO DE CEMENTO		TUBO DE ARCILLA		TUBO DE ARCILLA VITRIFICADA		TUBO DE P.V.C	
	Cemento	Goma	Cemento	Goma	Cemento	Goma	Cemento	Goma
N. Freático bajo	0.0005	0.0002	0.0005	0.0001	0.0002	0.0001	0.0001	0.00005
N. Freático alto	0.0008	0.0002	0.0007	0.0001	0.0003	0.0001	0.00015	0.0005

Fuente: Manual para el cálculo, diseño y proyecto de redes de alcantarillado “Ing. Waldo Peñaranda”

3.2.9.3.2.17 Caudal de conexiones erradas

En el caudal de aguas residuales se debe considerar el agua de lluvia generada por mala conexión o error de conexión, lo que decide fijar el factor de seguridad al 5-10% del caudal máximo previsible de aguas residuales.

3.2.9.3.2.18 Caudal de diseño

El flujo o caudal de diseño de la alcantarilla es el caudal máximo, si la conexión doméstica de la alcantarilla se controla adecuadamente. Sin embargo, la mayoría de

los sistemas proporcionan procesos adicionales, como el proceso de penetración Q_i y el proceso de conexión incorrecto Q_e . El proceso de diseño se expresa como:

$$Q_d = Q_{\max} + Q_i + Q_e$$

Donde:

Q_d = Caudal de diseño (l/s)

Q_{\max} = Caudal máximo (l/s)

Q_i = Caudal de infiltración (l/s)

Q_e = Caudal de conexiones erradas (l/s)

3.2.9.3.2.19 Caudal industrial

Es razonable estimar el consumo estimado de cada residente en el sector comercial, y la densidad de estas áreas debe basarse en datos confiables para poder calcular centralmente el flujo.

3.2.9.3.2.20 Caudal comercial

Es razonable estimar el consumo estimado de cada residente en el sector comercial, y la densidad de estas áreas debe basarse en datos confiables para poder calcular el flujo de manera centralizada.

3.2.9.3.2.21 Caudal institucional

Al igual que los aportes industriales, los aportes institucionales varían según el tipo y tamaño de la institución (instituciones públicas, hospitales, hoteles, escuelas, campamentos militares, etc.), por lo que se debe considerar cada situación especial.

3.2.9.3.2.22 Criterios de diseño

Se debe tener en cuenta que la eliminación continua de sedimentos del colector es muy costosa y el poco interés de mantenimiento puede causar problemas. Por tanto, se recomienda utilizar siempre pendientes que produzcan velocidades de autodeslizamiento en condiciones críticas de caudal en todos los casos, incluso cuando el incremento en los costes de construcción de pendientes pronunciadas signifique que el coste fijo sea mayor que el coste adicional de mantenimiento del colector. Si fue construido con una pendiente menor.

La red de alcantarillado sanitario pueden ser diseñado bajo dos criterios:

- Velocidad de diseño
- Tensión tractiva.

3.2.9.3.2.23 Criterio de velocidad para el Cálculo

Al Diseñar las redes colectoras de drenaje sanitario, se deberá considerar tres limitaciones:

- La velocidad mínima para evitar el asentamiento,
- La velocidad máxima para reducir la corrosión de la tubería y
- La velocidad crítica para evitar la formación de mezclas gas-líquido.

a) Velocidad mínima.

“La velocidad en la tubería debe ser superior a la velocidad de autolimpieza determinada por tensión tractiva. En algunos casos se puede plantear una solución por un sistema discontinuo o por bombeo, siempre y cuando la pendiente sea pequeña” (Básicos, 2007, pág. 90).

La pendiente inferior del colector debe mantener una velocidad de escorrentía satisfactoria, denominada autolimpieza, para evitar que los sólidos en suspensión, la arena fina y la grava se asienten. Cuando la alcantarilla está trabajando por debajo de 0,6 de tubería llena.

b) Velocidad máxima.

El límite máximo de velocidad para reducir el desgaste de la alcantarilla es de 5 m/seg. Cuando la alcantarilla alcanza esta velocidad, es de vital importancia revisar y verificar la velocidad crítica.

c) Velocidad crítica.

“Se interpretar al obtener como resultado una velocidad final (V_f) superior a la velocidad crítica (V_c), el mayor tirante admisible debe ser 50 % del diámetro del colector, asegurándose la ventilación del tramo” (Básicos, 2007, pág. 58)

$$V_c = 6 * \sqrt{g * Rh}$$

Donde:

V_c = velocidad crítica (m/seg)

g = Aceleración de la gravedad (m/s^2)

R_h = Radio Hidráulico (m)

Importante: Si la velocidad final llegara a alcanzar los 5 m/s y se encuentra por encima de la velocidad crítica, puede causar un salto hidráulico en las aguas residuales. Dado que el volumen de esta mezcla gas-líquido es mayor que el volumen del líquido libre de aire, el diámetro de la brida para cables no debe ser mayor de 0,5 (para interceptores y desagües) y un valor de 0,75 (para redes colectoras principales y secundarias) en la parte de drenaje.

3.2.9.3.3 Diseño de planta de tratamiento de aguas residuales domesticas:

“El tratamiento de aguas residuales incluye una serie de procesos físicos, químicos y biológicos para eliminar los contaminantes físicos, químicos y biológicos en las aguas residuales para uso humano” (Academic, 2010)

“Las aguas residuales son generadas por residencias, instituciones y locales comerciales e industriales” (Comapa, 2014)

“Estos pueden procesarse en el lugar donde se producen (como pozos sépticos u otros métodos de depuración), o pueden recolectarse a través de una red de tuberías (y finalmente bombas) y recolectarse en una planta de tratamiento municipal” (Comapa, 2014).

“Los esfuerzos para recolectar y tratar las aguas residuales domésticas generalmente cumplen con las regulaciones y estándares locales, estatales y federales (regulaciones y controles)” (Comapa, 2014)

“Ciertos contaminantes de origen industrial presentes en las aguas residuales generalmente requieren procesos de tratamiento especiales” (Comapa, 2014).

“Hasta donde sabemos, la primera instalación de tanque de estabilización para el tratamiento de aguas residuales domésticas se ubicó en Dakota del Norte, EE. UU. Y se completó en 1948 después de obtener la aprobación de la autoridad de salud pública. Desde entonces, muchos países del mundo han establecido muchas instalaciones” (Mora Orellana, 2010, pág. 9).

3.2.9.3.1 Factores a considerar en el diseño de una PTAR

Coliformes totales

DBO 5.

Sólidos totales disueltos

Sólidos suspendidos totales

PH

DQO

3.2.9.3.2 Tipos de tratamiento

- Tratamiento preliminar
- Tratamiento primario
- Tratamiento secundario
- Tratamiento terciario

3.2.9.3.3 Tratamientos preliminares

“Las unidades de tratamiento preliminar que se puede utilizar en el tratamiento de aguas residuales municipales son las rejillas y los desarenadores” (Vivienda, 2009, pág. 24)

– Las Rejillas:

“Se diseñarán preferentemente cámara de rejas o cribas de limpieza manual, salvo que la cantidad de material cribado justifique las de limpieza mecanizada” (Vivienda, 2009, pág. 24).

El diseño de las cámaras de rejas o cribas debe incluir: Una plataforma de operación y drenaje del material cribado con barandas de seguridad; iluminación para la operación durante la noche; espacio suficiente para el almacenamiento temporal del material cribado en condiciones sanitarias adecuadas; solución técnica para la disposición final del material cribado; y las compuertas necesarias para poner fuera de funcionamiento cualquiera de las unidades (Vivienda, 2009, pág. 24)

Ilustración 17 Cámara de rejas



Fuente: Organización Panamericana de la Salud (2006)

– **Desarenadores:**

Son infraestructuras hidráulicas encargadas de retener arenas, tierra, plásticos y otros elementos vegetales o minerales que traigan las aguas.

Es necesario incluir desarenadores en las PTA, siendo más explícitos es obligatorio instalar desarenadores cuando se incluye sedimentadores y digestores. Para sistemas de estanques o lagunas estabilizadas, se pueden usar trampas de arena o desarenadores de manera opcional

Estos desarenadores se podrán remover sin necesidad de equipos grandes, es mejor limpiar el removedor de arena manualmente sin usar dispositivos mecánicos. Dependiendo del mecanismo de remoción, la trampa de arena puede ser un flujo por gravedad horizontal o un flujo por gravedad en espiral. El primero se puede diseñar como un canal de forma alargada y sección rectangular.

El diseño de trampas o desarenadores horizontales de arenas movedizas debe eliminar las partículas con un diámetro promedio igual o superior a 0,20 mm. Por tanto, es necesario intentar controlar el caudal en torno a 0,3 m/s y mantenerlo dentro de una tolerancia de $\pm 20\%$. La tasa de aplicación debe estar entre 45 y 70 metros cúbicos por metro cuadrado por hora, y debe

verificarse de acuerdo con las condiciones del sitio y el caudal máximo por hora. En la salida y entrada de la trampa de arena, debe proporcionarse en cada lado al menos una longitud adicional igual al 25% de la longitud teórica. La relación entre la longitud y la altura del agua debe ser de al menos 25. La altura y el borde libre del agua deben controlarse para obtener el caudal máximo por hora. (Vivienda, 2009, pág. 26)

3.2.9.3.4 Tratamiento primario

Si bien el agua puede considerarse un recurso natural renovable, el hecho es que el agua es un recurso escaso e indispensable para que los seres humanos produzcan y sostengan la vida en la tierra. Por lo tanto, todos los que utilizan el agua tienen la responsabilidad de evitar la contaminación de las aguas subterráneas, el suelo o el subsuelo. Suelo, de lo contrario lo convertiremos en un recurso no renovable. (Ambiente, 2019)

El propósito del tratamiento primario es diverso, ya que puede incluir ajustar pH, temperatura, color, olor, reducción de sólidos en suspensión, eliminación de objetos flotantes y elementos que puedan dañar el tratamiento posterior. El tratamiento secundario tiene como objetivo reducir el nivel de contaminación química y biológica (DQO, DBO, respectivamente) mediante procesos químicos y / o biológicos. El tercer nivel de tratamiento intenta reducir el nivel de patógenos para desinfectar las aguas residuales y complementar la eliminación de contaminantes en el agua. (Ambiente, 2019)

– Tanque imhoff

El tanque de agua residual Imhof es la unidad principal de tratamiento cuyo propósito es eliminar los sólidos en suspensión. Para las comunidades con menos de 5.000 habitantes, los tanques de agua residual Imhoff digieren y absorben la sedimentación del agua y los lodos digeridos en la misma unidad, por lo que tienen la ventaja de tratar las aguas residuales domésticas, por lo que también se denominan tanques de agua de doble cámara. El funcionamiento de los tanques Imhoff es muy sencillo y no requiere piezas mecánicas. Sin embargo, para su propósito específico, las aguas residuales deben someterse a un proceso de cribado preliminar y tratamiento de remoción de arena.

El tanque de agua típico de Imhof es rectangular y está dividido en tres compartimentos: - Cámara de sedimentación - Cámara de digestión de lodos - Zonas ventiladas y acumulación de natas.

Factores a considerar: El ingeniero responsable del proyecto debe comprender claramente las ventajas y desventajas de utilizar tanques de agua residual Imhoff para tratar las aguas residuales domésticas de la población.

Para el diseño sanitario de la zona de sedimentación se empleará el siguiente criterio:

- a) El área requerida para el proceso se establecerá mediante una carga superficial de $1 \text{ m}^3 / \text{m}^2 / \text{h}$, calculado en base al caudal promedio.
- b) El período de retención nominal es de 1,5 a 2,5 horas. La profundidad será el producto de la carga superficial y el tiempo de retención.
- c) El fondo del tanque tendrá una sección transversal en forma de V, y la pendiente lateral con respecto al eje horizontal estará entre 50 y 60 grados.
- d) Deje un agujero de paso sólido de 0,15 m a 0,20 m en el borde central. Uno de los lados debe extenderse de manera que evite que el gas fluya hacia el sedimentador; la proyección horizontal de esta extensión debe ser de 0,15 a 0,20 m.
- e) El borde libre tendrá como mínimo de 30cm.
- f) Las estructuras tanto de entrada como de salida, serán los mismos que para los sedimentadores rectangulares convencionales

Al diseñar el compartimiento de almacenamiento y digestión de lodos (zona de digestión) se tendrá en consideración los siguientes criterios:

- a) Al determinar la cantidad de lodos, se debe considerar una reducción del 50% en sólidos volátiles, una densidad de 1.05 kg/l y un contenido promedio de sólidos de 12.5% (peso). El tamaño del compartimiento permite almacenar los lodos durante el proceso de digestión según la temperatura. Se utilizarán los siguientes valores:
- b) Además, para una temperatura de 15°C , el volumen de la cámara de lodos se determinará en base al volumen de 70 litros por habitante. Para otras temperaturas, el volumen de esta unidad debe multiplicarse por el factor de capacidad relativa de acuerdo con los valores de la siguiente tabla:

Tabla 31 Factor de capacidad relativa

TEMPERATURA (°C)	FACTOR DE CAPACIDAD RELATIVA
5	2,0
10	1,4
15	1,0
20	0,7
>=25	0,5

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones OS.090

La altura máxima de lodos deberá estar 50 cm por debajo del fondo del sedimentador.

- c) El fondo del compartimento tendrá forma de cono truncado, y la inclinación de su pared con respecto a la horizontal será de 15° a 30°.

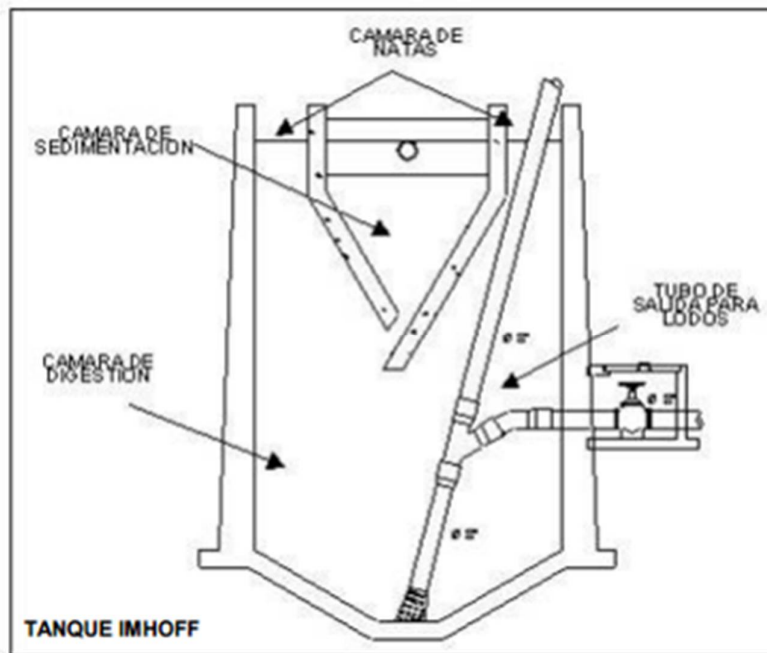
Para el diseño de la superficie libre entre las paredes del digestor y las del sedimentador (zona de espumas) se deberá considerar los siguientes criterios:

- a) El espaciamiento libre será de 1,00 m como mínimo.
- b) La superficie libre total será por lo menos 30% de la superficie total del tanque.

Teniendo en cuenta que los lodos se eliminan de forma intermitente para su secado, el diseño de la instalación de eliminación de lodos digeridos debe ser similar al del sedimentador principal. Por esta razón, se deben considerar las siguientes sugerencias:

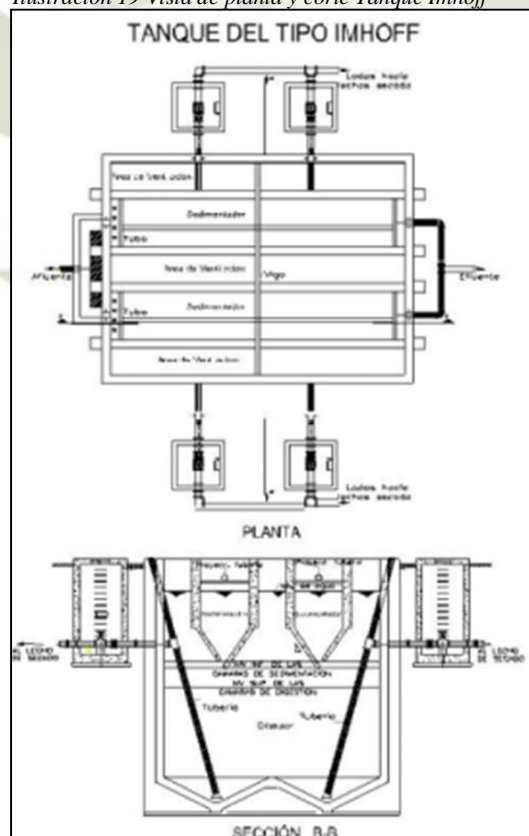
- a) El diámetro mínimo de las tuberías de remoción de lodos será de 200 mm.
- b) La tubería de remoción de lodos debe estar 15 cm por encima del fondo del tanque.
- c) Para la remoción hidráulica del lodo se requiere por lo menos una carga hidráulica de 1,80 m.

Ilustración 18 Vista de corte Tanque Imhoff



Fuente: Organización Panamericana de la Salud.

Ilustración 19 Vista de planta y corte Tanque Imhoff



Fuente: Organización Panamericana de la Salud.

3.2.9.3.5 Tratamientos secundarios

“El tratamiento secundario de las aguas residuales constituye una serie de procesos biológicos, que suelen utilizar microorganismos para eliminar la materia orgánica biodegradable. Este proceso puede degradar efectivamente la materia orgánica presente en las aguas residuales y luego convertirla en sólidos en suspensión, lo cual es beneficioso para la eliminación” (Acuatecnica, 2019).

“Los procesos secundarios en las aguas residuales eliminan las impurezas que contienen un tamaño mucho menor a los que se pueden captar o eliminar mediante un proceso de decantación normal” (Acuatecnica, 2019).

En el tratamiento secundario de aguas residuales pueden diferenciarse varios procesos, aerobios y anaerobios:

“El proceso aeróbico se realiza en presencia de oxígeno, por lo que es necesario introducirlo en el tanque donde se ubica el agua residual. En esta etapa, parte de la materia orgánica se degrada” (Acuatecnica, 2019)

“Por el contrario, los procesos anaerobios se realizan en ausencia de oxígeno. En este proceso ocurren reacciones fermentativas en las que la materia orgánica se transforma en energía, metano y dióxido de carbono” (Acuatecnica, 2019)

– **Sistema mixto anaerobio y aerobio Filtros biológicos:**

“Es un sistema de depuración biológica de aguas residuales, en donde la oxidación se produce al hacer circular, a través de un medio de soporte (filtro percolador), aire y agua residual” (Proanco, 2020)

Ascendentes

Descendentes

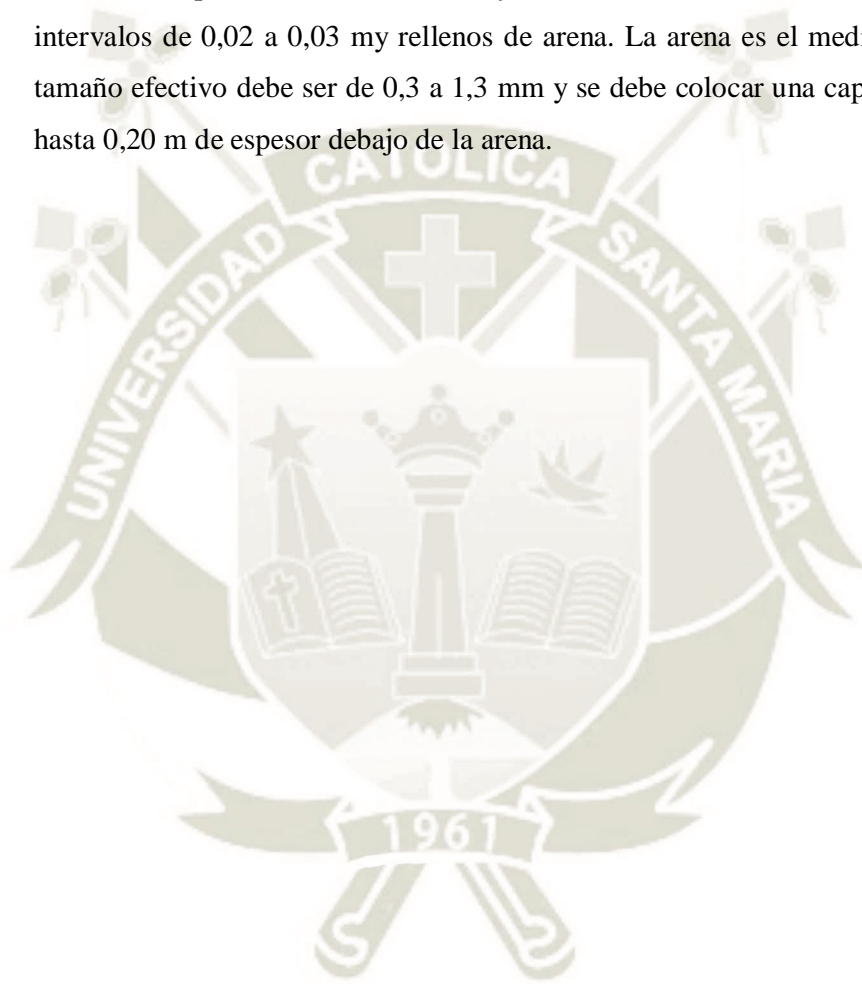
3.2.9.3.6 Tratamiento de lodos

– **Lechos de secado de lodos.**

Los lechos de secado de lodos suelen ser el método más simple y económico para deshidratar lodos estabilizados (lodos digeridos) y son ideales para comunidades pequeñas. Pueden construirse con mampostería, hormigón o barro (con presas) y

tienen una profundidad útil total de 50 a 60 cm. El ancho de la cama de secado suele ser de 3 a 6 m, pero para instalaciones grandes, su ancho puede superar los 10 m. El medio de drenaje suele tener un espesor de 0,30 m y debe tener la siguiente composición:

El medio de soporte recomendado consiste en una capa de 0,15 m, que está estructurada por ladrillos instalados y estabilizados sobre un medio filtrante a intervalos de 0,02 a 0,03 m y rellenos de arena. La arena es el medio filtrante, el tamaño efectivo debe ser de 0,3 a 1,3 mm y se debe colocar una capa de grava de hasta 0,20 m de espesor debajo de la arena.



CAPÍTULO IV

4.0 PRESENTACION DE RESULTADOS

4.1 PARÁMETROS DE DISEÑO

4.1.1 Periodo de Diseño.

Son las consideraciones en un intervalo de tiempo, para lo cual se analiza las instalaciones y estructuras que han de satisfacer el propósito del diseño; después de haber sido ejecutado el proyecto, sea el caso que sea podamos realizar correcciones y ampliaciones. Ya que está conectado al incremento de los habitantes.

El período de diseño se calcula teniendo en consideración los siguientes factores:

- Vida útil de la infraestructura hidráulica.
- Vulnerabilidad de la infraestructura hidráulica y redes sanitarias.
- Tasa de crecimiento $r\%$.
- Factor de económica de escala.

Se deberá tener en consideración que el año cero será desde el momento en el cual se recopila los datos para el principio del proyecto y a su vez los periodos máximos de diseño para el sistema de abastecimiento y saneamiento cuales se muestran a continuación:

Tabla 32.

Periodo de diseño de infraestructura sanitaria

ESTRUCTURA	PERIODO DE DISEÑO
✓ Fuente de abastecimiento	20 años
✓ Obra de captación	20 años
✓ Pozos	20 años
✓ Planta de tratamiento de agua para consumo humano (PTAP)	20 años
✓ Reservorio	20 años
✓ Líneas de conducción, aducción, impulsión y distribución	20 años
✓ Estación de bombeo	20 años
✓ Equipos de bombeo	10 años
✓ Unidad Básica de Saneamiento (arrastré hidráulico, compostera y para zona inundable)	10 años
✓ Unidad Básica de Saneamiento (hoyo seco ventilado)	5 años

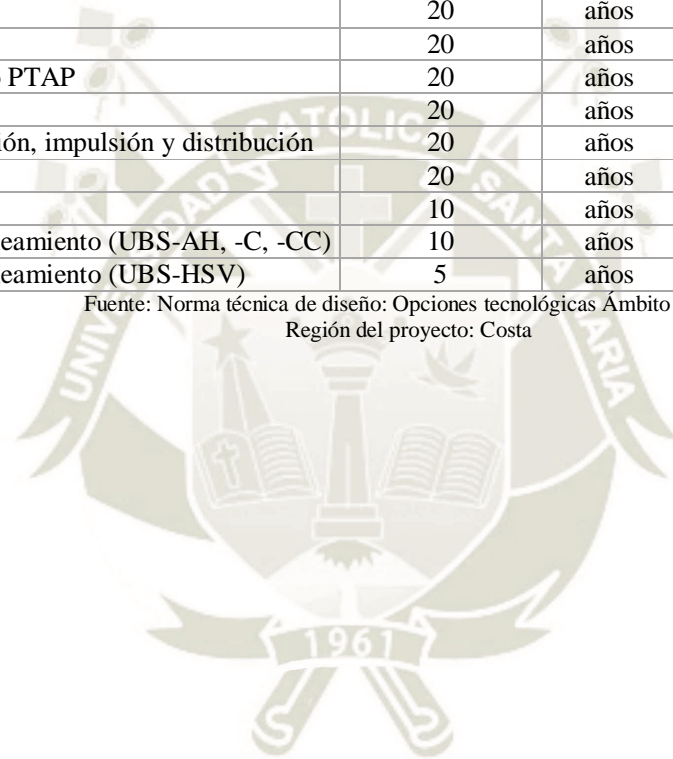
Fuente: Ministerio de vivienda construcción y saneamiento (2018)

Tabla 33 Periodo de diseño para el Proyecto

Id	Componentes	Máximos recomendados		
		Datos de diseño	Unidad	Referencia o cálculo
2	Fuente de abastecimiento	20	años	Capítulo III ítem a inciso 1.1
3	Obra de captación	20	años	Capítulo III ítem a inciso 1.1
4	Pozos	20	años	Capítulo III ítem a inciso 1.1
5	Planta de tratamiento PTAP	20	años	Capítulo III ítem a inciso 1.1
6	Reservorio	20	años	Capítulo III ítem a inciso 1.1
7	Tuberías de conducción, impulsión y distribución	20	años	Capítulo III ítem a inciso 1.1
8	Estación de bombeo	20	años	Capítulo III ítem a inciso 1.1
9	Equipos de bombeo	10	años	Capítulo III ítem a inciso 1.1
10	Unidad básica de saneamiento (UBS-AH, -C, -CC)	10	años	Capítulo III ítem a inciso 1.1
11	Unidad básica de saneamiento (UBS-HSV)	5	años	Capítulo III ítem a inciso 1.1

Fuente: Norma técnica de diseño: Opciones tecnológicas Ámbito Rural.

Región del proyecto: Costa



Es necesario calcular el periodo de diseño para cada uno de los elementos del sistema, teniendo en cuenta la conjetura del factor económico de escala para los distintos equipamientos (materiales). Por ende, en base a la norma de diseño observar cada principio para que el proyecto sea óptimo y durable, para los abastecimientos de agua potable en comunidades rurales.

Tabla 34. Periodo de diseño para los sistemas

Tipo de Sistema	Tiempo
Gravedad	20 años
Bombeo	10 años

Fuente: Ministerio de vivienda construcción y saneamiento (2018)

Tabla 35. Población de diseño

Población	Tiempo
< 2000	15 – 20 años

Fuente: Ministerio de vivienda construcción y saneamiento (2018)

Se optó por un periodo de diseño de 20 años.

4.1.2 Población de Diseño.

Para un sistema de abastecimiento de agua, la red es el sistema que se encargara de proveer el líquido elemento a una comunidad (agua desinfectada), claro está considerando los parámetros de diseño.

La Población de Diseño al 2042 será de:

Tabla 36 Población de diseño

Centro Poblado	Población futura o de diseño
Señor de los Milagros	1845.00
Villa Hermosa	92.00

Fuente: propia

– Métodos de estudio de población.

Podemos encontrar diversos procedimientos de investigación para una comunidad como son el método aritmético, el método geométrico, el método de incremento de variables, el método de la parábola de segundo grado, el método racional, etc., ya que son lo más empleados en los

distintos sucesos, esto puede ocurrir en la comunidad cuando se encuentra en librado incremento, en etapa de congestión, en etapa de establecimientos, etc., y sobre todo viendo las circunstancias para que nos referenciamos en censos pasados, pero en nuestro caso, dado a que la comunidad es joven y no tiene documentos que lo precedan, más que el censo de 2005, y teniendo la zona determinada, entonces se usó el método aritmético (recomendado por el Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento, Norma técnica de diseño: opciones tecnológicas RM N°192-2018-VIVIENDA), donde determinamos el poblamiento de acuerdo a una población inicial y la tasa de crecimiento.

– **Cálculo del número de muestra.**

Para conseguir estimaciones adecuadas se desarrolló un censo poblacional en toda la localidad, para con ello obtener valores aproximados y/o reales al Centro Poblado Señor de los Milagros y Villa Hermosa, ya que solo cuenta con un dato del censo del 2005, por lo tanto, era necesario contar con otro dato para la el análisis y el uso de métodos, de los cuales los resultados ya han sido indicados precedentemente.

– **Métodos analíticos para la determinación de la población de Diseño.**

Pertenece a diagnosticar la cantidad de habitantes que han de disfrutar del servicio directo de agua potable, siendo un principio básico para el diseño del sistema en los Centros Poblados Señor de los Milagros y Villa Hermosa.

Los cálculos de proyección de población deben adecuarse a la predisposición de incremento en el pasado y desde el punto de vista de aumento en la localidad, que vayan acorde a los recursos naturales utilizables en la zona, tratando de no sobrevalorar esas eventualidades con riesgo de sobredimensionar el sistema o viceversa.

Se tendrá que examinar cuál de las predisposiciones se podrá acondicionar satisfactoriamente para mejorar las características de la comunidad:

- Método de Interés Simple
- Método Aritmético
- Método Geométrico

En poblaciones de ámbito rural es recomendable trabajar con el **método aritmético**.

Datos del lugar:

Centro Poblado: Señor de los Milagros y Villa Hermosa

Población Actual: 1642 hab.

Densidad: 4.48633 hab/viv.

r: 0.78 % (cálculo de tasa de crecimiento, ver anexos)

4.1.2.1 Método Aritmético.

Este método arroja valores bajos, para poblaciones que están muy cerca al límite de saturación, porque se trata de que la población crezca como un capital de interés simple.

$$r = \frac{\frac{P_f}{P_o} - 1}{t}$$

$$P_f = P_o(1 + r.t)$$

Donde:

Pf = Población Futura Po = Población Inicial

r = Razón de Crecimiento

t = tiempo comprendido entre tf y to

Tabla 37 Método de crecimiento Aritmético C.P. Señor de los Milagros

AÑO	TOTAL	r
2019	P=1564	r=0,0078 $r = \frac{\frac{P_f}{P_o} - 1}{t}$ $P_f = P_o(1 + r.t)$ M E T O D O A R I T M E T I C O M I E N T O
2020	P=1576	
2021	P=1588	
2022	P=1601	
2023	P=1613	
2024	P=1625	
2025	P=1637	
2026	P=1649	
2027	P=1662	
2028	P=1674	
2029	P=1686	
2030	P=1698	
2031	P=1710	
2032	P=1723	
2033	P=1735	
2034	P=1747	
2035	P=1759	
2036	P=1771	
2037	P=1784	
2038	P=1796	
2039	P=1808	
2040	P=1820	
2041	P=1832	
2042	P=1845	

Fuente: Elaboración propia

Tabla 38 Método de crecimiento Aritmético C.P. Villa Hermosa

AÑO	TOTAL	r
2018	P=78	$r=0,0078$ $r = \frac{\frac{P_f}{P_o} - 1}{t}$ $P_f = P_o(1 + r.t)$
2019	P=79	
2020	P=79	
2021	P=80	
2022	P=80	
2023	P=81	
2024	P=82	M E T O D O A R I T M E T I C O D E C R E C I M I E N T O
2025	P=82	
2026	P=83	
2027	P=83	
2028	P=84	
2029	P=85	
2030	P=85	
2031	P=86	
2032	P=87	
2033	P=87	
2034	P=88	
2035	P=88	
2036	P=89	
2037	P=90	
2038	P=90	
2039	P=91	
2040	P=91	
2041	P=92	

Fuente: Elaboración propia

Total, Población de diseño a considerarse en el cálculo y diseño: 1937 hab.

Tabla 39 Periodo de planteamiento del proyecto

Estudios pre inversión	0
Estudios estudio definitivo	1
gestión	2
Ejecución de obra	3
Operación y mantenimiento	4
Operación y mantenimiento	5
Operación y mantenimiento	6
Operación y mantenimiento	7
Operación y mantenimiento	8
Operación y mantenimiento	9
Operación y mantenimiento	10
Operación y mantenimiento	11
Operación y mantenimiento	12
Operación y mantenimiento	13
Operación y mantenimiento	14
Operación y mantenimiento	15
Operación y mantenimiento	16
Operación y mantenimiento	17
Operación y mantenimiento	18
Operación y mantenimiento	19
Operación y mantenimiento	20
Operación y mantenimiento	21
Operación y mantenimiento	22
Operación y mantenimiento	23

Fuente: Elaboración propia

Tabla 40 Resumen datos de diseño

Id	Parámetros básicos de diseño	Código	Datos de diseño	Unidad	Referencia, criterio o cálculo
12	Tasa de crecimiento aritmético	t	0,78%	%	Dato de proyecto, Referencia 1, Capítulo III ítem 3, tasa de crecimiento aritmético
13	Población inicial	Po	1.642,00	hab	Dato proyecto
14	N° viviendas existentes	Nve	366,00	und	Dato proyecto
15	Densidad de vivienda	D	4,49	hab/viv	Dato proyecto
16	Cobertura de agua potable proyectada	Cp	100%	%	Dato proyecto
17	Número de estudiantes de Primaria	ep	20	estudiantes	Dato proyecto
18	Número de estudiantes de Secundaria y superior	es	0	estudiantes	Dato proyecto
19	Periodo de diseño Estación de bombeo (Cisterna)	pb	23	años	Referencia 1, Capítulo III ítem 2 inciso 2.2
20	Periodo de diseño Equipos de Bombeo	pe	10	años	Referencia 1, Capítulo III ítem 2 inciso 2.2
21	Población año 10	P10	1.770	hab	$=(13)*(1+(12)*10)$
22	Población año 23	P23	1.937	hab	$=(13)*(1+(12)*20)$

Fuente: Elaboración propia



4.1.3 Dotaciones:

La dotación hace referencia a la cantidad de agua que cada habitante la familia necesita para el consumo diario de agua, que debe depender de las opciones técnicas relacionadas con el aislamiento sanitario adoptadas y aceptadas en el Capítulo 4 del documento anterior. Estas asignaciones de agua se basan en las opciones anteriores y se pondrán en funcionamiento, y son:

Determinación de dotación de diseño

Tabla 41. Dotación de agua para consumo doméstico (Lts/hab.d)

Dotación: L/hab.d	REGION		
	COSTA	SIERRA	SELVA
Letrinas sin arrastre hidráulico	60 Lts/hab.d	50 Lts/hab.d	70 Lts/hab.d
Letrinas con arrastre hidráulico	90 Lts/hab.d	80 Lts/hab.d	100 Lts/hab.d

Fuente: Ministerio de vivienda construcción y saneamiento (2018)

Escoger:

Población a utilizar: letrinas con arrastre hidráulico

Ámbito: Costa

Dotación adoptada: 90 Lts/hab.d (en función a la disposición de la NTD para saneamiento en el ámbito rural).

Tabla 42. Dotación de agua para centros Educativos

descripción	Dotación
Educación Primaria e inferior(sin residencia)	20 Lts/alumno.d
Educación Secundaria y superior (sin residencia)	25 Lts/alumno.d
Educación en general (con residencia)	50 Lts/alumno.d

Fuente: Ministerio de vivienda construcción y saneamiento (2018)

Para escuelas en zonas de ámbito rural debe emplearse la siguiente dotación:

Escoger:

Descripción: Educación Primaria e inferior (sin residencia)

Dotación adoptada: 20 Lts/alumno.d

Tabla 43. Dotación de Diseño

Dotación de Diseño
Según Guía Ámbito Rural: 90 Lts/hab.d
Dotación para alumnos: 20 Lts/alumno.d

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 44 dotación de agua según opción de saneamiento

DOTACION SEGÚN REGION O INSTITUCIONES	Código	SIN ARRASTRE HIDRAULICO lt/hab/día	CON ARRASTRE HIDRAULICO lt/hab/día
Costa	Reg	60	90
Sierra	Reg	50	80
Selva	Reg	70	100
Educación primaria	Dep		20
Educación secundaria y superior	Des		25

Fuente: Elaboración Propia

4.1.4 Variaciones de Consumo.

Consumo Doméstico. – Comprende el uso cotidiano que realizan las familias como: el lavado de la ropa de vestir, aseo personal (dientes, lavado de las manos, etc), en la cocina, la limpieza del hogar, riego de jardines, lavado del auto en si simboliza el funcionamiento sobresaliente del diseño.

Estatal. - No es un gasto significativo, hace referencia al consumo estatal de Instituciones educativas, comisarias, junta de usuarios, iglesias, locales comunales, etc.

Tabla 45 Cálculo de consumo domestico

1.0.-	CONSUMO DOMESTICO		
	CD= CONSUMO DOMESTICO		
	CD= Pf * dotacion		
	CD= 174.330 lts/dia		
2.0.-	CAUDAL DOMESTICO		
	CAD= CAUDAL DOMESTICO		
	CAD= 2,018 Lit./Seg.		
3.0.-	CONSUMO DE ESTABLECIMIENTOS		
3.1.-	CONSUMO ESTATAL DE COLEGIO PRIMARIO		
	CEC= CONSUMO ESTATAL DE COLEGIO PRIMARIO	N° Alumnos: 16,00	
	CEC= N°alumnos*dotacion*30dias	Mes: 30,00 dias	
	CEC= 9,60 m3/mes		
	Nota: este consumo estatal sera por cada mes		
3.2.-	CONSUMO ESTATAL DE IGLESIA		
	CEI= CU=CONSUMO POR USUARIO		
	CEI= CONSUMO ESTATAL DE IGLESIA		
	CEI= Densidad*dotacion*30dias	Densidad: 4,00 hab./vivienda	
	CEI= 10,80 m3/mes		
	Nota: este consumo estatal sera por cada mes		
3.3.-	CONSUMO ESTATAL COMISION DE REGANTES		
	CEI= CU=CONSUMO POR USUARIO		
	CEI= CONSUMO ESTATAL COMISION DE REGANTES		
	CEI= Densidad*dotacion*30dias	Densidad: 4,00 hab./vivienda	
	CEI= 10,80 m3/mes		
	Nota: este consumo estatal sera por cada mes		
3.4.-	CONSUMO ESTATAL POSTA DE SALUD		
	CEI= CU=CONSUMO POR USUARIO		
	CEI= CONSUMO ESTATAL POSTA DE SALUD		
	CEI= Densidad*dotacion*30dias	Densidad: 4,00 hab./vivienda	
	CEI= 10,80 m3/mes		
	Nota: este consumo estatal sera por cada mes		
3.5.-	CONSUMO ESTATAL PRONOEI		
	CEI= CONSUMO ESTATAL PRONOEI	N° Alumnos: 4,00	
	CEI= N°alumnos*dotacion*30dias	Mes: 30,00 dias	
	CEI= 2,40 m3/mes		
	Nota: este consumo estatal sera por cada mes		
	CONSUMO ESTATAL TOTAL:	44,40 m3/mes	,017 Lit./Seg.
	CONSUMO PROMEDIO ESTATAL:	8,88 m3/mes	
	CAUDAL ESTATAL:	,017 Lit./Seg.	
	CALCULO DEL CAUDAL PROMEDIO:	Qp	
	Qp= 2,035 Lit./Seg.		

Fuente: Elaboración Propia

El consumo diario de agua será 175,810.00 lts/dia para la población de diseño al año 23.

Tabla 46 Variaciones de consumo

Parámetros básicos de diseño	Código	Fórmula	Datos de diseño	Unidad	Referencia, criterio o cálculo
Coef. variación máximo diario	K ₁	Dato	1.3	adimensional	NTD saneamiento rural
Coef variación máximo horario	K ₂	Dato	2	adimensional	NTD saneamiento rural
Volumen de regulación	Vrg	Dato	30%	%	NTD saneamiento rural
Volumen de almacenamiento por reserva	Vrs	Dato	7%	%	NTD saneamiento rural
Perdidas en el sistema	Perd	Dato	25%	%	

Fuente: Ministerio de vivienda construcción y saneamiento (2018)

4.1.5 Capacidad del sistema.

4.1.5.1 Variaciones de consumo.

La capacidad del agua no es similar, esta muestra alteraciones diarias, mensuales o estacionales, ha de depender de las capacidades poblacionales o en caso contrario climáticas. Con la finalidad de dimensionar el sistema de agua potable se ha de requerir parámetros de variación diaria y horaria, teniendo en cuenta los valores mínimos eventuales de consumo, con el propósito de constatar las características del funcionamiento del sistema.

De acuerdo con las regulaciones y condiciones de los proyectos de agua potable designados a las comunidades rurales, la normativa menciona que, en el suministro de agua a través de conexiones domiciliarias, el coeficiente de cambio de consumo relacionado con la demanda promedio diaria debe determinarse con base en el análisis y estadísticas verificadas.

4.1.5.2 Coeficiente de variación diaria.

Pertenece al consumo el día del mayor evento. Puede ser el más caluroso o la actividad local más alta del año. Se llama consumo máximo diario. El rango de cambio depende principalmente de las condiciones climáticas del lugar y de la actividad o evento específico.

El valor del coeficiente de variación diario puede fluctuar entre 1,2 y 2,5 en relación a nuestro entorno, se acepta el 130% de la demanda media anual.

Máximo anual de la demanda diario. $K_1 = 1.3$

Cabe resaltar que este valor lo sugiere la guía de opciones tecnológicas del Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento.

4.1.5.3 Coeficiente de variación horaria.

Menciona cambios en el consumo durante el día, por lo que sus cambios dependen de la vitalidad de los residentes, la proporción de la comunidad y la colección de necesidades de producción.

Teniendo en cuenta las actividades básicas de la ciudad, el valor máximo se puede generar temprano en la mañana, al mediodía o temprano en la mañana. Se denomina consumo máximo por hora, y su valor puede fluctuar entre 1.8 y 5.0 veces la demanda promedio anual. La mayor estimación es un pequeño centro densamente poblado donde los hábitos de consumo de agua de todos los residentes son uniformes (por ejemplo, todos empiezan a trabajar a la misma hora y vuelven a casa a comer a la misma hora), el menor valor aparece en las grandes ciudades con múltiples actividades, el consumo de agua durante el día puede ser consistente con el valor de la ciudad cercano al número máximo de días de demanda.

En nuestro medio se utilizan valores entre 1.3 y 2.5 veces la demanda media;

- Máximo Caudal de la demanda horaria:
- $K_2 = 200\%$ $K_2 = 1.8$

Ilustración 20 Coeficientes de demanda

COEFICIENTE		
DEMANDA DIARIA	" K_1 " =	1,30
DEMANDA HORARIA	" K_2 " =	2,00

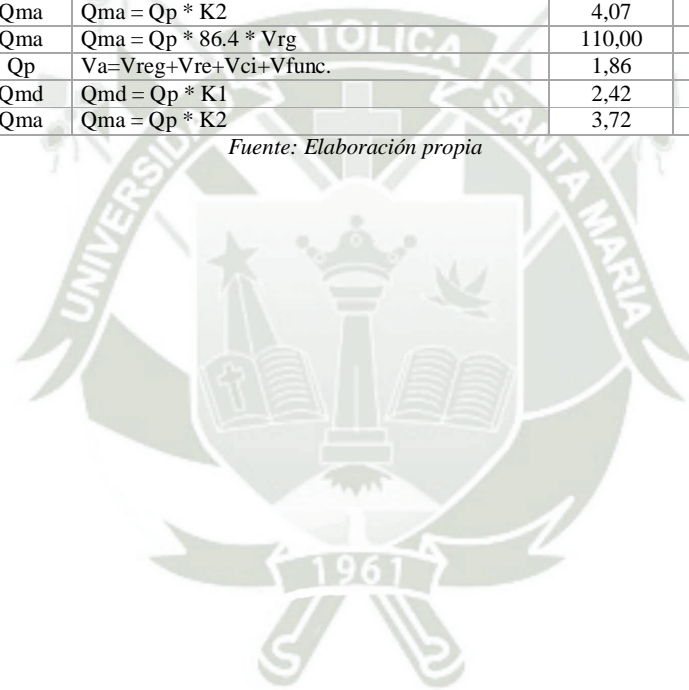
Fuente: Elaboración Propia

4.1.6 Determinación de los caudales de diseño.

Tabla 47 Determinación de los caudales de diseño con arrastre hidráulico

Qp (año 20)	Qp	Qp= Caudal domestico + caudal estatal	2,03	l/s	$=\frac{\{(22)^*(23)+(17)^*(26)+(18)^*(27)\}}{86400} / (1-(32))$
Qmd (año 20)	Qmd	Qmd = Qp * K1	2,65	l/s	$= (33)^*(28)$
Caudal máximo horario anual (año 20)	Qma	Qma = Qp * K2	4,07	l/s	$= (33)^*(29)$
Volumen de reservorio año 20	Qma	Qma = Qp * 86.4 * Vrg	110,00	m3	$= (33)^*86.4*(30)$
Qp (año 10)	Qp	Va=Vreg+Vre+Vci+Vfunc.	1,86		
Qmd (año 10)	Qmd	Qmd = Qp * K1	2,42		
Caudal máximo horario anual (año 10)	Qma	Qma = Qp * K2	3,72		

Fuente: Elaboración propia



4.1.7 Estandarización de Diseños Hidráulicos.

El diseño de los componentes hidráulicos del sistema sanitario debe diseñarse de acuerdo con normas estandarizadas, lo que permite un diseño único para condiciones técnicas similares. Los criterios se detallan a continuación.

Tabla 48. Criterios de estandarización de criterios Hidráulicos

ITEM	COMPONENTES HIDRAULICOS	CRITERIOS PRINCIPALES	CRITERIOS SECUNDARIOS	DESCRIPCION
1	Captación: Barraje fijo con canal de Derivación	$Q_{md} \left(\frac{Lts}{seg} \right)$ = (menor a 0.50) o (> 0.50. –1.00) o (> 1.00 – 1.50)	Población de diseño y dotación	Para un caudal máximo diario “Qmd” menor igual a 0.50 Lts/ seg se diseña con 0.50 lts/seg para un “Qmd” mayor a 0.50 lts/seg y hasta 1 lts/seg, se diseña con 1.00 lts/seg y así sucesivamente.
2	Línea de Aducción		X	
3	Válvula de purga		X	
4	PTAP integral	Dependiendo de la calidad de agua de la fuente		Diseñada con todos sus componentes, los que se desarrollan a continuación.
4.1	Desarenador	$Q_{md} \left(\frac{Lts}{seg} \right)$ = (menor a 0.50) o (> 0.50. –1.00) o (> 1.00 – 1.50)	Población de diseño y dotación	Para un caudal máximo diario “Qmd” menor igual a 0.50 Lts/ seg se diseña con 0.50 lts/seg para un “Qmd” mayor a 0.50 lts/seg y hasta 1 lts/seg, se diseña con 1.00 lts/seg y así sucesivamente.
4.2	Sedimentador			
4.3	Filtro lento de arena			
5	Estación de bombeo	$Q_{md} \left(\frac{Lts}{seg} \right)$ = (menor a 1.00) o (> 1.00. –2.00) o (> 3.00 – 4.00)	Población final y dotación	Para un caudal máximo diario “Qmd” menor igual a 1.00 Lts/ seg se diseña con 1.00 lts/seg para un “Qmd” mayor a 1.00 lts/seg y hasta 2 lts/seg, se diseña con 2.00 lts/seg y así sucesivamente.
6	Línea de impulsión			
7	Cisterna de 5, 10 y 20 m ³		Población final y dotación	Para un volumen calculado menor o igual a 5 m ³ , se selecciona una estructura de almacenamiento de 5 m ³ , para un volumen mayor a 5 m ³ y hasta 10 m ³ , se selecciona una estructura de almacenamiento de 10 m ³ y así sucesivamente.
	Cerco perimétrico Cisterna		X	
8	Reservorio apoyado de 5, 10, 15, 20 y 40 m ³		Población final y dotación	

Fuente: Ministerio de vivienda construcción y saneamiento, (2018)

Ilustración 21 Tipo de fuente - canal Yuramayo 4ta pampa

AFORO DE FUENTE DE AGUA					
CALCULO, DISEÑO Y EVALUACION DE RIESGOS DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO EN LA ASOCIACIÓN DE VIVIENDA SEÑOR DE LOS MILAGROS Y VILLA HERMOZA, EN EL ANEXO YURAMAYO 4TA PAMPA, DISTRITO DE VITOR - AREQUIPA – AREQUIPA					
TIPO DE FUENTE	Canal Yuramayo				
CONDICION	Canal existente				
DENOMINACION	Captación N° 1				
UBICACIÓN					
Lugar	Yuramayo 4ta pampa				
Comunidad					
Distrito	Vitor				
Provincia	Arequipa				
Departamento	Arequipa				
COORDENADAS					
Sur	8183988367				
Este	189710028				
ALTITUD	1557.90 msnm				
METODO DE AFORO	Volumétrico				
N° DE TUB. DE INGRESO A LA FECHA	1 20/04/2019				
RESPONSABLE	Daniel Mario Gonzales Arce				
ENSAYO N°	VOLUMEN (lt)	TIEMPO (seg)	CAUDAL (lt/seg)	CAUDAL PROMEDIO (lt/seg)	CAUDAL DE PRODUCCIÓN DE LA FUENTE (lt/seg)
ENSAYO N° 1	125,45	1,50	83,63	84,55	83,66
	124,97	1,50	83,31		
	130,05	1,50	86,70		
ENSAYO N° 2	122,92	1,50	81,95	82,01	
	123,05	1,50	82,03		
	123,08	1,50	82,05		
ENSAYO N° 3	126,02	1,50	84,01	84,41	
	126,84	1,50	84,56		
	126,98	1,50	84,65		
OBSERVACIONES :					

Fuente: Elaboración propia

El caudal de la fuente es de 83.66 lts/seg

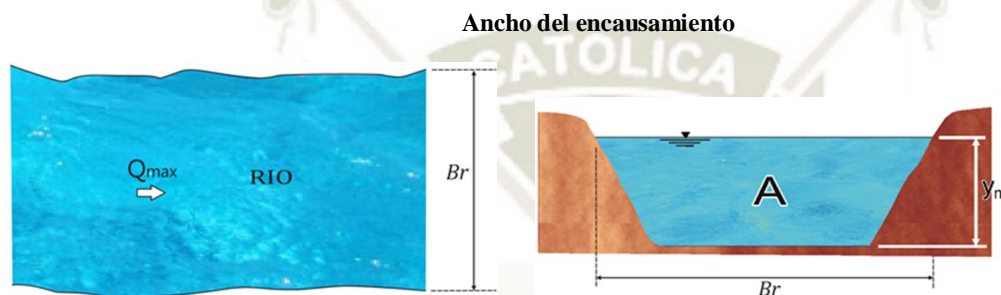
Caudal para consumo según ANA: 6.94 lts/seg

4.2 CAPTACIÓN

4.2.1 Ancho encausamiento para $q=2.65$ lps

Caudal de diseño:

- $Q = 0.00265$ m³/s
 $a = 0.75$ Parámetro que caracteriza al cauce de la quebrada (zona de planicie)
 $Br = 2.00$ m Ancho de la Quebrada
 $S = 0.001$ Pendiente de la Quebrada



4.2.2 Tirante de quebrada

Tirante Normal de la Quebrada

- $n = 0.05$ Material considerado
 $Br = 2.00$ m Ancho de la quebrada
 $Q_{canal} = 0.398$ m³/s Caudal que transporta la quebrada
 $S_{canal} = 0.0010$ Pendiente de la quebrada
 $g = 9.81$ m/s²

Tirante de la Quebrada

$$Q_R = \frac{A^{\frac{5}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}}}{n \cdot P^{\frac{2}{3}}} = \frac{(B_r \cdot Y_{nr})^{\frac{5}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}}}{n(2Y_{nr} + B)^{\frac{2}{3}}}$$



Luego por tanteo o por Hcanales

Verificación de Tirante de la Quebrada

QR	Br	n	S	Ynr	Q	QR - Qi =0
0.398	2.00	0.05	0.0010	0.601	0.396	0.00
						OK

Entonces $Y_{nr} = 0.601 \text{ m} = 0.60 \text{ m}$
También tirante crítica Y_c

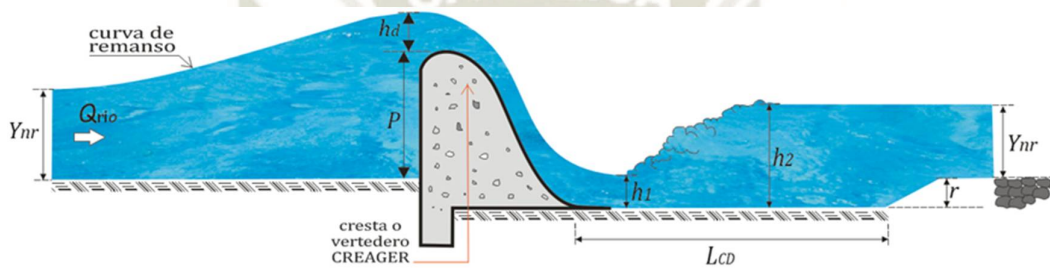
$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{Qr^2}{g \cdot Br^2}} \rightarrow Y_c = 0.15909 \text{ m} = 0.16 \text{ m}$$

Cálculo de velocidad media de la quebrada

$$V_r = \frac{Qr}{A_r} \rightarrow V_r = 0.33 \text{ m/s}$$

$$A_r = y_{nr} \cdot B_r \rightarrow A_r = 1.20 \text{ m}^2$$

4.2.3 Cálculo de diseño de la cresta creager



Carga sobre el barraje

$$Q = \frac{2}{3} (u \cdot b \cdot \sqrt{2g}) \left[\left(h_d + \frac{v^2}{2g} \right)^{3/2} - \left(\frac{v^2}{2g} \right)^{3/2} \right]$$

Dónde:

u:	Coef. Según forma de la cresta	$u = 0.75$
b:	Ancho del encausamiento	$b = 2.00 \text{ m}$
v:	Velocidad de acercamiento de la quebrada	$v = 0.33 \text{ m/s}$
g:	Gravedad	$g = 9.81 \text{ m/s}^2$
hd:	Altura de carga hidráulica o tirante de agua sobre la cresta del vertedero	

$hd = 0.26 \text{ m}$ (por tanteo)

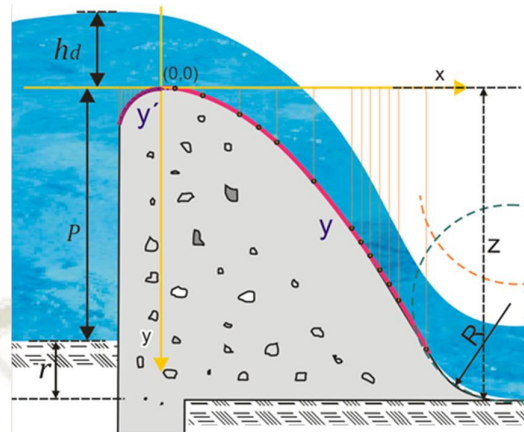
$Q = 0.60 \text{ m}^3/\text{s}$

Cálculo de la velocidad de agua sobre la cresta del azud

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

$$V = 1.16 \text{ m/s} \quad A = b \cdot h_d = 0.52 \text{ m}^2$$

Calculo Velocidad sobre la Cresta del Azud



Elaboración: Programa Nacional de Saneamiento Rural

Cálculo de la carga energética (h_e)

$$h_e = h + \frac{v^2}{2g} \rightarrow h_e = 0.33 \text{ m}$$

Cresta del barraje

$$h_d = 0.26 \text{ m}$$

$$0.282xh_d = 0.073 \text{ m}$$

$$0.175xh_d = 0.046 \text{ m}$$

Luego:

$$y' = 0.724 \cdot \left(\frac{x + 0.27h_d}{hd^{0.35}} \right)^{1.85} + 0.126 h_d - 0.4315 h_d^{0.375} \cdot (x + 0.27 h_d)^{0.625}$$

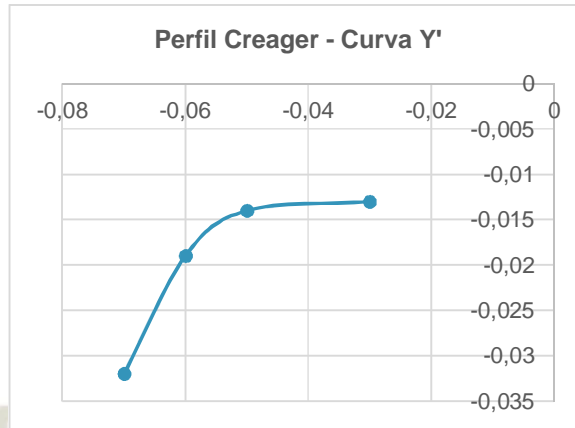
$$y = \frac{x^{1.85}}{2 \cdot hd^{0.85}}$$

Valores Perfil Creager-Curva Y'

y'	
x	y
-0.07	-0.032
-0.06	-0.019
-0.05	-0.014
-0.0	-0.013

Elaboración: Programa Nacional de Saneamiento Rural

Curva Creager Y'



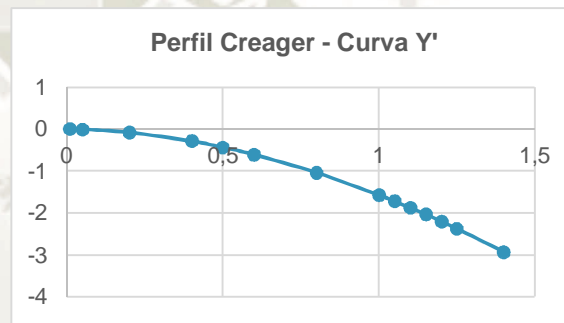
Elaboración: Programa Nacional de Saneamiento Rural

Valores Perfil Creager-Curva Y'

y	
x	y
0.01	-0.0003
0.05	-0.0062
0.2	-0.08
0.4	-0.2884
0.5	-0.4359
0.6	-0.6107
0.8	-1.0398
1	-1.5712
1.05	-1.7197
1.1	-1.8742
1.15	-2.0349
1.2	-2.2015
1.25	-2.3742
1.4	-2.9281

Elaboración: Programa Nacional de Saneamiento Rural

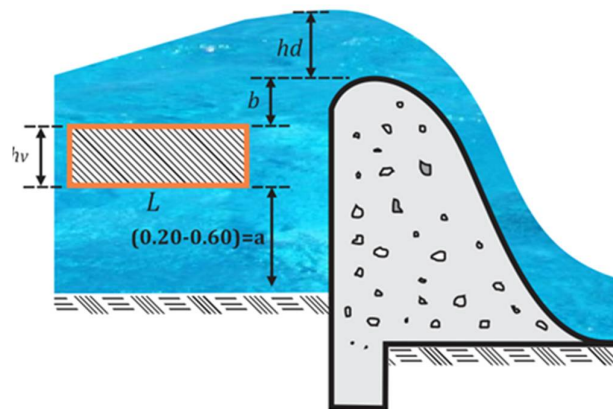
Perfil Creager - Curva Y'



Elaboración: Programa Nacional de Saneamiento Rural

Altura del azud

Altura del Azud



Elaboración: Programa Nacional de Saneamiento Rural

Dónde:

Z = Altura del vertedero (m)

Br	=	Ancho del encauzamiento (m)
Q	=	Caudal máximo de diseño
A	=	Altura del umbral del vertedero de captación (m)
hv	=	Altura de la ventana de captación (m)
P=		Altura del Azud (m)

Valores Recomendados

valores recomendados			
P			r
b	hv	a	0.500-r≤1.00
0.15	0.1	0.6	0.6

asumido

Elaboración: Programa Nacional de Saneamiento Rural

$$z = P + r \dots \text{Condición}$$

$$P = 0.85 \text{ m}$$

$$Z = 1.45 \text{ m}$$

Dimensionamiento del canal de derivación

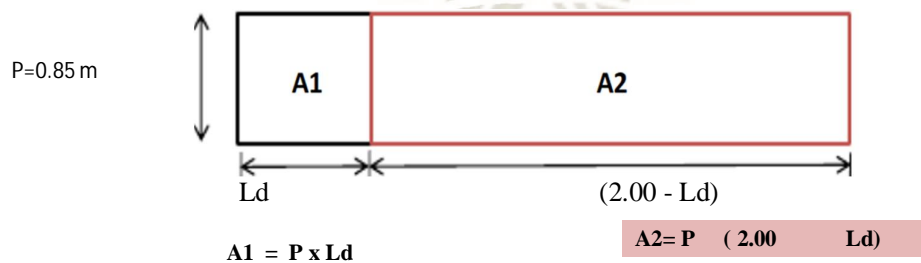
Por relación de áreas

El área hidráulica del canal desarenador tiene una relación de 1/10 del área obstruida por el aliviadero.

$$A_1 = \frac{A_2}{10}$$

Dónde:

- N de pilares = 1
- A1 = Área del barraje móvil
- A2 = Área del barraje fijo
- Numero de componente = 1.00



Reemplazando valores tenemos que:

$$0.85 \times Ld = 0.85 \times (2.00 - Ld) / 10$$

$$Ld = 0.18 \text{ m}$$

Se asume $Ld = 0.50 \text{ m}$

Entonces:

$$(2.00 - Ld) = 1.50 \text{ m}$$

4.2.4 Diseño del colchón disipador

Fórmula aproximada de Merriam

$$h_2 = 0.45 \frac{q}{\sqrt{h_1}} \quad q = Q = B$$

Donde:

V	=	1.16 m/s
Q	=	0.40 m ³ /s
Br	=	2.00 m
h1	=	Tirante contrario o espesor de la lámina vertiente al pie del azud
h2	=	Profundidad agua abajo
Ynr	=	0.60 m
g	=	9.81 m/s ²
q	=	Caudal específico de agua sobre el azud

Para este cálculo efectuamos tanteo suponiendo un Δh aproximado

$$\Delta h = 0.066 \text{ m}$$

Velocidad de caída será:

$$V_1 = \sqrt{2 \cdot g \cdot \Delta h}$$

$$V_1 = 1.14 \text{ m/s}$$

$$q = A \cdot V_1 = (h_1 \cdot 1.00) \cdot V_1 \quad (\text{Caudal por un metro de ancho})$$

$$q = \frac{Q_{rio}}{B_r}$$

$$q = 0.199 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$h_1 = 0.20 \text{ m} \text{ asumido}$$

Reemplazando en la Fórmula de Merriam:

$$h_2 = 0.45 \frac{q}{\sqrt{h_1}} \quad h_2 = 0.20 \text{ m}$$

La altura de agua H_e sobre el lecho de la quebrada aguas arriba es:

$$H_e = P + h_d + \frac{V^2}{2g}$$

$$H_e = 1.18 \text{ m}$$

Por tanto, la profundidad del colchón será:

$$H_e - \Delta h - h_1 = H_e = 0.913 \text{ m}$$

La profundidad de aguas abajo será:

$$T_{\text{agua abajo}} = 0.60 \text{ m}$$

$$h'_2 = H_e - T_{\text{agua abajo}} = -0.31 \text{ m}$$

De acuerdo a la fórmula de Merriam, el requerimiento de aguas abajo es:

Si: $h_2 > h'_2$ Cumple la condición de diseño.

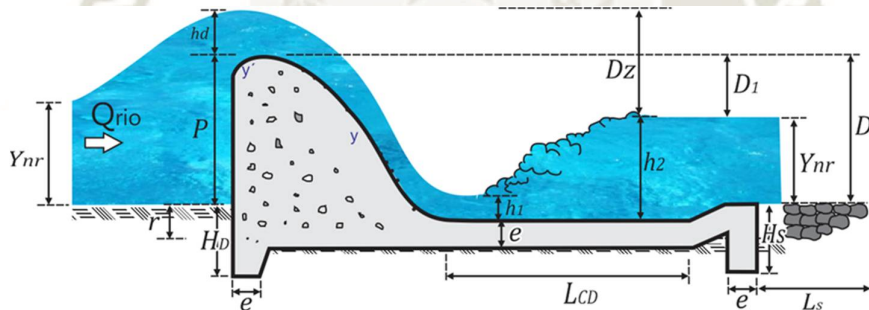
Si: $h_2 < h'_2$ No Cumple la condición de diseño.

$$h_2 = 0.45 \frac{q}{\sqrt{h_1}} \quad 0.20 \text{ m} > -0.31 \text{ m} \quad \text{Cumple!!}$$

Si no cumpliera la condición se debe aumentar la profundidad del colchón en su respectiva diferencia.

Longitud del colchón Disipador

Calculo Longitud Colchón Disipador



Elaboración: Programa Nacional de Saneamiento Rural

$$L = 4 \cdot h_2 = 0.800 \text{ m}$$

Longitud promedio

$$L = 5 \cdot (h_2 - h_1) = -0.0001 \text{ m}$$

$$L_{cd} = 0.592 \text{ m}$$

$$F_1 = v_1 / (g \cdot h_1)^{0.5} = 0.8124 \text{ m}$$

$$L = 6 \cdot h_1 \cdot F_1 = 0.9749 \text{ m}$$

Tomamos $L_{cd} = 0.60 \text{ m}$

Cálculo de la longitud de protección y enrocado

$$L_s = 0.6 C \cdot D^{1/2} \left[1.12 \left(\frac{q \cdot D_b}{D_1} \right)^{1/2} - 1 \right]$$

$C = 4-8$ para gravas y arenas

C = 5 se considera: P = 0.85 m ; Y_{nr} = 0.20 m

$$D_1 = P - Y_{nr} \rightarrow D_1 = 0.250 \text{ m}$$

$$D_b = D_1 + Y_{nr} \rightarrow D_b = 0.85 \text{ m}$$

$$q = \frac{Q_{\text{río}}}{B_r} \rightarrow q = 0.199 \text{ m}^3/\text{s}$$

Reemplazando:

L_s = 1.26 m

Dz = (P + hd - Y_{nr}) = 0.51 m

HD = 1 * Dz = 0.80 m

Se considera: L_s = 0.70 m

Se recomienda: L_s = 0.80 m

$$H_s = K \cdot \sqrt{q \sqrt{Dz} - Y_{nr}}$$

H_s, es la profundidad del dentello del colchón disipador aguas abajo para evitar la socavación de la quebrada. Según VYSGO:

K; encontramos en la tabla con:

$$\frac{L_s}{Y_n} = 2.10 \text{ m} \quad K = 1.4$$

Reemplazando:

$$H_s = -0.0097 \text{ m} \quad \text{Tomamos para este caso } 0.70 \text{ m}$$

Cálculo de “e”; espesor para resistir el impacto del agua que baje al colchón disipador

Por Criterio Estructural

$$e = \frac{4}{3} \left(\frac{Y}{Y_c} \right) h_{sp}$$

Y = 1,800 kg/m³

Y_c = 2,400 kg/m³

H_{sp} = 0.30 m

e = 0.30 m

Cálculo del radio de enlace

$$R = 10 \left[\frac{V^1 + 6.4 \cdot hd}{3.6 h + 64} \right]$$

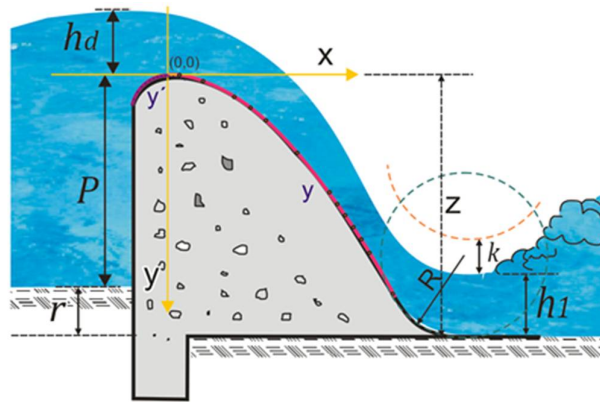
Dónde:

R = Radio de enlace (m)

V = velocidad en 1(pie/s) = 4 pies/s

hd = (pies) = 0.85 pies

Calculo Radio de Enlace ($V_1 > 1.5 \text{ m/s}$)



Elaboración: Programa Nacional de Saneamiento Rural

Dónde:

$$V_1 = \frac{Q}{A_1} = \frac{Q}{h_1 \cdot B_r}$$

$$V_1 = 0.38 \text{ m/s}$$

$$V_1 = 1 \text{ pie/s}$$

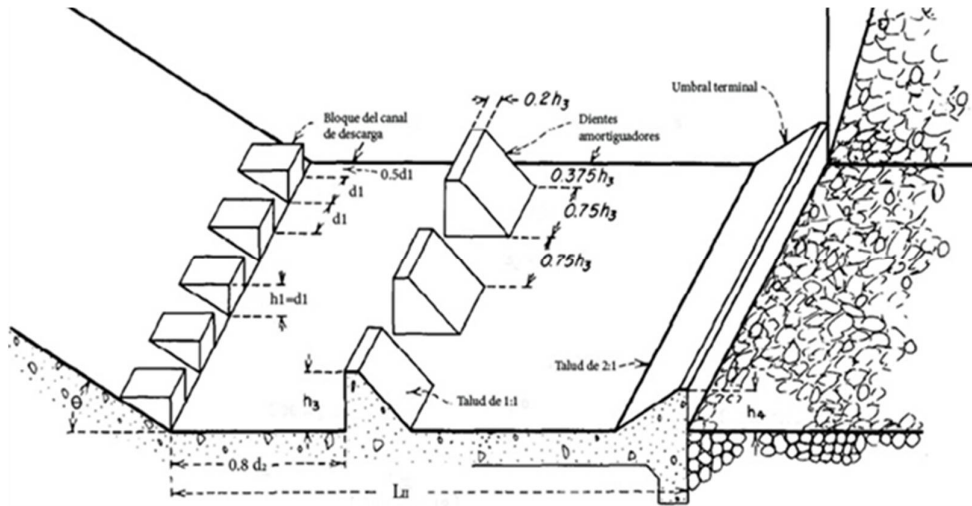
$$\text{Luego } h_d = 2.80 \text{ pie}$$

Reemplazando

$$R = 0.50 \text{ m}$$

4.2.5 Bloque de amortiguamiento

Esquema Bloques de Amortiguamiento



Elaboración: Programa Nacional de Saneamiento Rural

Datos:

$$d1 = 0.20$$

$$d2 = -0.313$$

$$F = 0.812$$

De la figura 12 del libro Bocatomas-Ing. Msc. José Arbulu Ramos

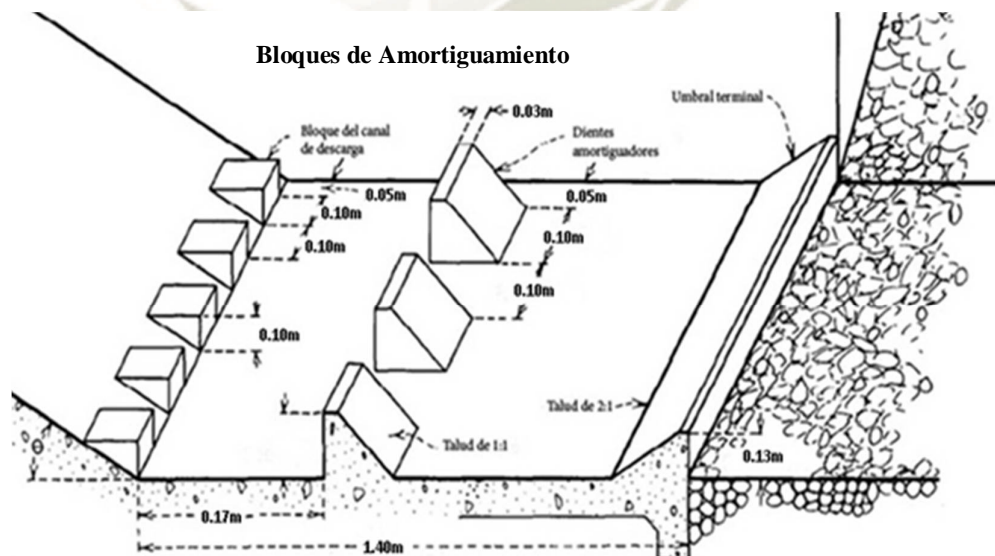
Altura de los bloques amortiguadores y del umbral terminal

$$h3 / d1 = 1.40$$

$$h3 = 0.28\text{m}$$

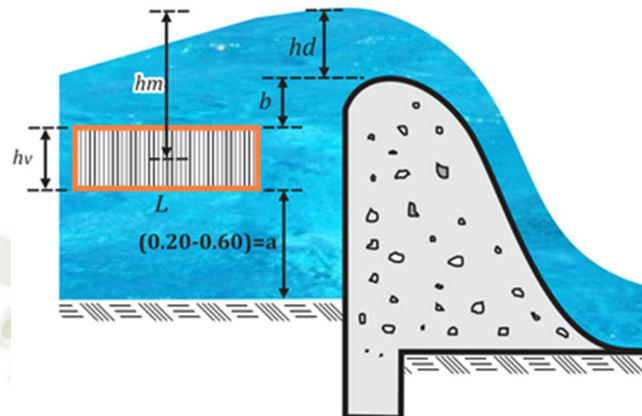
$$h4 / d1 = 1.25$$

$$h4 = 0.25\text{m}$$



4.2.6 Diseño de ventana de Captación

Esquema Ventana Captación



Elaboración: Programa Nacional de Saneamiento Rural

Cálculo de la selección de la ventana

Tenemos la ecuación general para un orificio
Nº ventanas = 1.00

$$Q_o = C \cdot A \cdot (2 \cdot g \cdot h_m)^{1/2}$$

Dónde:

Qd = Caudal de derivación

$$Qd = 0.0027 \text{ m}^3/\text{s}$$

Qo = Caudal del orificio de descarga

$$Qo = 0.0005 \text{ m}^3/\text{s}$$

C = Coef del vertedero

$$C = 0.6$$

g = Gravedad

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

h_m = Altura desde el medio de la ventana hasta N.A

$$h_m = 0.46\text{m}$$

h_v = Alto de la ventana

$$h_v = 0.10\text{m} \text{ (Se estima } 0.10\text{-}0.30\text{m)}$$

L = Longitud de la ventana

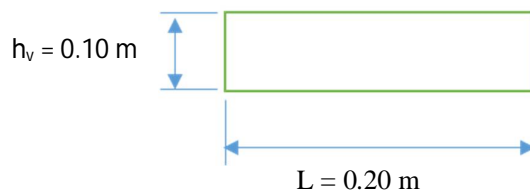
$$A = \text{Área de la ventana} = h_v \times L = 0.10 \times L$$

Despejando:

$$L = \frac{Q_o}{C \cdot h_v \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h_m}}$$

$$L = 0.015 \text{ m}$$

Consideramos para este caso el ancho de la ventana L = 0.20m



4.1 LÍNEA DE CONDUCCIÓN

Basado en el método racional de combinación de tuberías tiene las ventajas de controlar la pérdida de carga, lograr presión dentro del rango permitido y reducir significativamente los costos de ingeniería; cuando se emplean tuberías de diámetro menor (en algunos casos), puede evitarse el empleo de más CRP T6.

H_f = Pérdida de carga total deseada (m).

L = Longitud total de tubería (m).

X = Longitud de tubería del diámetro inferior (m).

$L-X$ = Longitud de tubería del diámetro superior (m).

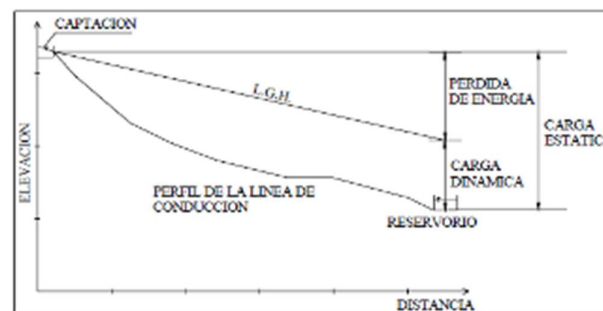
H_{f1} = Pérdida de carga unitaria (tub. de mayor diámetro).

h_{f2} = Pérdida de carga unitaria (tub. de menor diámetro).

$h_{f1} \times (L - X)$ = Pérdida de carga del tramo de diámetro superior (H_{f1}).

$h_{f2} \times X$ = Pérdida de carga del tramo de diámetro inferior (H_{f2}).

Ilustración 22 Carga estática y dinámica de la línea de conducción



Fuente: Organización panamericana de la salud 2004

Ilustración 23 Método combinación de tuberías Línea de conducción

Tramo 1	Longitud Total (m) 2	Caudal Qmd (lts/seg) 3	COTA DEL TERRENO		Presion Residual deseada (m) 6	Perdida de carga deseada Hf (m) 7	Perdida de carga unitaria deseada hf (m/m) 8	Diametros considerados D (Pulg.)
			Inicial (m.s.n.m) 4	Final (m.s.n.m) 5				
Cap - PTAP	896,44	2,65 l/seg 2,65 l/seg	1.585,6 m.s.n.m.	1.567,4 m.s.n.m.	5	13,3	0,0148	2,489

Ilustración 24 Cálculo de velocidad y diseño de tubería

Diametros considerados D (Pulg.) 9	Velocidad V (m/seg) 10	Perdida de carga unitaria hf1, hf2 (m/m) 11	Longitud (L-X, X) (m) 12	Perdida de carga por TRAMO hf1, HF2 (m) 13	COTA DEL TERRENO	
					Inicial (m.s.n.m) 14	Final (m.s.n.m) 15
3,00	0,58	0,005327556	639,11	3,405	1.585,6 m.s.n.m.	1.573,5 m.s.n.m.
2,00	1,31	0,038308935	257,33	9,858	1.573,5 m.s.n.m.	1.567,4 m.s.n.m.

Ilustración 25 Cálculo de presiones Línea de Conducción

Desnivel del terreno (m) 16	Perdida de carga ACUMULADA (m) 17	COTA PIEZOMETRICA		PRESION FINAL (m) 20	CLASE
		Inicial (m.s.n.m) 18	Final (m.s.n.m) 19		
12,14	3,40	1.585,6 m.s.n.m.	1.582,2 m.s.n.m.	8,7351	CLASE 5
6,12	13,26	1.582,2 m.s.n.m.	1.572,4 m.s.n.m.	5,0000	CLASE 5

Resultados:

Tramo 1: 639,11 m.....Ø 3"

Tramo 2: 257,33 m Ø 2"

4.1.1 Válvula de Purga

Se construirá 01 caja de válvula de purga a la salida de la planta de tratamiento de la línea conducción con el fin de eliminar los sedimentos que se acumulen en el tramo.

La estructura será de concreto armado $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$ cuyas dimensiones internas son 0.60m x 0.60m x 0.70m y el dado de concreto simple $f'c=140 \text{ kg/cm}^2$, se utilizará Cemento Portland Tipo I.

Tabla 49: Diámetros de válvulas de purga

	Diámetros (Pulg)	Cantidad (Und)
VP-1	2"	(1)
TOTAL		(1)

Fuente: Elaboración Propia

4.1.2 Válvula de aire Manual

El aire acumulado en los puntos altos provoca la reducción del área del flujo del agua, produciendo un aumento de pérdida de carga y una disminución del gasto. Para evitar esta acumulación es necesario instalar válvulas de aire de accionamiento manual.

El cierre de la cámara será estanco y removible, para facilitar las operaciones de mantenimiento.

Para el presente proyecto se recomienda una sección interior mínima de 0,60x0,60 mt, tanto por facilidad constructiva, como para permitir el alojamiento de los elementos.

La estructura será de concreto armado $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$ cuyas dimensiones internas son 0.60m x 0.60m x 0.70m, para el cual se utilizara cemento portland tipo I.

Se instalara 02 válvulas de aire en la línea de conducción

Tabla 50: Diámetros de válvulas de Aire Manual

	Diámetros (Pulg)	Cantidad (Und)	Observación
VA-1	2"	(1)	Entre captación y Planta de tratamiento PTAP
VA-1	2"	(1)	Entre captación y Planta de tratamiento PTAP
TOTAL		(2)	

Fuente: Elaboración Propia

4.2 PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE (PTAP)

El diseño de la Planta de tratamiento de agua potable debe diseñarse en función a la selección del proceso de tratamiento y características físicas y químicas de la fuente de agua de donde se va a captar, como se muestra en la tabla N°49:

Tabla 51 Selección del proceso de tratamiento de agua

ALTERNATIVAS	LIMITES DE CALIDAD DEL AGUA CRUDA	
	80% DEL TIEMPO	ESPORADICAMENTE
Filtro lento (F.L.) solamente	$T_0 \leq 20$ UT $C_0 \leq 40$ UC	$T_0 \text{ Max} \leq 100$ UT
F.L.+ prefiltro de grava (P.G.)	$T_0 \leq 60$ UT $C_0 \leq 40$ UC	$T_0 \text{ Max} \leq 150$ UT
F.L.+ P.G.+ sedimentador (S)	$T_0 \leq 200$ UT $C_0 \leq 40$ UC	$T_0 \text{ Max} \leq 500$ UT
F.L.+ P.G.+ S+ presedimentador	$T_0 \leq 200$ UT $C_0 \leq 40$ UC	$T_0 \text{ Max} \leq 1000$ UT

Fuente: Guía de Opciones Tecnológicas para Sistemas de Saneamiento en el Ámbito Rural

De acuerdo con la guía de opciones tecnológicas, indica lo siguiente: Si alguno de los 04 métodos alternativos mencionados anteriormente contiene arena, se puede complementar con estanques de arena. Además, la valla perimetral y el lecho de secado de lodos deben ser obligatorios.

Tabla 52 Resultados de Laboratorio Físico - Químico

RESULTADOS			
LAB	DETERMINACIÓN	AGUA SUPERFICIAL Canal Madre Yuramayo (M-1)	UNIDADES
MB	Numeración de Coliformes totales	130	NMP/100mL
FQ	Elemento Fe*	<0.3	mg/L
FQ	pH	8.9	U de pH
FQ	Turbidez*	1.74	NTU
FQ	Color*	<5	U de color
FQ	Elemento Mn*	<0.05	mg/L

ABREVIATURAS:

NMP/100mL	: Número más probable por 100 mililitros
U de pH	: Unidades de pH
U de color	: Unidades de color
mg/L	: Miligramos por litro
NTU	: Unidades nefelométricas de turbidez

OBSERVACIONES :

Cualquier valor precedido por "*" indica menor al límite de detección del método
* Los métodos indicados no han sido acreditados por el INACAL-DA

Fuente: BHIOS LABORATORIOS S.R.L

Según los resultados de laboratorio estaríamos seleccionado el proceso de Filtro lento (F.L), sin embargo, el muestreo se realizó en el mes de setiembre, donde los valores físicos de calidad de agua varían exponencialmente en comparación a los meses de Diciembre, Enero, febrero y marzo, por la presencia de lluvias en la parte alta, por lo que se decidió considerar también como referencia el Estudio de calidad del Agua realizada por la Municipalidad Distrital de Vítor, en donde hace referencia a valores que superan los 150 UT para turbiedad de agua,

debemos tener en consideración que fue realizada para el mismo canal, siendo esta derivada para el consumo de agua para el Distrito de Vítor parte baja.

Así mismo para el ensayo químico se obtuvo valores por debajo del mínimo permitido para Manganeseo (Mn) y Hierro (Fe) es decir 0.05mg/l y 0.3 mg/l respectivamente.

4.2.1 Sedimentador

Datos de diseño

Caudal máximo diario	$Q_d =$	2.65 l/s	
Caudal máximo diario	$Q_d =$	0.002645 m ³ /s	
Número de unidades	$N =$	2	
Caudal unitario	$q_d =$	0.0013225 m ³ /s	
Ancho del sedimentador	$B =$	1.65 m	
Altura del sedimentador	$H =$	1.5 m	1.5 - 2.5 m
Tasa de decantación superficial	$q_s =$	7.27 m ³ /m ² .d	2 - 10 m ³ /m ² .d
Pendiente de fondo de sedimentador	$S =$	20 %	≥10%
Pendiente de fondo canal de limpieza	$S' =$	5 %	5 - 10 %
Velocidad de paso entre orificios	$V_o =$	0.0115 m/s	≤ 0.15
Diámetro de orificio	$d_o =$	0.0508 m	2"
Tasa de producción de lodo	$q_l =$	0.01 L.L/s	
Altura de pantalla difusora	$h =$	1 m	
Longitud de la zona de entrada	$L_1 =$	0.8 m	

Procedimiento de cálculo

Vertedero de medición de caudal (Triangular 90°)

Ancho de compuerta	$b =$	0.4 m
Velocidad del canal	$V_c =$	0.1 m/s
Área del canal de ingreso	$A_i = Q_d/V_c$	0.026 m ²
Altura útil del canal de ingreso	$H_c = A_i/b$	0.066 m
Perdida de carga en la compuerta	$h = (Q_d/1.434)^{(1/2.5)}$	0.081 m

Canal de ingreso

Ancho del canal	$B_c =$	0.4 m
Velocidad del canal	$V_c =$	0.1 m/s
Área del canal de ingreso	$A_i = q_d/V_c$	0.013 m ²
Altura útil del canal de ingreso	$H_c = A_i/B_c$	0.033 m
Ancho de compuerta	$b' =$	1.65 m
Perdida de carga en la compuerta	$h' = [q_d/(1.848*B_c)^{(2/3)}]$	0.006 m

Pantalla difusora

Área total de orificios	$A_o = qd/V_o$	0.12	m ²
Área de cada Orificio	$a_o = [(d_o)^2 * 3.1416] / 4$	0.0020	m ²
Numero de orificios	$N' = A_o/a_o$	57	
Altura útil de pantalla difusora	$h_u = h - h/4 - h/5$	0.63	
Numero de filas	$n_f =$	4	
Numero de columnas	$n_c = N/n_f$	14	
Espaciamiento entre filas	$a_1 = h_u/n_f$	0.16	m ~ 0.2 m ≤ 0.5
Espaciamiento entre columnas	$a_2 = h_u/n_c$	0.12	m ~ 0.2 m ≤ 0.5

Zona de sedimentación

Velocidad de sedimentación	$V_s = q_s/86400$	0.000084	m/s
Área Superficial	$A_s = qd/V_s$	15.72	m ²
Largo del sedimentador	$L = A_s/B$	9.53	m
Relación Largo/Ancho	$R = L/B$	5.77	3-6
Relación Largo/Profundidad	$r = L/H$	6.35	5-20
Longitud total del sedimentador	$L_t = L + L_1$	10.33	m
Velocidad Horizontal	$V_h = \frac{100 * qd}{B * H}$	0.053	cm/s ≤ 0.55
Relación V_h/V_s	$r' = V_h * 0.01 / V_s$	6.4	5-20
Tiempo de retención	$T_o = \frac{A_s * H}{3600 * qd}$	4.95	hora s
Altura Máxima	$H_m = H + S * L / 100$	3.41	m
Tasa de recolección de agua sed.	$q_r = qd/B * 1000$	0.80	l/s. m

Diseño de canal de lodos

Tiempo de vaciado	$t =$	0.50	h
Compuerta de la evacuación	$A_2 = [A_s * (H)^{0.5}] / (4850 * t)$	0.0079	m ² 4.0 pulg
	$D_S = (4 * A_2^2 / 3.1416)^{0.5}$	0.10	m
Caudal de lodo	$Q_L = Q_d * q_l$	0.03	l/s
Área de la base mayor	$A_M = L_t * B$	17.04	m ²
Área de la base menor	$A_m = 0.24 * B$	0.40	m ²
Altura de la tolva	$h_1 =$	1.00	m
Volumen de la tolva	$V_t = h_1 * B * (L_t + D_s) / 2$	8.60	m ³
Frecuencia de descarga	$t_f = V_t / q_l$	3.8	días

Vertedero de salida

$$\text{Altura de agua sobre el vertedero } H_2 = [Q_d / (1.848 * B)^{2/3}] = 0.00575 \text{ m}$$

4.2.2 Pre filtro de grava

4.2.2.1 Descripción de la unidad

Los criterios que se indican a continuación corresponden a los prefiltros verticales múltiples que son las unidades más adecuadas por su sencillez de operación y mantenimiento para un medio rural de escasos recursos (MVCS G. d., 2018, pág. 2)

Se considera dos unidades con capacidad de tratamiento de 2,65 L/s. El objetivo de estas unidades es atenuar la turbiedad para ingresar al filtro lento con una turbiedad de 10,0 a 50,0 UNT como máximo

Un pre filtro de grava múltiple de flujo vertical, está compuesto por tres cámaras con tamaños de grava que van de mayor a menor. Es así que, en la cámara 1 se coloca grava de 3 a 4 cm, en la cámara 2 grava de 1,5 a 3 cm y en la cámara 3 grava de 1,0 a 1,5 cm, de manera que el agua más sucia pasa por la grava más gruesa y finalmente, el agua más clara llega a la última cámara que tiene el material fino.

Para un caudal de 2,65 L/s, las tres cámaras tienen 4,60 m de largo, la cámara 1 tiene 1,05 m de ancho, la cámara 2 tiene 1,30m y la cámara 3 1,75m de ancho.

En el cuadro siguiente se muestra las dimensiones del pre filtro para el caudal de 2,65 L/s. así mismo se muestra el diámetro de las válvulas mariposa de los canales de drenaje de cada una de las cámaras.

Tabla 53 Dimensiones del Pre filtro de grava

Caudal (L/s)	Dimensiones	Cámaras		
		1	2	3
2,65	Ancho, B (m)	1.05	1,30	1,75
	Largo, L (m)	4.60	4.60	4.60
	Valv. Canal de drenaje (mm)	200	200	250

Fuente: Elaboración Propia

El agua ingresa a la unidad por un vertedero horizontal de 0,30 m de ancho, habilitado con una compuerta tipo tarjeta de 0,30 x 0,30m de ancho para aislar la unidad durante las labores de mantenimiento (a la que llamaremos compuerta de entrada).

El agua percola verticalmente a través de la grava de 3 a 4 cm, pasa a través de una capa de grava gruesa de 2 ½” a 3” e ingresa al canal de drenaje de 0,20 x 0,20m de sección, techado con 16 losas de concreto removibles de 0,26m de ancho por 0,30m de largo, separadas cada 2,0 cm para que el efluente de la cámara 1 ingrese al canal.

A través del canal, el agua pasa a un ducto vertical de 0,70 m de ancho y 1,05 m de largo, el agua asciende por el ducto y pasa por un vertedero de 0,30 de ancho a la cámara 2, donde encuentra un lecho de grava de 1,5 a 3 cm. Atraviesa una pequeña tolva de grava gruesa de 2” a 3”, ingresa a través de las ranuras de las losas de concreto a un canal de drenaje de 0,20 x 0,20m y el efluente sale de la cámara 2 ingresando a un ducto vertical de 0,70 m de ancho por 1,30 m de largo por donde asciende hasta encontrar un vertedero de 0,30 m de ancho por donde el efluente de la cámara 2 ingresa a la cámara 3.

4.2.2.2 Datos de diseño

Caudal máximo diario	Qd=	2.65	l/s	Módulo efic. Compart. 1	Y1=	0.51
Caudal máximo diario	Qd=	0.002645	m ³ /s	Módulo efic. Compart. 2	Y2=	0.495
Número de unidades	N=	2		Módulo efic. Compart. 3	Y3=	0.845
Caudal unitario	qd=	4.761	m ³ /h	Ancho de vertederos	a=	0.3 m
Velocidad Filtración Cámara 1	V1=	1	m/h	Coefficiente de arrastre	Ca=	0.65
Velocidad Filtración Cámara 2	V2=	0.8	m/h	Altura de grava	h'=	0.5 m
Velocidad Filtración Cámara 3	V3=	0.6	m/h	Aceleración de la gravedad	g=	9.81 m/s ²
Turbiedad del agua cruda	To=	98	UNT	Altura de agua sobre la grava	h"=	0.5 m
Tasa de lavado	ql=	1	(m ³ /min)	Coef. Vert. Triangular 90°	Cv=	1.4
Profundidad de grava	H=	0.5	m	Exponente ecuación vert. 90°	Ev=	0.4
Porosidad de la grava	p=	0.35				
Diámetro de grava cámara 1	d1=	2" a 1"				
Diámetro de grava cámara 2	d2=	1" a 1/2"				
Diámetro de grava cámara 3	d3=	1/2" a 1/4"				
Ancho de las losas	A=	0.26	m			
Separación entre las losas	e=	0.02	m			
Velocidad del canal de lavado	Vc=	1.5	m/s			

4.2.2.3 Resultados

Área Compartimiento 1	A1=	4.76	m ²	Largo de cámaras	L=	4.58	m
Área Compartimiento 2	A2=	5.95	m ²	# de losas por cámara	n=	16	
Área Compartimiento 3	A3=	7.94	m ²				
Ancho cámara 1	B1=	1.04	m	Efluente comp. 1	Tf1=	31.03	UNT
Ancho cámara 2	B2=	1.30	m	Efluente comp. 2	Tf2=	7.37	UNT
Ancho cámara 3	B3=	1.73	m	Efluente comp. 3	Tf3=	1.08	UNT
Caudal de lavado cámara 1	q'1=	0.079	m ³ /s	Sección canal 1	S1=	0.0529	m ²
Caudal de lavado cámara 2	q'2=	0.099	m ³ /s	Sección canal 2	S2=	0.07	m ²
Caudal de lavado cámara 3	q'3=	0.132	m ³ /s	Sección canal 3	S3=	0.08816	m ²
Ancho canal 1	b1=	0.23	m	Vol. de agua en grava 1	Va1=	0.83	m ³
Ancho canal 2	b2=	0.26	m	Vol. de agua en grava 2	Va2=	1.04	m ³
Ancho canal 3	b3=	0.30	m	Vol. de agua en grava 3	Va3=	1.39	m ³
Alt. Agua sobre grava 1	h"1=	1.33	m	Perdida de carga canal 2	hfc2=	0.19	m
Perdida de carga en grava 1	hfg=	0.17	m	Perdida de carga canal 3	hfc3=	0.25	m
Perdida de carga canal 1	hfc1=	0.12	m	Presión en la compuerta 1	P1=	1.94	m
Perdida de carga total cam. 1	Hf1=	0.29	m	Velocidad comp. Canal 1	vc1=	5.70	m/s
Perdida de carga total cam. 2	Hf2=	0.36	m	Velocidad comp. Canal 2	vc2=	5.57	m/s
Perdida de carga total cam. 3	Hf3=	0.42	m	Velocidad comp. Canal 3	vc3=	5.46	m/s
Sección comp. Canal 1	Sc1=	0.014	m ²	Lado compuerta 1	L1=	0.03143	m
Sección comp. Canal 2	Sc2=	0.018	m ²	Lado compuerta 2	L2=	0.04017	m
Sección comp. Canal 3	Sc3=	0.024	m ²	Lado compuerta 3	L3=	0.05466	m

Vertederos

Alt. de agua sobre el vert. de 90°	h=	0.081	m
Alt. de agua sobre de paso	h2=	0.0175	m

4.2.3 Filtro lento

4.2.3.1 Parámetros de diseño

Para el cálculo de los filtros lentos, se tomara en consideración el caudal máximo diario como caudal de diseño. En la siguiente tabla se muestran los criterios para obtener el caudal de diseño de la unidad:

Tabla 54 Consideraciones iniciales de diseño

Datos de Diseño		Resultados	
Caudal promedio (L/s)	Q_p	$Q_p = \frac{(Dotación) \times (Población)}{86,400} + \text{Caudales}$	2,035
Caudal máximo diario (L/s)	Q_{md}	$Q_p \times K_1$	2,645
Caudal máximo horario (L/s)	Q_{mh}	$Q_p \times K_2$	4,070

Elaboración: propia

Donde:

$K_1 = 1,3$ y $K_2 = 2,0$; según Resolución Ministerial N°192-2018-VIVIENDA.

4.2.3.2 Diseño del filtro lento

El tamaño de cada unidad de lecho de secado se calculará en función de los datos de precipitación y evaporación obtenidos de la estación meteorológica más cercana al punto de proyección.

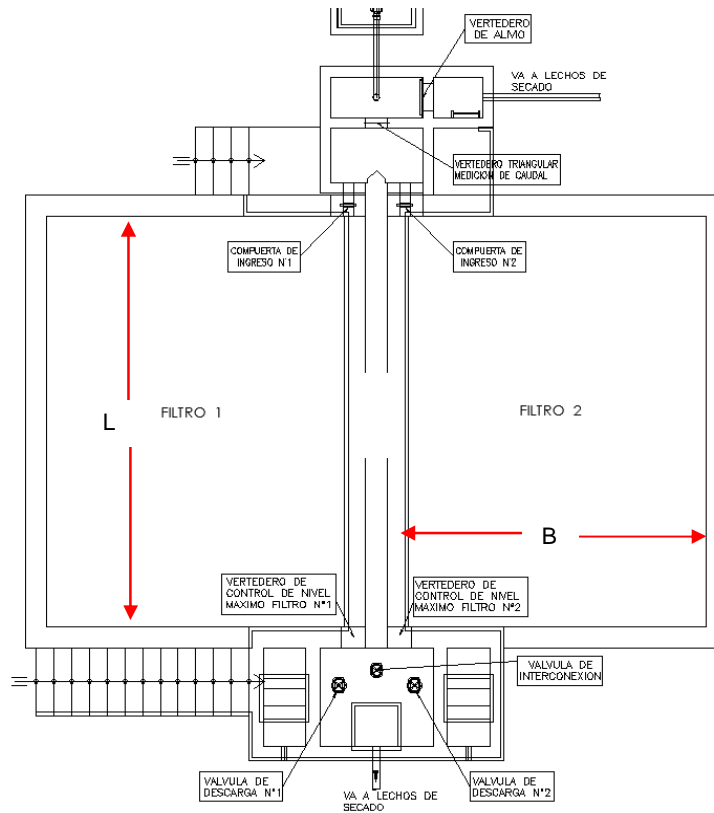
Tabla 55 cálculo para el diseño de filtro lento

Datos	Criterios	Resultados
Caudal máximo diario 2,65 L/s, o 9,52 m ³ /h	$Q =$ $Qd = Q/N$ $Qd = 4,761 \text{ m}^3/\text{h}$	Caudal de diseño de filtro lento
Número de unidades $N = 2$		
Velocidad filtración $V = 0,10 \text{ m/h}$	$A_f = Qd/V$ $A = 47,61 \text{ m}^2$	Área de cada filtro lento
Coefficiente de mínimo costo $C = 1,33$	$L = (C * A)^{0.5}$ $L = 8,0 \text{ m}$	Largo del filtro lento
	$B = (A/L)^{0.5}$ $B = 6,0 \text{ m}$	Ancho de la unidad
Espesor de la capa de arena extraída en cada raspado $e = 2 \text{ cm}$	$Vol. = e.N_1.P.A$ $Vol. = 46 \text{ m}^3$	Volumen mínimo del depósito de arena
Numero de raspados por año $N_1 = 6$		
Periodo de reposición de la arena. $P = 4 \text{ años}$		
Altura máxima de apilamiento. $H = 1,80 \text{ m}$	$A_1 = Vol./H$ $A_1 = 25,40 \text{ m}^2$	Área del depósito de arena
Altura de los canales de drenaje $H_1 = 0,15 \text{ m}$		Altura total del filtro lento
Altura de la grava	$Ht = H_1 + H_2 + H_3 + H_4 + H_5$	

$H_2 = 0,20 \text{ m}$	$H_t = 2,45 \text{ m}$
Altura de la capa de arena $H_3 = 0,80 \text{ m}$	
Altura de la capa de agua $H_4 = 1,0 \text{ m}$	
Borde libre $H_5 = 0,30 \text{ m}$	

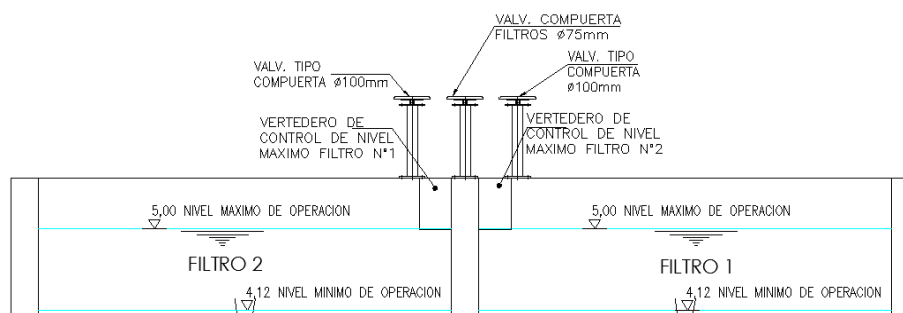
Elaboración: Propia

Ilustración 26 esquema filtro lento planta



Elaboración: Propia

Ilustración 27 esquema filtro lento corte



Elaboración: Propia

4.2.4 Lecho de secado

Esta es la memoria de cálculo de las celdas de secado que tratan los líquidos y sólidos efluentes de las operaciones diversas del tratamiento de agua con fines de consumo humano.

La unidad de producción de aguas residuales es el decantador y filtro lento del sistema de tratamiento. Estas unidades producen lodos sedimentados en el decantador, sólidos producidos por operaciones de lavado lento de arena y lavado de unidades.

En las cámaras de secado se deberá separar los líquidos de los sólidos efluente para después de ello, disponer los líquidos a un curso de agua y los sólidos secos para uso como suelo en el mismo local de la planta o para ser llevados a otro lugar para fines agrícolas o de construcción.

Para el planeamiento del sistema de tratamiento de los efluentes de las plantas de tratamiento de agua potable es necesario tomar en cuenta como dato básico el siguiente:

$$\begin{aligned} \text{Caudal de diseño} &= 2.65 \text{ l/s} \\ &= 0.00265 \text{ m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

4.2.4.1 Cálculo cantidad de líquidos de desagüe de las plantas

Desagües de sedimentadores

En lavado de decantadores que por cada descarga se hace descender el nivel de agua:

$$\text{Altura de agua} = 0.30 \text{ m}$$

Las dimensiones del sedimentador tipo son:

Ancho = 1.65 m
Largo = 6.00 m
Altura = 0.30 m

Lavado de decantador = 2.97 m³
Tiempo de evacuación = 30 min
Caudal = 1.65 l/s
Número de veces máximo = 10 veces por mes en la época de lluvia

Agua de lavado de grava de prefiltro

El lavado de la arena de filtro se realiza raspando una capa de arena de la parte superior

Número de prefiltros = 2
Área de cámara 1 = 1.80 m²
Área de cámara 2 = 2.25 m²
Área de cámara 3 = 3.00 m²
Volumen de grava a lavar = 3.53 m³
Para este menester se usan baldes que tienen un volumen aproximado de
V balde = 0.016 m³

Entonces la arena de un filtro se extrae con:

Número de carguíos en balde = 220

Se asume que cada balde de grava se puede lavar en

t = 9.00 minutos

Con un caudal de Q = 7.60 l/min
Q = 0.13 lps
Q = 27.87 lps

Caudal máximo que recibirán los lechos

Entonces la arena contenida en un balde necesitaría un volumen de agua de:

= 0.068 m³

y el lavado de la arena de un filtro necesitaría un volumen de agua:

= 15.048 m³

Número de veces máximo = 6 veces por mes en la época de lluvia

4.2.4.2 Agua de lavado de arena de filtro

El lavado de la arena de filtro se realiza raspando una capa de arena de la parte superior

Número de filtros	=	2
Área de un filtro	=	27.00 m ²
Espesor de capa removida	=	2.00 cm
Volumen de arena a lavar	=	0.54 m ³

Para este menester se usan baldes que tienen un volumen aproximado de

V balde	=	0.016 m ³
---------	---	----------------------

Entonces la arena de un filtro se extrae con

Número de carguños en balde	=	34
-----------------------------	---	----

Se asume que cada balde de arena se puede lavar en

t	=	9 minutos
Con un caudal de Q	=	7.6 l/min
Q	=	0.127 lps
Q	=	4.307 lps

Entonces la arena contenida en un balde necesitaría un volumen de agua de:

	=	0.068 m ³
--	---	----------------------

y el lavado de la arena de un filtro necesitaría un volumen de agua:

	=	2.326 m ³
--	---	----------------------

Número de veces máximo = 2 veces por mes en la época de lluvia

Para determinar las dimensiones de los lechos de secado se tomará el caso más crítico, en el cual se tenga que realizar el lavado de los tres componentes de PTAP FL:

Volumen total de Lavado	=	20.344 m ³
Total de desagües de planta	=	20.344 m ³ /día
		0.8477 m ³ /hora
		0.235 l/s

o expresado en porcentaje

RLCach = 8.89% del caudal tratado

4.2.4.3 Dimensiones de las celdas de secado de lodos

Las dimensiones recomendadas de celda son las siguientes:

Numero de lechos de secado	=	4
Talud de lados 1/ZZ	=	1
Ancho en el fondo a	=	3.50 m
Largo en el fondo b	=	6.50 m
Ancho en el nivel de agua a'	=	3.50 m
Largo en el nivel de agua b'	=	6.50 m
Profundidad medio filtrante	=	0.35 m
Profundidad agua	=	0.40 m
Borde libre	=	0.30 m
Profundidad total	=	1.05 m

Volumen por unidad	=	9.10	m ³
Volumen total	=	36.40	m ³

4.2.4.4 Funcionamiento de las celdas de secado de lodos

Frecuencia de evacuación de lodos		Volumen
Purga de sedimentadores	= 3 días	2.97 m ³
Lavado de grava (Prefiltro)	= 5 días	15.05 m ³
Lavado de arena (Filtro)	= 15 días	2.33 m ³
Tiempo de secado	= 8 días	

4.2.4.5 Tubería de salida de celda de secado

La tubería de salida de las celdas de secado será de PVC de Ø 100 mm de diámetro.

El tramo inicial de esta tubería estará en el fondo de cada celda y tendrá perforaciones en su clave para recibir el filtrado del agua que ha ingresado a la celda.

Esta tubería tendrá una pendiente de:

$$S = 5 \%$$

y llegará a una Caja de Registro. Todas las Cajas de Registro de la Celdas estarán unidas por un colector de desagües de PVC de Ø100mm.

El colector que recibe los aportes de todas las celdas se dirigirá al sistema de alcantarillado. Si no hubiera sistema de alcantarillado en la localidad ó este estuviera muy alejado, entonces se tratará de que llegue a un curso de agua ó que se descargue en una acequia cercana ó finalmente a una quebrada seca ó depresión ciega.

La pendiente mínima de este colector final debe ser de 1% por lo que el ingeniero diseñador deberá tomar en cuenta para el replanteo en el terreno.

Se ha previsto tubería de rebose para cualquier contingencia cuando el nivel de agua llega hasta 0.20 m antes de la coronación. Este rebose será una tubería de PVC de Ø 100mm y se conectará directamente a cada Caja de Registro de las Celdas de Secado para su disposición final.

Para calcular el lecho de secado se debe utilizar el caudal máximo diario. La siguiente tabla muestra los criterios para obtener el proceso de diseño de la unidad:

4.2.4.6 Diseño del lecho de secado

El tamaño de cada unidad de lecho de secado se calculará en función de los datos de precipitación y evaporación obtenidos de la estación meteorológica más cercana al punto de proyección.

Tabla 56 Datos de evaporación

Mes	Temperatura (C°)	Humedad relativa	Pvs (ea)	Pr (ed)	W (Km/h)
Enero	30,6	61%	25,231	15,29	14,40
Febrero	27	80%	25,231	20,08	14,40
Marzo	30,2	62%	25,231	15,74	14,40
Abril	29,2	74%	25,231	18,62	14,40
Mayo	29,6	64%	22,395	14,31	14,40
Junio	30	51%	19,841	10,06	14,40
Julio	30	52%	16,489	8,64	14,40
Agosto	31,2	44%	16,489	7,29	14,40
Septiembre	32,2	52%	19,84	10,24	14,40
Octubre	30,4	47%	21,085	9,93	14,40
Noviembre	30,6	77%	22,395	17,20	14,40
Diciembre	30,4	53%	23,776	12,70	14,40

Fuente: SENAMHI - Estación la Joya

4.2.4.7 Datos de precipitación y evaporación

Altitud:	1,557	msnm
Altura de agua a evaporar:		
Area unitaria	=	1 m ²
Altura de la torta	=	0.4 m
Densidad de lodo	=	1,040 kg/m ³ Obtenido laboratorio
Masa de torta (inicial)	=	416 kg
Cinicial	=	0.51 %
Masa seca	=	2.12 kg/m ²
Cfinal (perc.)	=	15 % (en un día)
Masa torta (perc.)	=	14.14 kg/m ²
Masa de agua perc.	=	401.86 kg/m ²
Altura de agua perc.	=	401.86 mm
Cfinal (Evap.)	=	25 %
Masa torta (Evap.)	=	8.49 kg/m ²
Masa de agua p/evap	=	5.66 kg/m ²
Altura de agua p/evap.	=	5.66 mm

4.2.4.8 Cálculo de tiempo de secado

Tabla 57 Cálculo de tiempo de secado

MES	PRECIPITACION (mm/mes)	PRECIPITACION (x0.57)	EVAPORACION (mm/mes)	EVAPORACION (x0.75)	Días/mes	Evap. Media (d/mm)	Tagua (Días)	T precipitación (Días)	Ttotal (Días)
Enero	43,400	24,738	464,888	348,666	31	0,089	0,503	2,199	2,702
Febrero	2,800	1,596	217,442	163,082	28	0,172	0,971	0,274	1,245

Marzo	12,400	7,068	443,653	332,740	31	0,093	0,527	0,658	1,186
Abril	3,000	1,710	299,191	224,393	30	0,134	0,756	0,229	0,985
Mayo	0,000	0,000	378,088	283,566	31	0,109	0,619	0,000	0,619
Junio	3,000	1,710	442,679	332,009	30	0,090	0,511	0,155	0,666
Julio	3,100	1,767	367,061	275,296	31	0,113	0,637	0,199	0,836
Agosto	0,000	0,000	430,281	322,711	31	0,096	0,543	0,000	0,543
Septiembre	0,000	0,000	434,577	325,933	30	0,092	0,521	0,000	0,521
Octubre	0,000	0,000	521,603	391,202	31	0,079	0,448	0,000	0,448
Noviembre	0,000	0,000	235,169	176,377	30	0,170	0,962	0,000	0,962
Diciembre	0,000	0,000	518,126	388,595	31	0,080	0,451	0,000	0,451

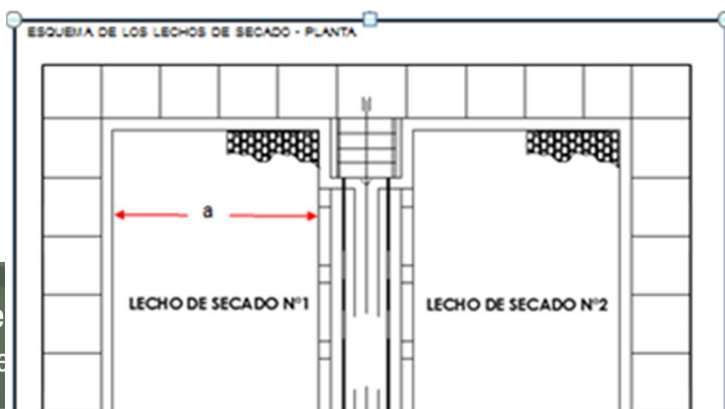
Fuente: Elaboración Propia

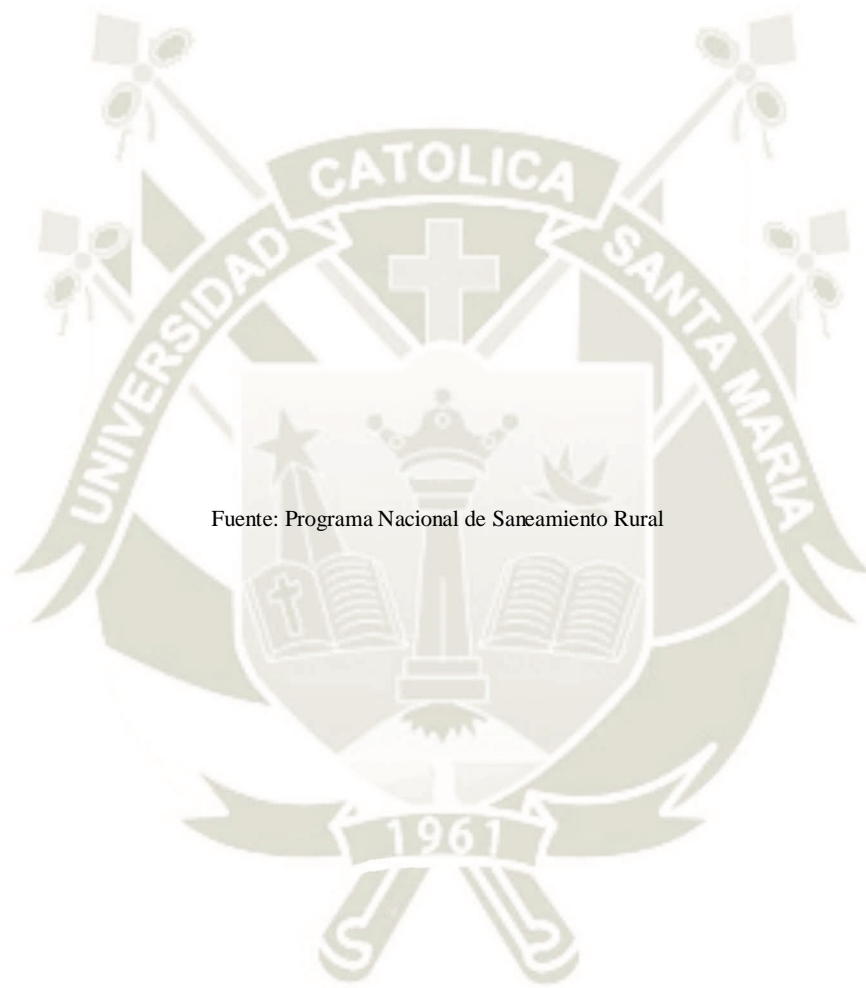
Tiempo de secado crítico: 3 Días
 Tiempo de percolación: 1 Días
 Tiempo total (T): 4 Días

4.2.4.9 Cálculo del área de lecho de secado

Caudal de diseño de PTA = 0.00265 m³/s
 Producción de lodos de PTA = 15.70%
 Caudal de lodos obtenidos de PTA = 0.0004161 m³/s
 35.95 m³/d
 0.235 l/s
 Área de un lecho de secado = 22.75 m²
 Tiempo de llenado de un lecho = 21872.37 s
 Concentración inicial = 0.51 %
 5.10 kg/m³
 Masa seca total = 183.33 kg/d
 Masa seca unitaria = 2.12 kg/m²
 Tiempo total de secado = 4 días
 Frecuencia de lavado de Prefiltro = 5 días
 Area = 63.99 m²
 0.01 ha
 Carga de solidos = 2.122 kg/m²
 Altura de torta final = -0.01 m
 Numero de lechos = 2,8
Se asume = 4

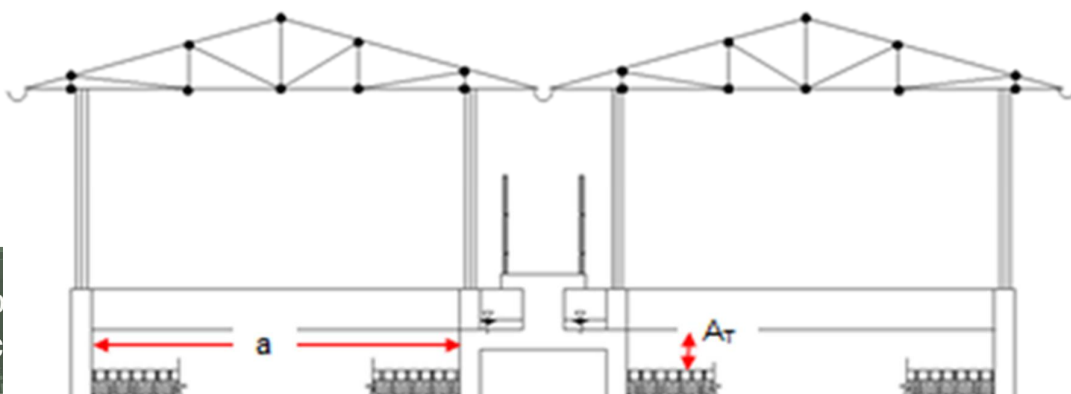
Ilustración 28 Esquema de los lechos de secado-planta





Fuente: Programa Nacional de Saneamiento Rural

Ilustración 29 Esquema de los lechos secado-corte



Fuente: Programa Nacional de Saneamiento Rural



4.3 SISTEMA DE DESINFECCIÓN (CON DOSIFICADOR)

4.3.1 Diseño del sistema de cloración

- Peso de hipoclorito de calcio:

$$P = Q * d$$

Donde:

P = Peso de cloro (gr/h)

Q = Caudal de agua a clorar (m³/h)

d= Dosificación (gr/m³)

- Peso del producto comercial a base del % de cloro:

$$Pc = P * 100/r$$

Donde:

Pc = Peso producto comercial (gr/h)

Q = Caudal del líquido a clorar en (m³/h)

r= (%) de cloro activo que contiene el producto

- Demanda horaria de solución de hipoclorito (q_s)

El valor de q_s permite optar por el equipo dosificador solicitado

$$qs = Pc * 100/c$$

Donde:

P_c = Peso producto comercial en (gr/h)

q_s = Demanda horaria de la solución en l/h,

Densidad de 1 litro de solución = 1 kg

c = Concentración de solución en porcentaje (%)

- Diseño del volumen de solución, en función al tiempo de consumo del recipiente en el que se almacenara la solución

$$Vs = qs * t$$

Donde:

V_s = Volumen de la solución en lt

t = Tiempo de uso de los recipientes de solución en hrs.

4.3.2 Cálculo del sistema de cloración por goteo

Dosis requerida: 2 mg/lt de hipoclorito de calcio

Porcentaje de cloro activo: 0.65 = 65%

Concentración de la solución= 0.25%

Equivalencia 1 gota= 5×10^{-5} lt

V reservorio (m3)	Qmd Caudal máximo diario (lps)	Qmd (m3/h)	Dosis (gr/m3)	P peso de cloro (gr/h)	Porcentaje de cloro activo (%)	Pc (gr/h)	Pc (Kgr/h)	C (%)	qs (l/h)	Tiempo de uso del recipiente (h)	Vs (Lt.)	Volumen Bidón adoptado Lt.	qs (gotas/s)
110	2,65	9,52	2,00	19,04	65,00	29,30	0,03	0,25	11,72	12	140,63	150	65

Cálculo del caudal de goteo constante

$$Q_{\text{goteo}} = C_d * A * (2 * g * h)^{0.5}$$

Donde:

Q_{goteo}	Caudal que ingresa por el orificio		
C_d	Coefficiente de descarga	= 0,8	unidimensional
A_o	Área del orificio (ϕ 2.0 mm)	= 3E-06	m ²
g	Aceleración de la gravedad	= 9,81	m/s ²
h_o	Profundidad del orificio	0,2	m
Q_{goteo}		= 4,97*10 ⁻⁶	m ³ /s
Q_{goteo}		= 5*10 ⁻³	lt/s
1 gota		= 5*10 ⁻⁵	lt
Q_{goteo}		= 99,5785	gotas/s

4.4 CISTERNA 48 M3

4.4.1 Diseño de la cámara de bombeo

N° de horas de bombeo	hb	Dato	14	h	
Tiempo	tb	$tb = (24 - hb) / 2$	5	h	Periodo de descanso máximo
Volumen de cisterna	Vc	$Vc = Qmd * tb * 60 * 60 / 1000$	48.00		
Ancho interior cisterna	b	Dato	3.40	m	Dato preliminar
Largo interior cisterna	L	Dato	6.60	m	Dato preliminar
Altura de espejo de agua	h		2.14	m	
Distancia vertical entre el eje salida y fondo reservorio	hi	Dato	20	cm	Distancia vertical para colocación de canastilla y evitar el ingreso de arenas.
Distancia vertical eje tubo de ingreso a un nivel máximo de ingreso de agua	k	Dato	0.2		
Altura total interna	H		2.54	m	
Nivel de sumergencia en succión=			0.35		Se asume un valor mayor a 0.21 m
Para impedir el ingreso de aire: S=			0.23		$=2.5 * D + 0.10$: donde D (m) diámetro de la succión
$S > 2.5x(V_2/2g)+0.20$			0.70		La velocidad considerada en m/s, g la aceleración de la gravedad 9.805.
Diámetro de ingreso	De	Ok	2	pulg	Con referencia al criterio de diseño de línea de conducción de agua cruda.
Diámetro de rebose	Dr	Ok	4	pulg	Referido a la Norma Peruana IS 010 Ítem 2.4 inciso m
Diámetro de limpia	DI	Ok	2	pulg	Se recomienda permitir el vaciado en máximo de 2 horas"
Tubería de ventilación	Dv	Ok	2	pulg	Referido al diámetro.
Cantidad de tuberías.	Cv	Ok	2	unidad	Referido a la cantidad de ventilación en unidades

4.4.2 Selección del equipo de bombeo y líneas complementarias

Parámetros Básicos de diseño	Datos de diseño	Unidad	Referencia, criterio o cálculo
Bombas de eje horizontal			Son equipos que tienen el eje de transmisión de la bomba en forma horizontal.
Numero de bombas	2	und	Criterios de diseño
Distancia vertical eje bomba horizontal y nivel de parada de bomba en cisterna =	0.00	m	Condición del diseño y disposición de bomba en cámara seca en succión positiva
Caudal de bombeo año 10	4.15	l/s	
Caudal de bombeo año 20	4.53	l/s	
Altura dinámica total (Ht)	22.33	m	$Ht = Hg + Hf \text{ total} + Ps = Hg \text{ succión} + Hf \text{ línea succión} + Hf \text{ accesorios} + Hg \text{ impulsión} + Hf \text{ línea de impulsión} + Hf \text{ accesorios impulsión} + Ps$
Potencia de la bomba	2.22	HP	$P = (57) * (58) / (76 * 0.6)$

4.4.3 Succión y NPSH

CAUDAL

Ingrese el caudal (Q): 4,5 m³/s

ALTURA DE DESCARGA

Ingrese la altura de descarga (H_{DESCARGA}): 18,5 mtr

ALTURA DE SUCCION

Altura de succión (H_{SUCCION}): 1 mtr

DIAMETRO DE LA TUBERIA

Diámetro de la tubería (D) 50 mm

RUGOSIDAD DE LA TUBERIA

Ingrese la rugosidad de la tubería (K) 0,002 mm

VISCOSIDAD DEL AGUA

Ingrese la viscosidad cinemática (u) 0,000001 m²/s

LONGITUD DE LA SUCCION

Longitud de succión 1 m

TEMPERATURA DEL AGUA

Ingresar la temperatura del agua (T) 20 °C

ALTITUD DEL LUGAR

Ingresar la altitud del lugar 1557 msnm

LONGITUD TOTAL

Ingrese longitud total 20,5 m

$$NPSH = H_p \pm H_z - H_{vp} - H_f$$

H_p = altura correspondiente a la presión absoluta sobre la superficie:

Como es depósito abierto:

$$H_p = 10.32 - 0.0011H$$

H = Altitud del lugar

$$H_p = 8,6073 \text{ m}$$

Tipo de succión: Negativa

H_z = Altura de la superficie del líquido hasta el ojo del impulsor

$$H_z = -1 \text{ m}$$

Hvp = Altura correspondiente a la tension del vapor del liquido a la temperatura existente

T °C	Presion de vapor N/m ²	Densidad r (kg/m ³)
0	588,36	999,9
5	882,54	1000
10	1176,72	999,7
15	1667,02	999,1
20	2451,5	998,2
25	3235,98	997,1
30	4314,65	995,7
35	5687,48	994,1
40	7452,56	992,2
45	9609,88	990,2
50	12355,56	988,1
55	15787,66	985,7
60	19906,18	983,2

De la tabla: para T = 20°C, se tiene:

(Pvp = presion de vapor)

$$P_{vp} = 2451,5 \text{ N/m}^2$$

$$r = 998,2 \text{ (kg/m}^3\text{)}$$

$$P_{vp} = \rho(g)(H_{vp})$$

$$H_{vp} = 0,25 \text{ m}$$

Hf = Pérdidas de altura desde la succion hasta el ojo del impulsor.

$$H_f = \frac{\lambda(L + \sum Le)}{D} \frac{v^2}{2g}$$

$$Q = v \cdot A \longrightarrow v = \frac{Q}{A}$$

$$v = 2,292 \text{ m/s}$$

Calculo de l: usando el diagrama de Moody o con modelos matematicos.

Usaremos el diagrama de MOODY:

$$\lambda = f\left(\text{Re}, \frac{k}{D}\right)$$

$$\text{Re} = \frac{v \cdot D}{\gamma}$$

$$K/D = 0,00004 \rightarrow \text{Rugosidad relativa}$$

$$\text{Re} = 114600$$

IR AL DIAGRAMA DE MOODY

$$l = 0,0162$$

Calculo de L:

$$L = 1 \text{ m}$$

Calculo de SLe, del monograma de perdidas secundarias:

Existe en la dmision una valvula de pie, y un codo:

- Valvula de pie: $Le = 4,5 \text{ m}$

- Codo brusco: $Le = 1,5 \text{ m}$

$$Sle = 6 \text{ m}$$

Luego, reemplazando los valores en:

$$H_f = \frac{\lambda(L + \sum Le)}{D} \frac{v^2}{2g}$$

$$H_f = 0,6073 \text{ m}$$

Luego el NPSH disponible:

$$NPSH = H_p \pm H_z - H_{vp} - H_f$$

$$NPSH \text{ disponible} = 6,75 \text{ mca}$$

Comparando con el **NPSH requerido** (catalogo de la bomba, ANEXO 1)

$$NPSH \text{ requerido } Z = 2 \text{ m}$$

Luego, se tendra:

$$NPSH \text{ disponible} > NPSH \text{ requerido}$$

OK

4.4.4 Cálculos en línea de impulsión

Hg impulsión = Altura desde el eje de la bomba hasta el nivel ingreso a reservorio	18.475	m	
Hf impulsión = Hf línea + Accesorios	1.143	m	
Diámetro de la impulsión	0.077	m	de bresse para diámetros económicos $D = 1.3 * \lambda^{1/4} * (Q/0.5)$, λ = Numero horas de bombeo/24
Diámetro comercial de impulsión en F°G° 3"	0.0818	m	Tubería 1" F°G° da un cálculo de 14.07 m de pérdidas en línea de impulsión y $V=0.78$ m/s, se debe priorizar bombas que demanden bajos HP, por la energía disponible en la zona rural de sistema monofásico.
Diámetro comercial de impulsión en F°G° 2 1/2"	0.0704	m	Tubería 1 1/2" F°G° da un cálculo de 1.83 m de pérdidas en línea y $V=0.33$ m/s, similar a la succión
Velocidad impulsión(m/seg)	1.165	m/seg	
S _r línea impulsión	0.040	m/m	$= (Q / (0.2785 * C * (D2.63))) / (1/0.54)$, se considera C=100 para F°G°
Longitud de impulsión	10	m	Diseño
H _f línea de impulsión	0.3958	m	
H Accesorios en la impulsión	0.7471	m	

Accesorios Impulsión y caseta de bombeo

	K	Total Parcial
Ampliación	0.3	0
codo 90°	0.9	0.9
Válvula de retención	2.5	2.5
Válvula de compuerta abierta	1	2
Yee simple	0.3	0.3
Codo 45° en línea impulsión	0.2	1.6
Codo 90° en ingreso a reservorio	0.9	1.8
Válvula compuerta	1	1
Tee de By Pass	0.2	0.2
Ingreso a reservorio	0.5	0.5
Total		10.8

4.4.5 Dimensionamiento de canastilla

Diámetro de salida	Dsc	Dato	53.90	mm	Diámetro Interno PVC
Longitud de canastilla sea mayor a 3 veces diámetro salida y menor a 6 Dc	c	Dato	5	veces	5 veces
Longitud de la canastilla	Lc	Ecuación	269.50	mm.	
Área de Ranuras	Ar	Dato	38.48	mm ² .	Radio de 7 mm
Diámetro canastilla Dc	Dc	Ecuación	107.80	mm.	Se recomienda 2 veces el diámetro de salida
Longitud de circunferencia	Lc	Ecuación	338.66	mm.	
Número de ranuras en diámetro canastilla espaciados 1.5 cm	Nr	Ecuación	22.00	ranuras	
Área total de ranuras	At	Ecuación	4.563	mm ² .	
Número total de ranuras	R	Ecuación	118.00	ranuras	
Número de filas transversal a canastilla	F	Ecuación	5.00	filas	
Espaciamiento libre en los extremos	o	Dato	2.00	cm.	
Espaciamiento de perforación longitudinal a la tubería	s	Ecuación	5.00	cm.	

4.5 RESERVORIO

4.5.1 Cálculo del volumen de Almacenamiento:

$$v_{alm} = v_{reg} + v_{res} + v_{ci} + v_{func}$$

4.5.1.1 Cálculo de volumen de regulación

a) $v_{reg} = 0.3 Q_p * \frac{24}{NHB}$ (Ámbito rural)

$$V_{reg} = 0.3 * (2.035) * \frac{24}{16} * 86.40$$

$$V_{reg} = 79.11 \text{ m}^3$$

4.5.1.2 Cálculo de volumen de reserva

$$V_{reserva} = 7\% Q_{md} \text{ (Según Sedapal)}$$

$$V_{reserva} = 0.07 * 2.65 \frac{\text{Lts}}{\text{seg}} * 86.4$$

$$V_{reserva} = 16.03 \text{ m}^3$$

4.5.1.3 Cálculo de volumen contra incendio

$$V_{ci} = 0$$

Tenemos población < 10,000 hab.

4.5.1.4 Volumen de funcionamiento

$$V_{func} = 15\% (V_{reg} + V_{res}) \quad \text{(Según recomendación de técnicos del PNSR)}$$

$$V_{funcionamiento} = 15\% (79.11 + 16.03)$$

$$V_{funcionamiento} = 14.27 \text{ m}^3$$

4.5.2 Volumen total

$$v_{alm} = v_{reg} + v_{res} + v_{ci} + v_{func}$$

$$V_{almace.} = 79.11 + 16.03 + 0.00 + 14.27$$

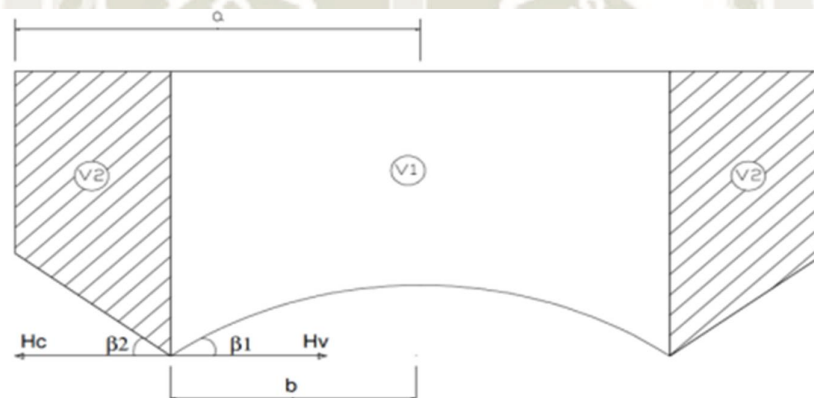
$$V_{almace.} = 110.00 \text{ m}^3$$

4.5.3 Pre Diseño

4.5.3.1 Pre dimensionamiento

El tamaño del tanque INTZE debe diseñarse para eliminar el empuje en la viga circular inferior que conecta la pared cónica con la pared esférica, es decir, para reducir la componente longitudinal de la presión del domo C_c y el C_v del voladizo cónico.

Ilustración 30 Sección de volúmenes para deposito INTZE



Componentes longitudinales de presiones C_c y C_v

$$C_c = \frac{\gamma V_1}{\text{Sen}(\beta_1)}$$

Ec. 1

$$C_v = \frac{\gamma V_2}{\text{Sen}(\beta_2)}$$

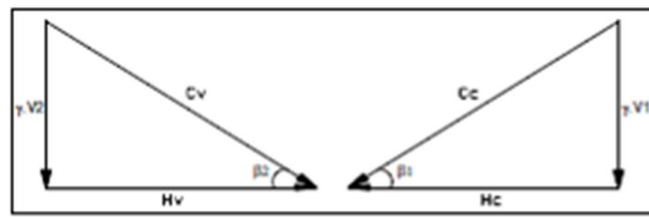
Ec. 2

Dónde:

- V_1 = Volumen sobre la cúpula esférica.
- V_2 = Volumen sobre la superficie cónica.
- β_1 = Ángulo interior formado por la horizontal y la tangente a la curva.
- β_2 = Ángulo exterior formado por la horizontal y el fondo Cónico.

Seguidamente la descomposición horizontal se definirá de la siguiente manera:

Ilustración 31 Descomposición horizontal



$$H_c = C_c \cdot \cos(\beta_1) \rightarrow H_c = \left(\frac{\gamma \cdot V_1}{\text{Sen}(\beta_1)} \right) \cdot \cos(\beta_1)$$

Ec. 3

$$H_v = C_v \cdot \cos(\beta_2) \rightarrow H_v = \left(\frac{\gamma \cdot V_2}{\text{Sen}(\beta_2)} \right) \cdot \cos(\beta_2)$$

Ec. 4

Como utilizaremos un fondo tipo INTZE debe cumplir que:

Se debe cumplir que:

$$H_c = H_v$$

Ec. 5

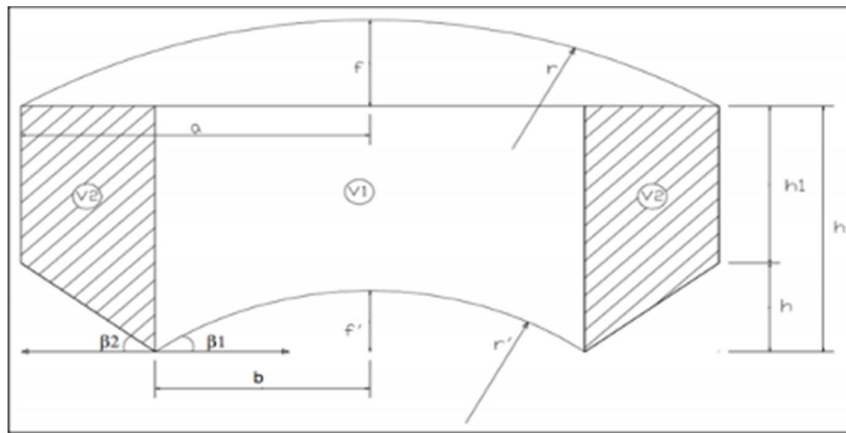
Reemplazando y simplificando

$$\frac{V_1}{\text{Tan}(\beta_1)} = \frac{V_2}{\text{Tan}(\beta_2)}$$

Ec. 6

4.5.3.2 Dimensionamiento del depósito de almacenamiento

Ilustración 32 variables en función al dimensionamiento de deposito



Cálculo de V1 y V2 en función de las variables que se muestran en la Ilustración 34:

$$V_1 = \pi \cdot b^2 \cdot h_2 - \pi \cdot f'^2 \left(r' - \frac{f'}{3} \right)$$

Ec. 7

$$V_2 = \frac{(a - b)}{3} \cdot \pi [h_1(2a + b) + h_2(2b + a)]$$

Ec. 8

$$\tan(\beta_1) = \frac{b}{\sqrt{r'^2 - b^2}}$$

Ec. 9

$$\tan(\beta_2) = \frac{h_2 - h_1}{a - b}$$

Ec. 10

Utilizando el Teorema del producto de los segmentos de cuerda en la cúpula y losa de fondo:

$$2r \cdot f = a^2 + f^2$$

Ec. 11

$$2r' \cdot f' = b^2 + f'^2$$

Ec. 12

a) **consideraciones de pre dimensionamiento**

Una primera aproximación es considerar los volúmenes V1 y V2 a nivel de H1; iguales.

$$V_1 = \pi \cdot h_1 \cdot b^2$$

Ec. 13

$$V_2 = \pi \cdot h_1 (a^2 - b^2)$$

Ec. 14

Igualando ambas expresiones y despejando a se tiene:

$$a = b\sqrt{2}$$

(a)

Considerando que $\beta_1 = \beta_2 = 45^\circ$

De la expresión (9.0)

$$\sqrt{r'^2 - b^2} = b$$

Ec. 9.1

Despejando r'

$$r' = b \cdot \sqrt{2}$$

(b)

De la expresión (10)

$$a - b = h_2 - h_1$$

Ec. 10.1

Si:

$$h_2 = a$$

(c)

$$h_1 = b$$

(d)

Sabiendo que:

$$f' = r' - \sqrt{r'^2 - b^2}$$

(e)

Reemplazando (a), (b) y (e) en (5.6), simplificando:

$$f' = a - b$$

(f)

Reemplazamos las expresiones (a), (b), (c), (d) y (f) obtenidas en (13) y (14) para obtener los volúmenes en función de "a".

- Para V_1 :

$$V_1 = \pi \left(\frac{a}{\sqrt{2}}\right)^2 a - \pi \left(a - \frac{a}{\sqrt{2}}\right)^2 \left(a - \frac{a - \frac{a}{\sqrt{2}}}{3}\right) = 1.327602 \cdot a^3$$

- Para V_2 :

$$V_2 = \frac{a - \frac{a}{\sqrt{2}}}{3} \pi \left[a \left(2\frac{a}{\sqrt{2}} + a \right) + \frac{a}{\sqrt{2}} \left(2a + \frac{a}{\sqrt{2}} \right) \right] = 1.327602 \cdot a^3$$

Luego el Volumen de almacenamiento será:

$$VA = V_1 + V_2 = 2.655205 \cdot a^3$$

Despejando "a" en función del volumen de almacenamiento:

$$a = 0.722160926 (V \cdot A)^{1/3}$$

(g)

Para el caso de la cobertura F. Moral sugiere valores de f de 1/2a a 1/5a:

Tomare un valor intermedio para los cálculos:

$$f = \frac{a}{3}$$

Luego reemplazando (h) en (11):

$$2r \cdot \frac{a}{2} = a^2 + \frac{a^2}{9}$$

$$2r = \frac{10}{3} a$$

$$r = \frac{5}{3} \cdot a$$

b) criterios para dimensionar

Se tendrá que considerar la chimenea de acceso luego el V_1 será reducido por el volumen de chimenea (V_{ch}) como se observa:

$$\frac{V_1 - V_{ch}}{\tan(\beta_1)} = \frac{V_2}{\tan(\beta_2)}$$

También se tendría que el Volumen de Almacenamiento (V_A), que será:

$$V.A = V_1 - V_{ch} + V_2$$

Sabiendo que:

$$V_{ch} = \pi D^2 \frac{h_2 - f'}{4}$$

Dónde:

D = Diámetro exterior de la chimenea

Al obtener de la primera aproximación, valores para el volumen de almacenamiento, menores al volumen útil, notamos de una primera apreciación, que podemos aumentar el volumen obtenido, si reducimos f' , con la consiguiente variación de r' , de los ángulos β_1 , β_2 y h_1 ; manteniendo el resto de los valores constantes.

De la expresión (12) despejamos r' :

$$r' = \frac{b^2 + f'^2}{2f'}$$

(j)

Haciendo que $\beta_1 = \beta_2$, $\tan(\beta_1) = \tan(\beta_2)$:

$$h_1 = h_2 - \frac{b(a-b)}{\sqrt{r'^2 - b^2}}$$

(k)

4.5.3.3 Cálculo de las dimensiones del depósito de almacenamiento. -

Para una primera aproximación utilizaremos los valores obtenidos del (a) al (k) y luego haremos variar f' hasta obtener el volumen deseado, siendo 110 m³.

Reemplazando valores en la expresión (g) se tiene:

$$V.A. = 110 \text{ m}^3$$

$$a = 0.722160926 (V.A.)^{1/3}$$

$$a = 3.46 \text{ m}$$

Reemplazando valores en la expresión (a) se tiene:

$$a = b\sqrt{2}$$

$$b = 2.45 \text{ m}$$

Reemplazando valores en la expresión (b) se tiene:

$$r' = b.\sqrt{2}$$

$$r' = 3.46 \text{ m}$$

Reemplazando valores en la expresión (c) se tiene:

Si:

$$h_2 = a$$

$$h_2 = 3.46 \text{ m}$$

Reemplazando valores en la expresión (d) se tiene:

$$h_1 = b$$

$$h_1 = 2.45 \text{ m}$$

Reemplazando valores en la expresión (e) se tiene:

Sabiendo que:

$$f' = r' - \sqrt{r'^2 - b^2}$$

$$f' = 1.013 \text{ m}$$

Para la cobertura se utiliza la expresión (f) y (i). Reemplazando valores en la expresión (f) se tiene

Reemplazando (a), (b) y (e) en (5.6), simplificando:

$$f = a * b$$

$$f = 1.013 \text{ m}$$

Reemplazando valores en la expresión (i) se tiene:

$$r = \frac{5}{3} \cdot a$$

$$r = 5.77 \text{ m}$$

Luego con estos primeros valores preparamos el cuadro siguiente, para obtener las dimensiones finales, haciendo variar al h' hasta dar con el volumen

Tabla 58 Iteraciones para cálculo de volumen de reservorio

Iteraciones	a	b	h2	Dext.	f'	r'	h1	V1	V2	Vch	V.A.
1	3,46 m	2,45 m	3,46 m	1,00 m	0,940 m	3,45 m	2,39 m	44,95 m3	44,95 m3	1,98 m3	87,92 m3
2	3,46 m	2,45 m	3,46 m	1,00 m	0,950 m	3,48 m	2,41 m	45,32 m3	45,32 m3	1,97 m3	88,68 m3
3	3,46 m	2,45 m	3,46 m	1,00 m	0,960 m	3,50 m	2,45 m	46,08 m3	46,08 m3	1,96 m3	90,19 m3
4	3,46 m	2,45 m	3,46 m	1,00 m	0,970 m	3,51 m	2,47 m	46,45 m3	46,45 m3	1,96 m3	90,95 m3
5	3,46 m	2,45 m	3,46 m	1,00 m	1,013 m	3,46 m	2,98 m	55,98 m3	55,98 m3	1,92 m3	110,04 m3
6	3,46 m	2,45 m	3,36 m	1,00 m	1,350 m	3,95 m	2,81 m	52,85 m3	52,85 m3	1,58 m3	104,12 m3
7	3,46 m	2,45 m	3,36 m	1,00 m	1,400 m	4,00 m	2,91 m	54,73 m3	54,73 m3	1,54 m3	107,92 m3
8	3,46 m	2,45 m	3,36 m	1,00 m	1,450 m	4,10 m	3,00 m	56,42 m3	56,42 m3	1,50 m3	111,34 m3

Fuente: Elaboración Propia

4.6 REDES DE DISTRIBUCIÓN Y LÍNEA DE ADUCCIÓN

Para el cálculo de los caudales se puede disponer del siguiente método:

4.6.1 Método de las Áreas - Redes cerradas

Consiste en la determinación del caudal en cada nudo considerando su área de influencia.

Este método es recomendable en localidades con densidad poblacional uniforme en toda la extensión del proyecto. El caudal en el nudo será:

$$Q_i = Q_u * A_i$$

Donde el caudal unitario de superficie se calcula por:

$$Q_u = Q_t / A_t$$

Q_u : Caudal unitario superficial o por unidad de área (L/s/Ha)

Q_i : Caudal en el nudo "i" (L/s)

Q_t : Caudal máximo horario del proyecto (L/s)

A_i : Área de influencia del nudo "i" (Ha)

A_t : Superficie total del proyecto (Ha)

$$Q_{mh} = Q_t$$

$$Q_{mh} = 4.070 \text{ lts/seg}$$

$$Q_u = \frac{Q_{mh}}{A_t}$$

$$Q_u = \frac{4.070}{17.500} = 0.23 \frac{\text{lts}}{\text{seg}} / \text{Ha}$$

Seguidamente obtendremos los caudales por nudo:

Tabla 59 Caudales por nudo N-1 a N-40

DESCRIPCIÓN	AREA (HA)	COTA (M.S.N.M.)	QI (LTS/SEG)
N-1	0,299	1561,484	0,0695
N-2	0,044	1562,170	0,0102
N-3	0,124	1561,149	0,0288
N-4	0,224	1561,418	0,0521
N-5	0,136	1559,328	0,0316
N-6	0,351	1557,918	0,0816
N-7	0,587	1558,044	0,1365
N-8	0,515	1556,550	0,1197
N-9	0,197	1556,950	0,0457
N-10	0,186	1552,932	0,0433
N-11	0,417	1552,587	0,0969
N-12	0,480	1553,380	0,1116
N-13	0,388	1552,672	0,0902
N-14	0,288	1553,968	0,0669
N-15	0,282	1552,609	0,0655
N-16	0,250	1554,111	0,0582
N-17	0,021	1556,229	0,0048
N-18	0,078	1556,622	0,0181
N-19	0,218	1561,463	0,0506
N-20	0,180	1561,278	0,0419
N-21	0,368	1560,409	0,0857
N-22	0,598	1558,383	0,1392
N-23	0,610	1556,014	0,1419
N-24	0,610	1561,545	0,1419
N-25	0,473	1559,214	0,1101
N-26	0,259	1556,065	0,0602
N-27	0,668	1560,638	0,1553
N-28	0,519	1558,902	0,1206
N-29	0,564	1557,154	0,1312
N-30	0,580	1554,890	0,1349
N-31	0,550	1553,915	0,1280
N-32	0,508	1558,306	0,1181
N-33	0,615	1557,258	0,1430
N-34	0,741	1555,289	0,1722
N-35	0,208	1555,103	0,0484
N-36	0,533	1559,952	0,1240
N-37	0,540	1554,730	0,1255
N-38	0,304	1554,362	0,0708
N-39	0,418	1559,097	0,0973
N-40	0,426	1556,408	0,0990

Fuente: elaboración propia

Tabla 60 Caudales por nudo N-41 a N-53

DESCRIPCION	AREA (HA)	COTA (M.S.N.M.)	QI (LTS/SEG)
N-41	0,164	1558,523	0,0381
N-42	0,196	1556,827	0,0455
N-43	0,232	1562,328	0,0540
N-44	0,096	1564,158	0,0224
N-45	0,093	1565,606	0,0217
N-46	0,145	1566,288	0,0338
N-47	0,081	1565,512	0,0189
N-48	0,151	1566,984	0,0352
N-49	0,149	1568,150	0,0346
N-50	0,180	1567,356	0,0418
N-51	0,199	1566,121	0,0462
N-52	0,231	1567,856	0,0537
N-53	0,226	1568,944	0,0526
	17,500		

Fuente: elaboración propia

Para el cumplimiento de verificación de presiones tenemos la siguiente consideración:

- La presión dinámica de servicio en cualquier punto de la red de agua no debe ser menor de 5 m.c.a. y
- La presión estática según la Norma de diseño no debe ser mayor a 60 m.c.a.

Con respecto a la incorporación de válvula de purga en las redes de distribución se ha considerado los siguientes tramos

Tabla 61 Válvulas de purga Red de distribución

Tramo	Tipo de Red	Válvula
T-4	Distribución	Purga
T-5	Distribución	Purga
T-11	Distribución	Purga
T-12	Distribución	Purga
T-12	Distribución	Purga
T-15	Distribución	Purga
T-22	Distribución	Purga
T-24	Distribución	Purga
T-34	Distribución	Purga
T-28	Distribución	Purga
T-46	Distribución	Purga
T-54	Distribución	Purga

Línea de aducción: R1 al N1: 0.46 m/seg, Presión nodo N°1: 20.00 m.c.a.

Tabla 62 Verificación de presiones

ID	NUDO	ELEVACION	GRADIENTE HIDRAULICA	PRESSURE (m H2O)	PRESION DINAMICA	PRESION ESTATICA
29	N-1	1.561,48	1.581,24	20	CUMPLE	CUMPLE
30	N-2	1.562,17	1.580,55	18	CUMPLE	CUMPLE
31	N-3	1.561,15	1.580,19	19	CUMPLE	CUMPLE
32	N-4	1.561,42	1.579,03	18	CUMPLE	CUMPLE
33	N-5	1.559,33	1.578,41	19	CUMPLE	CUMPLE
34	N-6	1.557,92	1.578,41	20	CUMPLE	CUMPLE
35	N-7	1.558,04	1.578,56	20	CUMPLE	CUMPLE
36	N-8	1.556,55	1.578,47	22	CUMPLE	CUMPLE
37	N-9	1.556,95	1.578,46	21	CUMPLE	CUMPLE
38	N-10	1.552,93	1.578,41	25	CUMPLE	CUMPLE
39	N-11	1.552,59	1.578,42	26	CUMPLE	CUMPLE
40	N-12	1.553,38	1.578,47	25	CUMPLE	CUMPLE
41	N-13	1.552,67	1.578,55	26	CUMPLE	CUMPLE
42	N-14	1.553,97	1.578,60	25	CUMPLE	CUMPLE
43	N-15	1.552,61	1.578,72	26	CUMPLE	CUMPLE
44	N-16	1.554,11	1.578,77	25	CUMPLE	CUMPLE
45	N-17	1.556,23	1.578,78	23	CUMPLE	CUMPLE
46	N-18	1.556,62	1.578,78	22	CUMPLE	CUMPLE
47	N-19	1.561,46	1.580,07	19	CUMPLE	CUMPLE
48	N-20	1.561,28	1.579,39	18	CUMPLE	CUMPLE
49	N-21	1.560,41	1.578,94	18	CUMPLE	CUMPLE
50	N-22	1.558,38	1.578,69	20	CUMPLE	CUMPLE
51	N-23	1.556,01	1.578,57	23	CUMPLE	CUMPLE
52	N-24	1.561,55	1.579,37	18	CUMPLE	CUMPLE
53	N-25	1.559,21	1.579,01	20	CUMPLE	CUMPLE
54	N-26	1.556,07	1.578,71	23	CUMPLE	CUMPLE
55	N-27	1.560,64	1.579,23	19	CUMPLE	CUMPLE
56	N-28	1.558,90	1.579,07	20	CUMPLE	CUMPLE
57	N-29	1.557,15	1.578,89	22	CUMPLE	CUMPLE
58	N-30	1.554,89	1.578,71	24	CUMPLE	CUMPLE
59	N-31	1.553,92	1.578,63	25	CUMPLE	CUMPLE
60	N-32	1.558,31	1.579,24	21	CUMPLE	CUMPLE
61	N-33	1.557,26	1.579,18	22	CUMPLE	CUMPLE
62	N-34	1.555,29	1.578,92	24	CUMPLE	CUMPLE
63	N-35	1.555,10	1.578,61	23	CUMPLE	CUMPLE
64	N-36	1.559,95	1.579,15	19	CUMPLE	CUMPLE
65	N-37	1.554,73	1.578,85	24	CUMPLE	CUMPLE
66	N-38	1.554,36	1.578,72	24	CUMPLE	CUMPLE
67	N-39	1.559,10	1.579,06	20	CUMPLE	CUMPLE
68	N-40	1.556,41	1.578,82	22	CUMPLE	CUMPLE

Fuente: elaboración propia

Tabla 63 Verificación de presiones

ID	NUDO	ELEVACION	GRADIENTE HIDRAULICA	PRESSURE (m H2O)	PRESION DINAMICA	PRESION ESTATICA
69	N-41	1.558,52	1.578,97	20	CUMPLE	CUMPLE
70	N-42	1.556,83	1.578,82	22	CUMPLE	CUMPLE
71	N-43	1.562,33	1.579,13	17	CUMPLE	CUMPLE
72	N-44	1.564,16	1.580,92	17	CUMPLE	CUMPLE
73	N-45	1.565,61	1.580,59	15	CUMPLE	CUMPLE
74	N-46	1.566,29	1.580,54	14	CUMPLE	CUMPLE
75	N-47	1.565,51	1.580,55	15	CUMPLE	CUMPLE
76	N-48	1.566,98	1.580,53	14	CUMPLE	CUMPLE
77	N-49	1.568,15	1.580,43	12	CUMPLE	CUMPLE
78	N-50	1.567,36	1.580,42	13	CUMPLE	CUMPLE
79	N-51	1.566,12	1.580,47	14	CUMPLE	CUMPLE
80	N-52	1.567,86	1.580,43	13	CUMPLE	CUMPLE
81	N-53	1.568,94	1.580,40	11	CUMPLE	CUMPLE

Fuente: elaboración propia

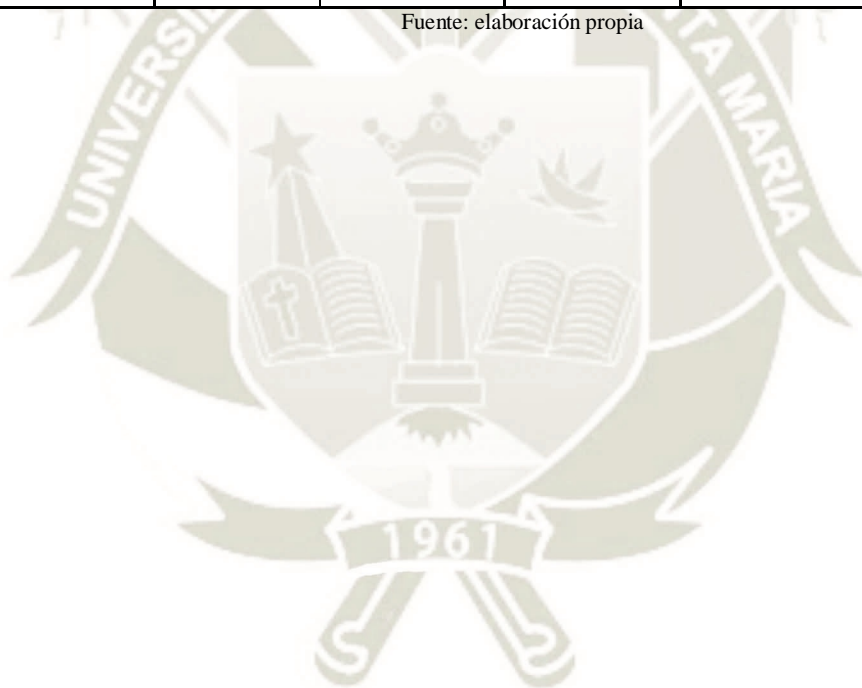


Tabla 64 Diámetro y velocidad de tramo 1 al tramo 27

ID	Label	Length (Scaled) (m)	Start Node	Stop Node	Diameter interior (mm)	Diámetro comercial (mm)	Diámetro comercial (pulg)	Material	Hazen-Williams C	Flow (L/s)	Velocity (m/s)	Headloss Gradient (m/m)
82	T-1	46	N-1	N-2	67,8	73	2 1/2"	PVC	150	4	1,01	0,0150
83	T-2	24	N-2	N-3	67,8	73	2 1/2"	PVC	150	4	1,01	0,0150
84	T-3	119	N-3	N-43	29,4	33	1"	PVC	150	0	0,45	0,0090
85	T-4	57	N-43	N-4	38	42	1"	PVC	150	0	0,22	0,0020
86	T-5	79	N-4	N-21	38	42	1"	PVC	150	0	0,18	0,0010
87	T-6	114	N-21	N-22	44,4	48	1 1/2"	PVC	150	0	0,27	0,0020
88	T-7	114	N-22	N-23	38,4	42	1 1/4"	PVC	150	0	0,17	0,0010
89	T-8	132	N-23	N-12	29,4	33	1"	PVC	150	0	0,12	0,0010
90	T-9	56	N-12	N-11	29,4	33	1"	PVC	150	0	0,13	0,0010
91	T-10	29	N-11	N-10	29,4	33	1"	PVC	150	0	0,06	0,0000
92	T-11	156	N-11	N-8	29,4	33	1"	PVC	150	0	0,08	0,0000
93	T-12	28	N-8	N-9	29,4	33	1"	PVC	150	0	0,07	0,0000
94	T-13	114	N-8	N-7	29,4	33	1"	PVC	150	0	0,12	0,0010
95	T-14	102	N-7	N-6	29,4	33	1"	PVC	150	0	0,17	0,0010
96	T-15	27	N-6	N-5	29,4	33	1"	PVC	150	0	0,05	0,0000
97	T-16	49	N-7	N-22	38,4	42	1 1/4"	PVC	150	0	0,29	0,0030
98	T-17	52	N-22	N-25	29,4	33	1"	PVC	150	0	0,36	0,0060
99	T-18	45	N-25	N-28	29,4	33	1"	PVC	150	0	0,17	0,0010
100	T-19	66	N-28	N-29	44,4	48	1 1/2"	PVC	150	0	0,3	0,0030
101	T-20	49	N-29	N-30	38,4	42	1 1/4"	PVC	150	0	0,33	0,0040
102	T-21	43	N-30	N-31	38,4	42	1 1/4"	PVC	150	0	0,22	0,0020
103	T-22	48	N-31	N-14	29,4	33	1"	PVC	150	0	0,12	0,0010
104	T-23	49	N-14	N-13	29,4	33	1"	PVC	150	0	0,14	0,0010
105	T-24	54	N-13	N-12	29,4	33	1"	PVC	150	0	0,17	0,0020
106	T-25	112	N-13	N-26	29,4	33	1"	PVC	150	0	0,17	0,0010
107	T-26	50	N-8	N-23	29,4	33	1"	PVC	150	0	0,2	0,0020
108	T-27	50	N-23	N-26	29,4	33	1"	PVC	150	0	0,24	0,0030

Fuente: elaboración propia

Tabla 65 Diámetro y velocidad de tramo 28 al tramo 54

ID	Label	Length (Scaled) (m)	Start Node	Stop Node	Diameter interior (mm)	Diametro comercial (mm)	Diametro comercial (pulg)	Material	Hazen-Williams C	Flow (L/s)	Velocity (m/s)	Headloss Gradient (m/m)
109	T-28	45	N-26	N-30	29,4	33	1"	PVC	150	0	0,03	0,0000
110	T-29	150	N-30	N-38	29,4	33	1"	PVC	150	0	0,04	0,0000
111	T-30	24	N-38	N-15	29,4	33	1"	PVC	150	0	0,08	0,0000
112	T-31	165	N-15	N-14	29,4	33	1"	PVC	150	0	0,12	0,0010
113	T-32	53	N-15	N-16	29,4	33	1"	PVC	150	0	0,13	0,0010
114	T-33	44	N-16	N-18	29,4	33	1"	PVC	150	0	0,09	0,0000
115	T-34	24	N-18	N-17	29,4	33	1"	PVC	150	0	0,01	0,0000
116	T-35	41	N-18	N-42	29,4	33	1"	PVC	150	0	0,12	0,0010
117	T-36	119	N-42	N-41	29,4	33	1"	PVC	150	0	0,16	0,0010
118	T-37	41	N-41	N-39	29,4	33	1"	PVC	150	0	0,22	0,0020
119	T-38	51	N-39	N-36	44,4	48	1 1/2"	PVC	150	0	0,24	0,0020
120	T-39	57	N-36	N-32	55,6	60	2"	PVC	150	-1	0,26	0,0020
121	T-40	149	N-32	N-19	55,6	60	2"	PVC	150	-1	0,52	0,0060
122	T-41	10	N-19	N-3	67,8	73		PVC	150	-3	0,91	0,0120
123	T-42	53	N-32	N-33	55,6	60	2"	PVC	150	1	0,21	0,0010
124	T-43	114	N-33	N-34	44,4	48	1 1/2"	PVC	150	0	0,28	0,0020
125	T-44	52	N-34	N-37	38,4	42	1 1/4"	PVC	150	0	0,19	0,0010
126	T-45	49	N-37	N-40	29,4	33	1"	PVC	150	0	0,12	0,0010
127	T-46	42	N-40	N-42	29,4	33	1"	PVC	150	0	0,03	0,0000
128	T-47	98	N-29	N-34	29,4	33	1"	PVC	150	0	0,07	0,0000
129	T-48	103	N-33	N-27	29,4	33	1"	PVC	150	0	0,09	0,0000
130	T-49	45	N-27	N-24	55,6	60	2"	PVC	150	-1	0,38	0,0030
131	T-50	3	N-24	N-20	55,6	60	2"	PVC	150	-2	0,67	0,0090
132	T-51	51	N-20	N-21	29,4	33	1"	PVC	150	0	0,45	0,0090
133	T-52	98	N-24	N-25	44,4	48	1 1/2"	PVC	150	1	0,36	0,0040
134	T-53	114	N-25	N-26	38,4	42	1 1/4"	PVC	150	0	0,27	0,0030
135	T-54	136	N-40	N-39	29,4	33	1"	PVC	150	0	0,19	0,0020

Fuente: elaboración propia

Tabla 66 Diámetro y velocidad del tramo 55 al tramo 74

ID	Label	Length (Scaled) (m)	Start Node	Stop Node	Diameter interior (mm)	Diametro comercial (mm)	Diametro comercial (pulg)	Material	Hazen-Williams C	Flow (L/s)	Velocity (m/s)	Headloss Gradient (m/m)
136	T-55	148	N-37	N-36	29,4	33	1"	PVC	150	0	0,2	0,0020
137	T-56	55	N-40	N-16	29,4	33	1"	PVC	150	0	0,13	0,0010
138	T-57	53	N-37	N-38	29,4	33	1"	PVC	150	0	0,22	0,0020
139	T-58	87	N-35	N-31	29,4	33	1"	PVC	150	0	0,07	0,0000
140	T-59	85	N-28	N-27	55,6	60	2"	PVC	150	-1	0,29	0,0020
141	T-60	53	N-20	N-19	55,6	60	2"	PVC	150	-2	0,81	0,0130
142	T-61	96	N-1	N-44	38,4	42	1 1/4"	PVC	150	0	0,31	0,0030
143	T-62	114	N-44	N-45	38,4	42	1 1/4"	PVC	150	0	0,29	0,0030
144	T-63	63	N-45	N-46	29,4	33	1"	PVC	150	0	0,12	0,0010
145	T-64	23	N-46	N-48	29,4	33	1"	PVC	150	0	0,07	0,0000
146	T-65	51	N-48	N-49	22,9	26,5	3/4"	PVC	150	0	0,17	0,0020
147	T-66	30	N-49	N-50	22,9	26,5	3/4"	PVC	150	0	0,08	0,0010
148	T-67	46	N-50	N-53	22,9	26,5	3/4"	PVC	150	0	0,06	0,0000
149	T-68	78	N-53	N-52	22,9	26,5	3/4"	PVC	150	0	0,06	0,0000
150	T-69	50	N-52	N-51	29,4	33	1"	PVC	150	0	0,12	0,0010
151	T-70	94	N-51	N-50	22,9	26,5	3/4"	PVC	150	0	0,08	0,0010
152	T-71	32	N-51	N-47	29,4	33	1"	PVC	150	0	0,24	0,0030
153	T-72	54	N-47	N-48	29,4	33	1"	PVC	150	0	0,08	0,0000
154	T-73	26	N-47	N-45	38,4	42	1 1/4"	PVC	150	0	0,2	0,0010
156	T-74	59	R-1	N-1	105,8	114	4"	PVC	150	4	0,46	0,0020

Fuente: elaboración propia

4.7 REDES DE ALCANTARILLADO SANITARIO

Población inicial =	1.642,00 hab.
Población futura =	1.937,00 hab.
Área total del proyecto =	15,28 ha
Densidad Poblacional =	126,76 hab./Ha
Dotación =	90,00 lts/hab/día
Coefficiente de retorno =	80,00%
Coefficiente de infiltración =	0,050 lts/seg/km
Caudal por conexiones erradas =	10,00% Caudal máximo

n	0,009
g=	9,81
Peso de Agua=	1009

velocidad mínima:	0,60	m/s	
velocidad máxima:	5,00	m/s	
tensión tractiva mínima:	1Pa=	0,102	kg/m ²
coeficiente de maning n:	0,013		

Tabla 67 Cálculo hidráulico sanitario Área – Población

TRAMO		Longitudes (ml)			Área (Ha.)			Población		Coef. Pico o Punta
Sup.	Inf.	Propio	Tribut.	Acum.	Propia	Tribut.	Acum.	Propio	Acum.	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
73	72	42,97	0,00	42,97	0,040	0,000	0,040	5,064	5,064	12,09
72	71	42,97	42,97	85,94	0,040	0,040	0,080	5,063	10,127	10,77
71	80	42,20	85,94	128,14	0,094	0,080	0,174	11,908	22,035	9,46
73	74	38,06	0,00	38,06	0,083	0,000	0,083	10,563	10,563	10,69
74	79	47,84	0,00	47,84	0,049	0,000	0,049	6,213	6,213	11,68
79	80	47,84	47,84	95,68	0,049	0,049	0,098	6,213	12,426	10,40
74	75	35,68	38,06	73,74	0,090	0,083	0,173	11,399	21,962	9,46
75	76	51,48	73,74	125,22	0,086	0,173	0,259	10,929	32,891	8,84
76	77	21,29	0,00	21,29	0,051	0,000	0,051	6,519	6,519	11,59
77	78	66,06	21,29	87,35	0,038	0,051	0,090	4,861	11,380	10,56
76	81	57,57	125,22	182,79	0,029	0,259	0,289	3,716	36,607	8,69
80	81	38,77	223,82	262,59	0,094	0,272	0,366	11,920	46,381	8,35
81	78	23,70	445,38	469,08	0,035	0,655	0,690	4,452	87,440	7,51
78	82	50,00	556,43	606,43	0,000	0,780	0,780	0,000	98,820	7,36
82	83	70,00	606,43	676,43	0,000	0,78	0,780	0,000	98,820	7,36
83	1	11,45	676,43	687,88	0,000	0,780	0,780	0,000	98,820	7,36
1	2	54,20	687,88	742,08	0,160	0,780	0,940	20,274	119,094	7,13
1	12	64,05	0,00	64,05	0,239	0,000	0,239	30,243	30,243	8,97
2	3	57,75	742,08	799,83	0,111	0,940	1,050	14,050	133,144	7,00
12	13	64,05	64,05	128,10	0,243	0,239	0,482	30,802	61,045	7,98
13	14	54,52	0,00	54,52	0,357	0,000	0,357	45,308	45,308	8,38
3	15	15,77	799,83	815,60	0,070	1,050	1,121	8,897	142,042	6,93
15	14	52,70	815,60	868,30	0,194	1,121	1,315	24,593	166,634	6,74
3	4	38,26	0,00	38,26	0,140	0,000	0,140	17,784	17,784	9,80

Fuente: Elaboración propia

Tabla 68 Cálculo hidráulico sanitario Área - Población

TRAMO		Longitudes (ml)			Area (Ha.)			Población		Coef. Pico o Punta	
Sup.	Inf.	Propio	Tribut.	Acum.	Propia	Tribut.	Acum.	Propio	Acum.		
13	28	73,83	128,10	201,93	0,286	0,482	0,768	36,246	97,291	7,38	
	28	73,83	201,93	275,76	0,286	0,768	1,053	36,242	133,533	7,00	
	29	56,62	275,76	332,38	0,355	1,053	1,408	44,950	178,483	6,67	
	49	51,75	332,38	384,13	0,298	1,408	1,706	37,794	216,277	6,46	
	50	54,32	384,13	438,45	0,270	1,706	1,976	34,245	250,522	6,30	
	29	56,20	0,00	56,20	0,281	0,000	0,281	35,680	35,680	8,72	
	49	72,42	0,00	72,42	0,185	0,000	0,185	23,399	23,399	9,36	
	50	64,42	0,00	64,42	0,164	0,000	0,164	20,826	20,826	9,54	
	54	70	56,03	438,45	494,48	0,067	1,98	2,044	8,548	259,070	6,27
	70	55	56,03	494,48	550,51	0,067	2,044	2,111	8,548	267,618	6,23
	51	52	64,42	64,42	128,84	0,164	0,16	0,328	20,770	41,596	8,50
	48	47	72,42	72,42	144,84	0,185	0,18	0,369	23,400	46,799	8,34
	4	5	50,46	38,26	88,72	0,125	0,14	0,265	15,798	33,582	8,81
	5	6	50,47	88,72	139,19	0,125	0,26	0,390	15,839	49,420	8,26
	6	17	49,80	0,00	49,80	0,271	0,000	0,271	34,392	34,392	8,78
	6	7	56,91	139,19	196,10	0,145	0,390	0,535	18,335	67,756	7,84
	7	8	56,91	196,10	253,01	0,132	0,535	0,667	16,742	84,497	7,55
	8	9	78,07	253,01	331,08	0,201	0,667	0,868	25,467	109,964	7,23
	9	11	78,07	331,08	409,15	0,174	0,868	1,042	22,088	132,052	7,01
	10	11	25,53	0,00	25,53	0,054	0,000	0,054	6,842	6,842	11,49
	11	21	53,54	434,68	488,22	0,313	1,096	1,409	39,691	178,584	6,67
	8	19	50,14	0,00	50,14	0,326	0,000	0,326	41,313	41,313	8,51
	15	16	55,30	0,00	55,30	0,146	0,000	0,146	18,537	18,537	9,73
	16	17	55,30	55,30	110,60	0,146	0,146	0,292	18,537	37,074	8,67
	17	26	49,32	110,60	159,92	0,265	0,29	0,557	33,583	70,657	7,78

Tabla 69 Cálculo hidráulico sanitario Área – Población

TRAMO		Longitudes (ml)			Área (Ha.)			Población		Coef. Pico o Punta
Sup.	Inf.	Propio	Tribut.	Acum.	Propia	Tribut.	Acum.	Propio	Acum.	
14	27	47,03	868,30	915,33	0,122	1,31	1,437	15,455	182,090	6,65
	27	47,05	915,33	962,38	0,122	1,44	1,559	15,462	197,552	6,56
	26	52,21	962,38	1014,59	0,256	1,56	1,814	32,411	229,963	6,39
	17	56,47	49,80	106,27	0,140	0,27	0,411	17,687	52,079	8,19
	18	56,47	106,27	162,74	0,140	0,411	0,550	17,687	69,766	7,80
	26	56,58	159,92	216,50	0,144	0,56	0,701	18,238	88,895	7,49
	25	56,60	216,50	273,10	0,144	0,70	0,845	18,244	107,139	7,26
	24	54,02	0,00	54,02	0,147	0,000	0,147	18,639	18,639	9,72
	23	56,42	54,02	110,44	0,147	0,15	0,294	18,639	37,278	8,66
	19	67,74	0,00	67,74	0,170	0,000	0,170	21,552	21,552	9,49
	20	67,74	67,74	135,48	0,170	0,170	0,340	21,552	43,104	8,45
	21	55,13	623,70	678,83	0,298	1,75	2,047	37,748	259,436	6,26
	22	56,75	789,27	846,02	0,281	2,34	2,622	35,624	332,338	6,01
	37	41,03	0,00	41,03	0,107	0,00	0,107	13,624	13,624	10,25
	37	48,62	846,02	894,64	0,198	2,62	2,820	25,123	357,461	5,94
	38	48,62	894,64	943,26	0,201	2,82	3,021	25,422	382,883	5,87
	35	48,28	0,00	48,28	0,185	0,00	0,185	23,498	23,498	9,35
	36	45,94	89,31	135,25	0,075	0,29	0,368	9,536	46,658	8,34
	39	44,09	135,25	179,34	0,072	0,37	0,440	9,151	55,809	8,10
	44	56,82	1122,60	1179,42	0,162	3,46	3,623	20,543	459,235	5,69
	19	48,91	212,88	261,79	0,285	0,88	1,162	36,149	147,229	6,89
	24	53,02	534,89	587,91	0,285	2,01	2,291	36,064	290,433	6,15
	14	55,57	54,52	110,09	0,186	0,36	0,543	23,544	68,851	7,82
	32	46,78	110,09	156,87	0,195	0,54	0,738	24,663	93,514	7,43
	31	46,78	156,87	203,65	0,196	0,74	0,933	24,785	118,299	7,14
	32	74,66	0,00	74,66	0,276	0,00	0,276	34,979	34,979	8,75

Tabla 70 Cálculo hidráulico sanitario Área - Población

TRAMO		Longitudes (ml)			Área (Ha.)			Población		Coef. Pico o Punta
Sup.	Inf.	Propio	Tribut.	Acum.	Propia	Tribut.	Acum.	Propio	Acum.	
33	34	61,64	1089,25	1150,89	0,238	2,09	2,328	30,129	295,070	6,13
34	41	1089,25	1150,89	2240,14	0,196	2,33	2,524	24,817	319,887	6,05
30	42	52,87	259,85	312,72	0,179	1,21	1,393	22,630	176,609	6,68
41	43	45,19	2240,14	2285,33	0,196	2,52	2,719	24,817	344,704	5,97
42	43	55,27	312,72	367,99	0,178	1,39	1,572	22,611	199,220	6,55
43	47	52,40	2653,32	2705,72	0,267	4,29	4,558	33,879	577,803	5,48
34	35	51,83	0,00	51,83	0,250	0,00	0,250	31,675	31,675	8,90
35	40	71,15	639,74	710,89	0,200	2,54	2,741	25,302	347,409	5,97
40	46	71,15	710,89	782,04	0,200	2,74	2,940	25,297	372,707	5,90
45	46	26,91	0,00	26,91	0,130	0,00	0,130	16,457	16,457	9,93
46	47	53,50	808,95	862,45	0,270	3,07	3,341	34,273	423,436	5,77
47	52	48,55	3713,01	3761,56	0,244	8,27	8,512	30,950	1078,988	4,94
52	55	52,79	128,84	181,63	0,219	0,33	0,547	27,791	69,387	7,81
52	53	56,99	3761,56	3818,55	0,151	8,51	8,663	19,112	1098,100	4,92
45	53	55,08	1179,42	1234,50	0,154	3,62	3,777	19,555	478,790	5,65
55	56	36,06	732,14	768,20	0,037	2,66	2,696	4,671	341,675	5,98
53	56	56,64	5053,05	5109,69	0,145	12,44	12,586	18,435	1595,325	4,62
56	57	33,52	5877,89	5911,41	0,000	15,28	15,281	0,000	1937,000	4,48
57	58	50,00	5911,41	5961,41	0,000	15,28	15,281	0,000	1937,000	4,48
58	59	70,00	5961,41	6031,41	0,000	15,28	15,281	0,000	1937,000	4,48
59	60	70,00	6031,41	6101,41	0,000	15,28	15,281	0,000	1937,000	4,48
60	61	69,93	6101,41	6171,34	0,000	15,28	15,281	0,000	1937,000	4,48
61	62	70,00	6171,34	6241,34	0,000	15,28	15,281	0,000	1937,000	4,48
62	63	70,00	6241,34	6311,34	0,000	15,28	15,281	0,000	1937,000	4,48
63	64	70,00	6311,34	6381,34	0,000	15,28	15,281	0,000	1937,000	4,48
64	65	70,00	6381,34	6451,34	0,000	15,28	15,281	0,000	1937,000	4,48
65	66	70,00	6451,34	6521,34	0,000	15,28	15,281	0,000	1937,000	4,48
66	67	70,00	6521,34	6591,34	0,000	15,28	15,281	0,000	1937,000	4,48
67	68	70,00	6591,34	6661,34	0,000	15,28	15,281	0,000	1937,000	4,48
68	69	26,71	6661,34	6688,05	0,000	15,28	15,281	0,000	1937,000	4,48

Fuente: Elaboración propia

Tabla 71 Determinación de caudales y diámetros

Caudales (lts/seg)						Pend. (%)	Diam. (mm)	Diámetro interior Di (mm) S-25
Caudal Promedio	Caudal Máximo Horario	Inf.	M. Emp-	Acum.	Diseño			
12	13	14	15	16	17	18	19	
0,0042	0,0510	0,0021	0,0051	0,0583	1.5	0,5143	250,00	240,20
0,0084	0,0909	0,0043	0,0091	0,1042	1.5	1,5755	250,00	240,20
0,0184	0,1736	0,0064	0,0174	0,1974	1.5	3,5000	250,00	240,20
0,0088	0,0941	0,0019	0,0094	0,1054	1.5	3,2948	250,00	240,20
0,0052	0,0605	0,0024	0,0060	0,0689	1.5	0,5309	250,00	240,20
0,0104	0,1077	0,0048	0,0108	0,1233	1.5	1,8123	250,00	240,20
0,0183	0,1731	0,0037	0,0173	0,1941	1.5	0,8296	250,00	240,20
0,0274	0,2424	0,0063	0,0242	0,2729	1.5	0,5692	250,00	240,20
0,0054	0,0630	0,0011	0,0063	0,0703	1.5	2,5270	250,00	240,20
0,0095	0,1001	0,0044	0,0100	0,1145	1.5	1,4169	250,00	240,20
0,0305	0,2650	0,0091	0,0265	0,3006	1.5	2,2494	250,00	240,20
0,0387	0,3227	0,0131	0,0323	0,3681	1.5	1,9680	250,00	240,20
0,0729	0,5473	0,0235	0,0547	0,6255	1.5	0,7553	250,00	240,20
0,0824	0,6060	0,0303	0,0606	0,6970	1.5	2,2740	250,00	240,20
0,0824	0,6060	0,0338	0,0606	0,7005	1.5	1,3000	250,00	240,20
0,0824	0,6060	0,0344	0,0606	0,7010	1.5	6,3581	250,00	240,20
0,0992	0,7080	0,0371	0,0708	0,8159	1.5	3,2841	250,00	240,20
0,0252	0,2260	0,0032	0,0226	0,2518	1.5	3,6893	250,00	240,20
0,1110	0,7769	0,0400	0,0777	0,8945	1.5	1,4719	250,00	240,20
0,0509	0,4057	0,0064	0,0406	0,4527	1.5	0,5386	250,00	240,20
0,0378	0,3165	0,0027	0,0317	0,3509	1.5	0,5851	250,00	240,20
0,1184	0,8199	0,0408	0,0820	0,9426	1.5	0,6595	250,00	240,20
0,1389	0,9365	0,0434	0,0937	1,0736	1.5	0,5560	250,00	240,20
0,0148	0,1452	0,0019	0,0145	0,1617	1.5	4,9111	250,00	240,20
0,0811	0,5982	0,0101	0,0598	0,6681	1.5	0,6027	250,00	240,20
0,1113	0,7788	0,0138	0,0779	0,8704	1.5	1,7215	250,00	240,20
0,1487	0,9917	0,0166	0,0992	1,1075	1.5	0,4239	250,00	240,20
0,1802	1,1637	0,0192	0,1164	1,2993	1.5	0,5314	250,00	240,20
0,2088	1,3153	0,0219	0,1315	1,4688	1.5	0,4381	250,00	240,20
0,0297	0,2594	0,0028	0,0259	0,2881	1.5	0,8505	250,00	240,20
0,0195	0,1825	0,0036	0,0183	0,2044	1.5	1,1723	250,00	240,20
0,0174	0,1656	0,0032	0,0166	0,1854	1.5	0,4455	250,00	240,20
0,2159	1,3526	0,0247	0,1353	1,5126	1,5126	2,1596	250,00	240,20
0,2230	1,3897	0,0275	0,1390	1,5562	1,5562	11,2011	250,00	240,20
0,0347	0,2948	0,0064	0,0295	0,3307	1.5	11,0789	250,00	240,20

Fuente: Elaboración propia

Tabla 72 Determinación de caudales y diámetros

Caudal Promedio	Caudales (lts/seg)					Pend. (%)	Diam. (mm)	Diámetro interior Di (mm) S-25
	Caudal Máximo Horario	Inf.	M. Emp-	Acum.	Diseño			
0,0390	0,3252	0,0072	0,0325	0,3649	1.5	9,2958	250,00	240,20
0,0280	0,2466	0,0044	0,0247	0,2757	1.5	1,8331	250,00	240,20
0,0412	0,3403	0,0070	0,0340	0,3812	1.5	0,4934	250,00	240,20
0,0287	0,2516	0,0025	0,0252	0,2792	1.5	0,6124	250,00	240,20
0,0565	0,4426	0,0098	0,0443	0,4966	1.5	0,5148	250,00	240,20
0,0704	0,5319	0,0127	0,0532	0,5978	1.5	0,4867	250,00	240,20
0,0916	0,6624	0,0166	0,0662	0,7452	1.5	2,1391	250,00	240,20
0,1100	0,7716	0,0205	0,0772	0,8692	1.5	2,4427	250,00	240,20
0,0057	0,0655	0,0013	0,0066	0,0734	1.5	0,7912	250,00	240,20
0,1488	0,9921	0,0244	0,0992	1,1158	1.5	0,4987	250,00	240,20
0,0344	0,2931	0,0025	0,0293	0,3249	1.5	0,8416	250,00	240,20
0,0154	0,1503	0,0028	0,0150	0,1681	1.5	0,7776	250,00	240,20
0,0309	0,2678	0,0055	0,0268	0,3001	1.5	5,1067	250,00	240,20
0,0589	0,4583	0,0080	0,0458	0,5121	1.5	0,5393	250,00	240,20
0,1517	1,0083	0,0458	0,1008	1,1549	1.5	1,3183	250,00	240,20
0,1646	1,0792	0,0481	0,1079	1,2352	1.5	5,5409	250,00	240,20
0,1916	1,2248	0,0507	0,1225	1,3980	1.5	0,9787	250,00	240,20
0,0434	0,3554	0,0053	0,0355	0,3963	1.5	0,6056	250,00	240,20
0,0581	0,4535	0,0081	0,0453	0,5070	1.5	0,6109	250,00	240,20
0,0741	0,5549	0,0108	0,0555	0,6212	1.5	0,5868	250,00	240,20
0,0893	0,6482	0,0137	0,0648	0,7267	1.5	0,6537	250,00	240,20
0,0155	0,1510	0,0027	0,0151	0,1688	1.5	3,5302	250,00	240,20
0,0311	0,2690	0,0055	0,0269	0,3015	1.5	2,9280	250,00	240,20
0,0180	0,1704	0,0034	0,0170	0,1909	1.5	1,6519	250,00	240,20
0,0359	0,3036	0,0068	0,0304	0,3408	1.5	3,3998	250,00	240,20
0,2162	1,3542	0,0339	0,1354	1,5235	1,5235	0,7582	250,00	240,20
0,2769	1,6644	0,0423	0,1664	1,8732	1,8732	0,4617	250,00	240,20
0,0114	0,1163	0,0021	0,0116	0,1300	1.5	0,4460	250,00	240,20
0,2979	1,7686	0,0447	0,1769	1,9902	1,9902	0,4504	250,00	240,20
0,3191	1,8728	0,0472	0,1873	2,1072	2,1072	0,9461	250,00	240,20
0,0196	0,1832	0,0024	0,0183	0,2039	1.5	7,5414	250,00	240,20
0,0389	0,3243	0,0068	0,0324	0,3635	1.5	0,5594	250,00	240,20
0,0465	0,3765	0,0090	0,0377	0,4231	1.5	0,5421	250,00	240,20
0,3827	2,1790	0,0590	0,2179	2,4559	2,4559	0,3854	250,00	240,20
0,1227	0,8447	0,0131	0,0845	0,9423	1.5	0,5745	250,00	240,20
0,2420	1,4877	0,0294	0,1488	1,6658	1,6658	0,6846	250,00	240,20
0,0574	0,4485	0,0055	0,0449	0,4989	1.5	0,6064	250,00	240,20
0,0779	0,5788	0,0078	0,0579	0,6445	1.5	0,5900	250,00	240,20
0,0986	0,7040	0,0102	0,0704	0,7846	1.5	4,3074	250,00	240,20

Fuente: Elaboración propia

Tabla 73 Determinación de caudales y diámetros

Caudal Promedio	Caudales (lts/seg)					Pend. (%)	Diam. (mm)	Diámetro interior Di (mm) S-25
	Caudal Máximo Horario	Inf.	M. Emp-	Acum.	Diseño			
0,0291	0,2551	0,0037	0,0255	0,2844	1.5	4,5553	250,00	240,20
0,2459	1,5074	0,0575	0,1507	1,7157	1,7157	0,5256	250,00	240,20
0,2666	1,6123	0,1120	0,1612	1,8856	1,8856	0,4241	250,00	240,20
0,1472	0,9830	0,0156	0,0983	1,0969	1.5	2,4513	250,00	240,20
0,2873	1,7159	0,1143	0,1716	2,0017	2,0017	0,5776	250,00	240,20
0,1660	1,0868	0,0184	0,1087	1,2138	1.5	9,0791	250,00	240,20
0,4815	2,6385	0,1353	0,2638	3,0376	3,0376	0,5267	250,00	240,20
0,0264	0,2349	0,0026	0,0235	0,2610	1.5	0,4438	250,00	240,20
0,2895	1,7271	0,0355	0,1727	1,9353	1,9353	0,5692	250,00	240,20
0,3106	1,8312	0,0391	0,1831	2,0534	2,0534	5,7892	250,00	240,20
0,0137	0,1361	0,0013	0,0136	0,1511	1.5	0,6243	250,00	240,20
0,3529	2,0366	0,0431	0,2037	2,2834	2,2834	0,7514	250,00	240,20
0,8992	4,4391	0,1881	0,4439	5,0711	5,0711	0,2430	250,00	240,20
0,0578	0,4514	0,0091	0,0451	0,5056	1.5	0,5683	250,00	240,20
0,9151	4,5045	0,1909	0,4504	5,1458	5,1458	0,2509	250,00	240,20
0,3990	2,2561	0,0617	0,2256	2,5434	2,5434	1,5087	250,00	240,20
0,2847	1,7033	0,0384	0,1703	1,9120	1,9120	1,0788	250,00	240,20
1,3294	6,1484	0,2555	0,6148	7,0187	7,0187	0,9640	250,00	240,20
1,6142	7,2272	0,2956	0,7227	8,2454	8,2454	0,8025	250,00	240,20
1,6142	7,2272	0,2981	0,7227	8,2479	8,2479	0,3720	250,00	240,20
1,6142	7,2272	0,3016	0,7227	8,2514	8,2514	0,7886	250,00	240,20
1,6142	7,2272	0,3051	0,7227	8,2549	8,2549	0,3200	250,00	240,20
1,6142	7,2272	0,3086	0,7227	8,2584	8,2584	0,6964	250,00	240,20
1,6142	7,2272	0,3121	0,7227	8,2619	8,2619	0,4043	250,00	240,20
1,6142	7,2272	0,3156	0,7227	8,2654	8,2654	0,6743	250,00	240,20
1,6142	7,2272	0,3191	0,7227	8,2689	8,2689	3,1057	250,00	240,20
1,6142	7,2272	0,3226	0,7227	8,2724	8,2724	4,8429	250,00	240,20
1,6142	7,2272	0,3261	0,7227	8,2759	8,2759	5,7357	250,00	240,20
1,6142	7,2272	0,3296	0,7227	8,2794	8,2794	4,9600	250,00	240,20
1,6142	7,2272	0,3331	0,7227	8,2829	8,2829	1,0371	250,00	240,20
1,6142	7,2272	0,3344	0,7227	8,2843	8,2843	3,6353	250,00	240,20

Fuente: Elaboración propia

Tabla 74 Verificación de velocidades

Rh (m)	Q (lts/seg)	V (m/seg)	OBSERVACION V _{min}	OBSERVACION V _{max}	Verificación de velocidad tubo lleno
20	21	22			
0,0625	38,3724	0,8691	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	67,1611	1,5212	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	100,1014	2,2673	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	97,1226	2,1998	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	38,9877	0,8831	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	72,0311	1,6315	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	48,7348	1,1038	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	40,3664	0,9143	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	85,0568	1,9265	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	63,6905	1,4426	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	80,2496	1,8177	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	75,0620	1,7002	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	46,5006	1,0532	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	80,6866	1,8275	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	61,0067	1,3818	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	134,9177	3,0559	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	96,9653	2,1963	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	102,7728	2,3278	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	64,9142	1,4703	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	39,2695	0,8895	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	40,9283	0,9270	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	43,4517	0,9842	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	39,8965	0,9037	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	118,5760	2,6857	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	41,5403	0,9409	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	70,2041	1,5901	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	34,8359	0,7890	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	39,0047	0,8835	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	35,4172	0,8022	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	49,3460	1,1177	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	57,9336	1,3122	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	35,7138	0,8089	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	78,6300	1,7810	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	179,0759	4,0561	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	178,0957	4,0339	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	163,1356	3,6950	CUMPLE	CUMPLE	OK

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 75 Verificación de velocidades

Rh (m)	Q (lts/seg)	V (m/seg)	OBSERVACION Vmin	OBSERVACION Vmax	Verificación de velocidad tubo lleno
0,0625	72,4441	1,6409	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	37,5828	0,8512	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	41,8737	0,9484	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	38,3924	0,8696	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	37,3294	0,8455	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	78,2568	1,7725	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	83,6256	1,8941	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	47,5944	1,0780	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	37,7853	0,8558	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	49,0874	1,1118	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	47,1821	1,0687	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	120,9138	2,7387	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	39,2948	0,8900	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	61,4348	1,3915	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	125,9495	2,8528	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	52,9346	1,1990	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	41,6399	0,9431	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	41,8222	0,9473	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	40,9868	0,9283	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	43,2612	0,9799	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	100,5319	2,2770	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	91,5576	2,0738	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	68,7699	1,5576	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	98,6575	2,2346	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	46,5908	1,0553	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	36,3558	0,8235	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	35,7339	0,8094	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	35,9104	0,8134	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	52,0448	1,1788	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	146,9375	3,3281	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	40,0200	0,9065	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	39,3944	0,8923	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	33,2183	0,7524	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	40,5565	0,9186	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	44,2730	1,0028	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	41,6678	0,9438	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	41,0989	0,9309	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	111,0487	2,5153	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	114,1998	2,5866	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	38,7924	0,8786	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	34,8430	0,7892	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	83,7729	1,8975	CUMPLE	CUMPLE	OK

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 76 Verificación de velocidades

Rh (m)	Q (lts/seg)	V (m/seg)	OBSERVACION Vmin	OBSERVACION Vmax	Verificación de velocidad tubo lleno
0,0625	40,6635	0,9210	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	161,2228	3,6517	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	38,8325	0,8796	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	35,6434	0,8073	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	40,3688	0,9144	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	128,7403	2,9160	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	42,2770	0,9576	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	46,3812	1,0505	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	26,3786	0,6475	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	40,3358	0,9136	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	26,8025	0,6071	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	65,7218	1,4886	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	55,5735	1,2587	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	52,5340	1,1899	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	47,9325	1,0857	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	32,6345	0,7392	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	47,5145	1,0762	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	30,2678	0,6856	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	44,6518	1,0114	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	34,0212	0,7706	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	43,9367	0,9952	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	94,2946	2,1358	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	117,7489	2,6670	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	128,1444	2,9025	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	119,1645	2,6991	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	54,4911	1,2342	CUMPLE	CUMPLE	OK
0,0625	102,0184	2,3107	CUMPLE	CUMPLE	OK

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 77 Régimen Hidráulico

TRAMO		REGIMEN HIDRAULICO						
Sup.	Inf.	q/Q	v/Vo	d/D	rh/Rh	Vf (m/seg)	d (mm)	Rh (m)
73	72	0,039	0,484	0,135	0,337	0,421	33,800	0,021
72	71	0,022	0,408	0,103	0,2608	0,621	25,750	0,016
71	80	0,015	0,362	0,0855	0,2185	0,821	21,375	0,014
73	74	0,015	0,362	0,0855	0,2185	0,796	21,375	0,014
74	79	0,038	0,48	0,1334	0,333	0,424	33,350	0,021
79	80	0,021	0,403	0,101	0,256	0,657	25,250	0,016
74	75	0,031	0,452	0,1208	0,304	0,499	30,200	0,019
75	76	0,037	0,476	0,1316	0,329	0,435	32,900	0,021
76	77	0,018	0,384	0,0936	0,238	0,740	23,400	0,015
77	78	0,024	0,418	0,107	0,271	0,603	26,750	0,017
76	81	0,019	0,391	0,0963	0,245	0,711	24,075	0,015
80	81	0,020	0,398	0,099	0,251	0,677	24,750	0,016
81	78	0,032	0,456	0,1226	0,308	0,480	30,650	0,019
78	82	0,019	0,391	0,0963	0,245	0,715	24,075	0,015
82	83	0,025	0,423	0,109	0,276	0,585	27,250	0,017
83	1	0,011	0,196	0,0432	0,112	0,599	10,800	0,007
1	2	0,015	0,261	0,0576	0,149	0,573	14,400	0,009
1	12	0,015	0,261	0,0576	0,149	0,608	14,400	0,009
2	3	0,023	0,34	0,0774	0,199	0,500	19,350	0,012
12	13	0,038	0,403	0,101	0,305	0,358	25,250	0,019
13	14	0,037	0,398	0,099	0,301	0,369	24,750	0,019
3	15	0,035	0,391	0,0963	0,285	0,385	24,075	0,018
15	14	0,038	0,398	0,099	0,303	0,360	24,750	0,019
3	4	0,013	0,228	0,0504	0,130	0,612	12,600	0,008
13	28	0,036	0,408	0,103	0,304	0,384	25,750	0,019
28	29	0,021	0,333	0,0747	0,193	0,530	18,675	0,012
29	49	0,043	0,413	0,105	0,384	0,326	26,250	0,024
49	50	0,038	0,403	0,101	0,305	0,356	25,250	0,019
50	54	0,042	0,413	0,105	0,385	0,331	26,250	0,024
29	30	0,030	0,369	0,0882	0,225	0,412	22,050	0,014
49	48	0,026	0,355	0,0828	0,212	0,466	20,700	0,013
50	51	0,042	0,413	0,105	0,385	0,334	26,250	0,024
54	70	0,019	0,326	0,072	0,186	0,581	18,000	0,012
70	55	0,009	0,163	0,036	0,093	0,661	9,000	0,006
51	52	0,008	0,163	0,036	0,093	0,658	9,000	0,006
48	47	0,009	0,163	0,036	0,093	0,602	9,000	0,006
4	5	0,021	0,333	0,0747	0,193	0,546	18,675	0,012
5	6	0,040	0,408	0,103	0,377	0,347	25,750	0,024

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 78 Régimen Hidráulico

TRAMO		REGIMEN HIDRAULICO						
Sup.	Inf.	q/Q	v/Vo	d/D	rh/Rh	Vf (m/seg)	d (mm)	Rh (m)
6	17	0,036	0,391	0,0963	0,352	0,371	24,075	0,022
6	7	0,039	0,403	0,101	0,374	0,350	25,250	0,023
7	8	0,040	0,408	0,103	0,336	0,345	25,750	0,021
8	9	0,019	0,326	0,072	0,186	0,578	18,000	0,012
9	11	0,018	0,326	0,072	0,186	0,617	18,000	0,012
10	11	0,032	0,376	0,0909	0,232	0,405	22,725	0,014
11	21	0,040	0,403	0,101	0,342	0,345	25,250	0,021
8	19	0,031	0,376	0,0909	0,232	0,418	22,725	0,014
15	16	0,032	0,376	0,0909	0,232	0,402	22,725	0,014
16	17	0,012	0,228	0,0504	0,130	0,624	12,600	0,008
17	26	0,038	0,403	0,101	0,317	0,359	25,250	0,020
14	27	0,024	0,348	0,0801	0,206	0,484	20,025	0,013
27	26	0,012	0,196	0,0432	0,112	0,559	10,800	0,007
26	33	0,028	0,362	0,0855	0,219	0,434	21,375	0,014
17	18	0,036	0,391	0,0963	0,325	0,369	24,075	0,020
18	19	0,036	0,391	0,0963	0,321	0,370	24,075	0,020
26	25	0,037	0,398	0,099	0,318	0,369	24,750	0,020
25	24	0,035	0,391	0,0963	0,326	0,383	24,075	0,020
24	23	0,015	0,261	0,0576	0,149	0,594	14,400	0,009
23	22	0,016	0,293	0,0648	0,167	0,608	16,200	0,010
19	20	0,022	0,34	0,0774	0,199	0,530	19,350	0,012
20	21	0,015	0,261	0,0576	0,149	0,583	14,400	0,009
21	22	0,033	0,384	0,0936	0,312	0,405	23,400	0,020
22	37	0,052	0,438	0,115	0,357	0,361	28,750	0,022
37	36	0,042	0,413	0,105	0,395	0,334	26,250	0,025
37	38	0,055	0,448	0,119	0,374	0,364	29,750	0,023
38	44	0,040	0,423	0,109	0,276	0,499	27,250	0,017
35	36	0,010	0,196	0,0432	0,112	0,652	10,800	0,007
36	39	0,037	0,428	0,111	0,308	0,388	27,750	0,019
39	44	0,038	0,403	0,101	0,319	0,360	25,250	0,020
44	45	0,074	0,488	0,137	0,814	0,367	34,250	0,051
19	24	0,037	0,398	0,099	0,317	0,366	24,750	0,020
24	35	0,038	0,398	0,099	0,251	0,399	24,750	0,016
14	32	0,036	0,391	0,0963	0,374	0,369	24,075	0,023
32	31	0,036	0,398	0,099	0,317	0,370	24,750	0,020
31	30	0,014	0,228	0,0504	0,130	0,573	12,600	0,008
32	33	0,013	0,228	0,0504	0,130	0,590	12,600	0,008
33	34	0,044	0,418	0,107	0,311	0,367	26,750	0,019
34	41	0,054	0,534	0,158	0,390	0,421	39,500	0,024
30	42	0,018	0,326	0,072	0,186	0,619	18,000	0,012
41	43	0,049	0,559	0,1706	0,417	0,515	42,650	0,026
42	43	0,009	0,163	0,036	0,093	0,595	9,000	0,006

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 79 Régimen Hidráulico

TRAMO		REGIMEN HIDRAULICO						
Sup.	Inf.	q/Q	v/Vo	d/D	rh/Rh	Vf (m/seg)	d (mm)	Rh (m)
43	47	0,078	0,618	0,2018	0,486	0,544	50,450	0,030
34	35	0,042	0,413	0,105	0,371	0,333	26,250	0,023
35	40	0,048	0,428	0,111	0,314	0,391	27,750	0,020
40	46	0,016	0,293	0,0648	0,167	0,854	16,200	0,010
45	46	0,035	0,413	0,105	0,311	0,395	26,250	0,019
46	47	0,049	0,418	0,107	0,271	0,439	26,750	0,017
47	52	0,192	1,126	0,7186	1,195	0,729	179,650	0,075
52	55	0,037	0,398	0,099	0,377	0,364	24,750	0,024
52	53	0,192	0,648	0,2186	0,674	0,393	54,650	0,042
45	53	0,039	0,398	0,099	0,251	0,592	24,750	0,016
55	56	0,034	0,362	0,0855	0,219	0,456	21,375	0,014
53	56	0,134	0,581	0,1814	0,442	0,691	45,350	0,028
56	57	0,172	0,626	0,2066	0,496	0,680	51,650	0,031
57	58	0,253	0,701	0,2503	0,586	0,518	62,575	0,037
58	59	0,174	0,628	0,2078	0,498	0,676	51,950	0,031
59	60	0,273	0,716	0,2593	0,605	0,491	64,825	0,038
60	61	0,185	0,326	0,072	0,255	0,330	18,000	0,016
61	62	0,243	0,651	0,2204	0,525	0,502	55,100	0,033
62	63	0,188	0,644	0,2168	0,517	0,641	54,200	0,032
63	64	0,088	0,512	0,1475	0,366	1,094	36,875	0,023
64	65	0,070	0,48	0,1334	0,333	1,280	33,350	0,021
65	66	0,065	0,468	0,128	0,321	1,358	32,000	0,020
66	67	0,069	0,48	0,1334	0,333	1,296	33,350	0,021
67	68	0,152	0,603	0,1934	0,469	0,744	48,350	0,029
68	69	0,081	0,502	0,143	0,355	1,160	35,750	0,022

Fuente: Elaboración Propia

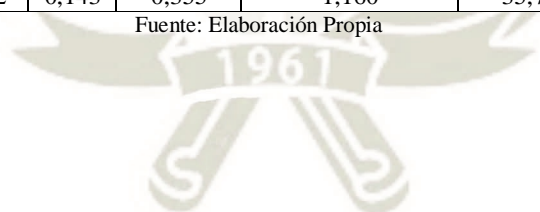


Tabla 80 Cálculo de velocidad real (Tubería parcialmente llena)

Diámetro (m)	Lámina de agua "y" (m)	Angulo θ	Área mojada m ²	Perímetro mojado m	Radio Hidráulico	Pendiente (m/m)	Velocidad Real (Parcialmente lleno) m/seg	Condición V min	Condición V max
Verificación de velocidad Vreal									
0,24020	0,03248	1,50612	0,00367	0,18088	0,02026	0,00514	0,86081	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,02474	1,30687	0,00246	0,15696	0,01569	0,01576	1,50663	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,02054	1,18696	0,00187	0,14255	0,01314	0,03500	2,24559	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,02054	1,18696	0,00187	0,14255	0,01314	0,03295	2,17877	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,03204	1,49556	0,00359	0,17962	0,02001	0,00531	0,87462	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,02426	1,29365	0,00239	0,15537	0,01540	0,01812	1,61588	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,02902	1,41988	0,00311	0,17053	0,01824	0,00830	1,09328	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,03161	1,48494	0,00352	0,17834	0,01976	0,00569	0,90555	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,02248	1,24371	0,00214	0,14937	0,01433	0,02527	1,90809	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,02570	1,33297	0,00260	0,16009	0,01627	0,01417	1,42878	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,02313	1,26213	0,00223	0,15158	0,01472	0,02249	1,80025	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,02378	1,28032	0,00232	0,15377	0,01511	0,01968	1,68388	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,02945	1,43089	0,00318	0,17185	0,01849	0,00755	1,04315	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,02313	1,26213	0,00223	0,15158	0,01472	0,02274	1,81005	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,02618	1,34586	0,00268	0,16164	0,01656	0,01300	1,36857	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,01038	0,83749	0,00068	0,10058	0,00678	0,06358	3,02663	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,01384	0,96946	0,00104	0,11643	0,00897	0,03284	2,17524	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,01384	0,96946	0,00104	0,11643	0,00897	0,03689	2,30552	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,01859	1,12771	0,00162	0,13544	0,01194	0,01472	1,45623	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,02426	1,29365	0,00239	0,15537	0,01540	0,00539	0,88094	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,02378	1,28032	0,00232	0,15377	0,01511	0,00585	0,91815	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,02313	1,26213	0,00223	0,15158	0,01472	0,00659	0,97476	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,02378	1,28032	0,00232	0,15377	0,01511	0,00556	0,89500	Ok, Conforme	Ok, Conforme

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 81 Cálculo de velocidad real (Tubería parcialmente llena)

Diámetro (m)	Lámina de agua "y" (m)	Angulo θ	Área mojada m ²	Perímetro mojado m	Radio Hidráulico	Pendiente (m/m)	Velocidad Real (Parcialmente lleno) m/seg	Condición V min	Condición V max
0,24020	0,01211	0,90572	0,00086	0,10878	0,00788	0,04911	2,66003	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,02474	1,30687	0,00246	0,15696	0,01569	0,00603	0,93188	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,01794	1,10734	0,00153	0,13299	0,01154	0,01722	1,57490	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,02522	1,31997	0,00253	0,15853	0,01598	0,00424	0,78148	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,02426	1,29365	0,00239	0,15537	0,01540	0,00531	0,87500	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,02522	1,31997	0,00253	0,15853	0,01598	0,00438	0,79452	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,02119	1,20613	0,00196	0,14486	0,01354	0,00851	1,10699	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,01989	1,16751	0,00179	0,14022	0,01274	0,01172	1,29963	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,02522	1,31997	0,00253	0,15853	0,01598	0,00446	0,80117	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,01729	1,08663	0,00145	0,13050	0,01114	0,02160	1,76392	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,00865	0,76358	0,00052	0,09171	0,00567	0,11201	4,01724	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,00865	0,76358	0,00052	0,09171	0,00567	0,11079	3,99525	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,00865	0,76358	0,00052	0,09171	0,00567	0,09296	3,65965	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,01794	1,10734	0,00153	0,13299	0,01154	0,01833	1,62515	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,02474	1,30687	0,00246	0,15696	0,01569	0,00493	0,84310	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,02313	1,26213	0,00223	0,15158	0,01472	0,00612	0,93936	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,02426	1,29365	0,00239	0,15537	0,01540	0,00515	0,86126	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,02474	1,30687	0,00246	0,15696	0,01569	0,00487	0,83742	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,01729	1,08663	0,00145	0,13050	0,01114	0,02139	1,75555	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,01729	1,08663	0,00145	0,13050	0,01114	0,02443	1,87599	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,02183	1,22505	0,00205	0,14713	0,01393	0,00791	1,06769	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,02426	1,29365	0,00239	0,15537	0,01540	0,00499	0,84764	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,02183	1,22505	0,00205	0,14713	0,01393	0,00842	1,10119	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,02183	1,22505	0,00205	0,14713	0,01393	0,00778	1,05844	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,01211	0,90572	0,00086	0,10878	0,00788	0,05107	2,71248	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,02426	1,29365	0,00239	0,15537	0,01540	0,00539	0,88151	Ok, Conforme	Ok, Conforme

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 82 Cálculo de velocidad real (Tubería parcialmente llena)

Diámetro (m)	Lámina de agua "y" (m)	Angulo θ	Área mojada m ²	Perímetro mojado m	Radio Hidráulico	Pendiente (m/m)	Velocidad Real (Parcialmente lleno) m/seg	Condición V min	Condición V max
0,24020	0,01924	1,14776	0,00170	0,13785	0,01234	0,01318	1,37818	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,01038	0,83749	0,00068	0,10058	0,00678	0,05541	2,82545	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,02054	1,18696	0,00187	0,14255	0,01314	0,00979	1,18749	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,02313	1,26213	0,00223	0,15158	0,01472	0,00606	0,93412	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,02313	1,26213	0,00223	0,15158	0,01472	0,00611	0,93820	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,02378	1,28032	0,00232	0,15377	0,01511	0,00587	0,91946	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,02313	1,26213	0,00223	0,15158	0,01472	0,00654	0,97049	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,01384	0,96946	0,00104	0,11643	0,00897	0,03530	2,25525	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,01556	1,02956	0,00124	0,12365	0,01006	0,02928	2,05393	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,01859	1,12771	0,00162	0,13544	0,01194	0,01652	1,54273	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,01384	0,96946	0,00104	0,11643	0,00897	0,03400	2,21320	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,02248	1,24371	0,00214	0,14937	0,01433	0,00758	1,04518	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,02762	1,38391	0,00289	0,16621	0,01741	0,00462	0,81558	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,02522	1,31997	0,00253	0,15853	0,01598	0,00446	0,80162	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,02858	1,40880	0,00304	0,16920	0,01798	0,00450	0,80558	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,02618	1,34586	0,00268	0,16164	0,01656	0,00946	1,16753	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,01038	0,83749	0,00068	0,10058	0,00678	0,07541	3,29627	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,02666	1,35864	0,00275	0,16317	0,01684	0,00559	0,89777	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,02426	1,29365	0,00239	0,15537	0,01540	0,00542	0,88374	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,03291	1,51662	0,00374	0,18215	0,02051	0,00385	0,74519	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,02378	1,28032	0,00232	0,15377	0,01511	0,00575	0,90981	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,02378	1,28032	0,00232	0,15377	0,01511	0,00685	0,99318	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,02313	1,26213	0,00223	0,15158	0,01472	0,00606	0,93474	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,02378	1,28032	0,00232	0,15377	0,01511	0,00590	0,92198	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,01211	0,90572	0,00086	0,10878	0,00788	0,04307	2,49117	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,01211	0,90572	0,00086	0,10878	0,00788	0,04555	2,56186	Ok, Conforme	Ok, Conforme

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 83 Cálculo de velocidad real (Tubería parcialmente llena)

Diámetro (m)	Lámina de agua "y" (m)	Angulo θ	Área mojada m ²	Perímetro mojado m	Radio Hidráulico	Pendiente (m/m)	Velocidad Real (Parcialmente lleno) m/seg	Condición V min	Condición V max
0,24020	0,02570	1,33297	0,00260	0,16009	0,01627	0,00526	0,87024	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,03795	1,63513	0,00460	0,19638	0,02340	0,00424	0,78164	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,01729	1,08663	0,00145	0,13050	0,01114	0,02451	1,87929	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,04098	1,70315	0,00513	0,20455	0,02510	0,00578	0,91221	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,00865	0,76358	0,00052	0,09171	0,00567	0,09079	3,61674	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,04847	1,86358	0,00654	0,22382	0,02920	0,00527	0,87113	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,02522	1,31997	0,00253	0,15853	0,01598	0,00444	0,79959	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,02666	1,35864	0,00275	0,16317	0,01684	0,00569	0,90560	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,01556	1,02956	0,00124	0,12365	0,01006	0,05789	2,88805	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,02522	1,31997	0,00253	0,15853	0,01598	0,00624	0,94841	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,02570	1,33297	0,00260	0,16009	0,01627	0,00751	1,04048	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,17261	4,04656	0,03486	0,48599	0,07172	0,00243	0,59176	Recalcular	Ok, Conforme
0,24020	0,02378	1,28032	0,00232	0,15377	0,01511	0,00568	0,90486	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,05251	1,94605	0,00732	0,23372	0,03134	0,00251	0,60126	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,02378	1,28032	0,00232	0,15377	0,01511	0,01509	1,47435	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,02054	1,18696	0,00187	0,14255	0,01314	0,01079	1,24669	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,04357	1,75987	0,00561	0,21136	0,02654	0,00964	1,17850	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,04963	1,88739	0,00676	0,22668	0,02981	0,00803	1,07528	Ok, Conforme	Ok, Conforme

Fuente: Elaboración Propia



Tabla 84 Cálculo de velocidad real (Tubería parcialmente llena)

Diámetro (m)	Lámina de agua "y" (m)	Angulo θ	Área mojada m ²	Perímetro mojado m	Radio Hidráulico	Pendiente (m/m)	Velocidad Real (Parcialmente lleno) m/seg	Condición V min	Condición V max
0,24020	0,06012	2,09578	0,00887	0,25170	0,03526	0,00372	0,73210	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,04991	1,89331	0,00681	0,22739	0,02997	0,00789	1,06590	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,06228	2,13709	0,00933	0,25666	0,03634	0,00320	0,67900	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,01729	1,08663	0,00145	0,13050	0,01114	0,00696	1,00168	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,05294	1,95475	0,00741	0,23477	0,03157	0,00404	0,76320	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,05208	1,93733	0,00724	0,23267	0,03111	0,00674	0,98564	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,03543	1,57675	0,00416	0,18937	0,02197	0,03106	2,11532	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,03204	1,49556	0,00359	0,17962	0,02001	0,04843	2,64148	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,03075	1,46352	0,00338	0,17577	0,01925	0,05736	2,87468	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,03204	1,49556	0,00359	0,17962	0,02001	0,04960	2,67323	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,04645	1,82138	0,00615	0,21875	0,02811	0,01037	1,22241	Ok, Conforme	Ok, Conforme
0,24020	0,03435	1,55120	0,00398	0,18630	0,02135	0,03635	2,28859	Ok, Conforme	Ok, Conforme

Fuente: Elaboración Propia



Tabla 85 Esguerrimiento y tensión tractiva

V crit. (m/seg)	Esguerrimiento	F trac. (Pa)	Condición sobre tensión tractiva	Cota terreno (m)		Profundidad de excavación		
				Superior	Inferior	Sup.	Inferior	Medio
2,727	Subcrítico	1,072	Si Cumple	1568,655	1568,784	1,200	1,550	1,375
2,399	Subcrítico	2,542	Si Cumple	1568,784	1567,757	1,550	1,200	1,375
2,196	Subcrítico	4,731	Si Cumple	1567,757	1566,280	1,200	1,200	1,200
2,196	Subcrítico	4,454	Si Cumple	1568,655	1567,401	1,200	1,200	1,200
2,710	Subcrítico	1,093	Si Cumple	1567,401	1567,697	1,200	1,750	1,475
2,377	Subcrítico	2,869	Si Cumple	1567,697	1566,280	1,200	1,200	1,200
2,591	Subcrítico	1,561	Si Cumple	1567,401	1567,105	1,200	1,200	1,200
2,694	Subcrítico	1,157	Si Cumple	1567,105	1566,962	1,200	1,350	1,275
2,292	Subcrítico	3,721	Si Cumple	1566,962	1566,274	1,200	1,200	1,200
2,444	Subcrítico	2,372	Si Cumple	1566,274	1565,638	1,200	1,500	1,350
2,323	Subcrítico	3,402	Si Cumple	1566,962	1565,517	1,200	1,200	1,200
2,354	Subcrítico	3,056	Si Cumple	1566,280	1565,517	1,200	1,500	1,350
2,608	Subcrítico	1,440	Si Cumple	1565,517	1565,638	1,200	1,500	1,350
2,323	Subcrítico	3,440	Si Cumple	1565,638	1564,701	1,500	1,700	1,600
2,466	Subcrítico	2,216	Si Cumple	1564,701	1563,291	1,700	1,200	1,450
1,762	Subcrítico	5,531	Si Cumple	1563,291	1562,563	1,200	1,200	1,200
2,034	Subcrítico	3,809	Si Cumple	1562,563	1560,783	1,200	1,200	1,200
2,034	Subcrítico	4,279	Si Cumple	1562,563	1560,200	1,200	1,200	1,200
2,353	Subcrítico	2,283	Si Cumple	1560,783	1559,933	1,200	1,200	1,200
2,668	Subcrítico	1,074	Si Cumple	1560,200	1561,355	1,200	2,700	1,950
2,642	Subcrítico	1,145	Si Cumple	1561,355	1561,136	2,700	2,800	2,750
2,608	Subcrítico	1,257	Si Cumple	1559,933	1560,379	1,200	1,750	1,475
2,642	Subcrítico	1,088	Si Cumple	1560,379	1561,136	1,750	2,800	2,275
1,903	Subcrítico	4,984	Si Cumple	1559,933	1558,054	1,200	1,200	1,200
2,693	Subcrítico	1,225	Si Cumple	1561,355	1561,510	2,700	3,300	3,000
2,314	Subcrítico	2,583	Si Cumple	1561,510	1558,139	3,300	1,200	2,250
2,941	Subcrítico	1,028	Si Cumple	1558,139	1559,999	1,200	3,300	2,250
2,668	Subcrítico	1,060	Si Cumple	1559,999	1559,274	3,300	2,850	3,075
2,941	Subcrítico	1,062	Si Cumple	1559,274	1557,586	2,850	1,400	2,125
2,502	Subcrítico	1,492	Si Cumple	1558,139	1556,908	1,200	1,200	1,200
2,428	Subcrítico	1,937	Si Cumple	1559,999	1557,050	3,300	1,200	2,250
2,941	Subcrítico	1,080	Si Cumple	1559,274	1557,737	2,850	1,600	2,225
2,274	Subcrítico	3,131	Si Cumple	1557,586	1556,176	1,400	1,200	1,300

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 86 Esguerrimiento y tensión tractiva

V crit. (m/seg)	Esguerrimiento	F trac. (Pa)	Condición sobre tensión tractiva	Cota terreno (m)		Profundidad de excavación		
				Superior	Inferior	Sup.	Inferior	Medio
1,608	Subcritico	8,120	Si Cumple	1556,176	1555,700	1,200	7,000	4,100
1,608	Subcritico	8,031	Si Cumple	1557,737	1556,000	1,600	7,000	4,300
1,608	Subcritico	6,739	Si Cumple	1557,050	1554,918	1,200	5,800	3,500
2,314	Subcritico	2,751	Si Cumple	1558,054	1557,129	1,200	1,200	1,200
2,693	Subcritico	1,003	Si Cumple	1557,129	1557,880	1,200	2,200	1,700
2,608	Subcritico	1,167	Si Cumple	1557,880	1558,475	2,200	3,100	2,650
2,668	Subcritico	1,027	Si Cumple	1557,880	1558,237	2,200	2,850	2,525
2,715	Subcritico	1,005	Si Cumple	1558,237	1556,810	2,850	1,700	2,275
2,274	Subcritico	3,101	Si Cumple	1556,810	1554,640	1,700	1,200	1,450
2,274	Subcritico	3,542	Si Cumple	1554,640	1552,733	1,200	1,200	1,200
2,537	Subcritico	1,428	Si Cumple	1552,935	1552,733	1,200	1,200	1,200
2,676	Subcritico	1,001	Si Cumple	1552,733	1553,466	1,200	2,200	1,700
2,537	Subcritico	1,519	Si Cumple	1556,810	1555,988	1,700	1,300	1,500
2,537	Subcritico	1,403	Si Cumple	1560,379	1559,399	1,750	1,200	1,475
1,903	Subcritico	5,183	Si Cumple	1559,399	1558,475	1,200	3,100	2,150
2,668	Subcritico	1,076	Si Cumple	1558,475	1559,309	3,100	4,200	3,650
2,391	Subcritico	2,112	Si Cumple	1561,136	1560,716	1,750	3,000	2,375
1,762	Subcritico	4,820	Si Cumple	1560,716	1559,309	3,000	4,200	3,600
2,465	Subcritico	1,667	Si Cumple	1559,309	1558,898	4,200	4,300	4,250
2,608	Subcritico	1,154	Si Cumple	1558,475	1557,233	3,100	2,200	2,650
2,608	Subcritico	1,164	Si Cumple	1557,233	1555,988	2,200	1,300	1,750
2,642	Subcritico	1,148	Si Cumple	1559,309	1557,377	4,200	2,600	3,400
2,608	Subcritico	1,246	Si Cumple	1557,377	1555,907	2,600	1,500	2,050
2,034	Subcritico	4,095	Si Cumple	1555,907	1553,700	1,500	1,200	1,350
2,158	Subcritico	3,821	Si Cumple	1553,700	1552,848	1,200	2,000	1,600
2,353	Subcritico	2,562	Si Cumple	1555,988	1554,769	1,300	1,200	1,250
2,034	Subcritico	3,943	Si Cumple	1554,769	1553,466	1,200	2,200	1,700
2,573	Subcritico	1,407	Si Cumple	1553,466	1552,848	2,200	2,000	2,100
2,841	Subcritico	1,044	Si Cumple	1552,848	1553,786	2,000	3,200	2,600
2,941	Subcritico	1,081	Si Cumple	1553,786	1553,803	3,200	3,400	3,300
2,888	Subcritico	1,053	Si Cumple	1553,786	1554,567	3,200	4,200	3,700
2,768	Subcritico	2,032	Si Cumple	1554,567	1555,007	4,200	5,100	4,650
1,762	Subcritico	6,560	Si Cumple	1555,244	1553,803	1,200	3,400	2,300
2,793	Subcritico	1,223	Si Cumple	1553,803	1555,146	3,400	5,000	4,200
2,668	Subcritico	1,081	Si Cumple	1555,146	1555,007	5,000	5,100	5,050
3,080	Subcritico	1,024	Si Cumple	1555,007	1554,838	5,100	5,150	5,125
2,642	Subcritico	1,124	Si Cumple	1555,988	1555,907	1,300	1,500	1,400
2,642	Subcritico	1,340	Si Cumple	1555,907	1555,244	1,500	1,200	1,350
2,608	Subcritico	1,156	Si Cumple	1561,136	1559,999	1,750	2,000	1,875
2,642	Subcritico	1,154	Si Cumple	1559,999	1559,923	2,000	2,200	2,100
1,903	Subcritico	4,372	Si Cumple	1559,923	1556,908	2,200	1,200	1,700

Tabla 87 Esguerrimiento y tensión tractiva

V crit. (m/seg)	Esguerrimiento	F trac. (Pa)	Condición sobre tensión tractiva	Cota terreno (m)		Profundidad de excavación		
				Superior	Inferior	Sup.	Inferior	Medio
1,903	Subcritico	4,623	Si Cumple	1559,999	1558,898	2,000	4,300	3,150
2,743	Subcritico	1,109	Si Cumple	1558,898	1557,274	4,300	3,000	3,650
3,293	Subcritico	1,288	Si Cumple	1557,274	1557,305	3,000	7,650	5,000
2,274	Subcritico	3,554	Si Cumple	1556,908	1555,612	1,200	1,200	1,200
3,407	Subcritico	1,879	Si Cumple	1557,305	1555,394	7,650	6,000	6,825
1,608	Subcritico	6,582	Si Cumple	1555,612	1555,394	1,200	6,000	3,600
3,675	Subcritico	1,994	Si Cumple	1555,394	1554,918	6,000	5,800	5,900
2,941	Subcritico	1,076	Si Cumple	1557,274	1555,244	3,000	1,200	2,100
2,793	Subcritico	1,244	Si Cumple	1555,244	1556,239	1,200	2,600	1,900
2,158	Subcritico	7,554	Si Cumple	1556,239	1554,420	2,600	4,900	3,750
2,941	Subcritico	1,513	Si Cumple	1554,838	1554,420	5,150	4,900	5,025
2,743	Subcritico	1,585	Si Cumple	1554,420	1554,918	4,900	5,800	5,350
5,764	Subcritico	2,264	Si Cumple	1554,918	1556,000	5,800	7,000	6,400
2,642	Subcritico	1,112	Si Cumple	1556,000	1555,700	7,000	7,000	7,000
3,807	Subcritico	1,019	Si Cumple	1556,000	1553,957	7,000	5,100	6,050
2,642	Subcritico	2,952	Si Cumple	1554,838	1553,957	5,150	5,100	5,125
2,465	Subcritico	1,837	Si Cumple	1555,700	1556,211	7,000	7,900	7,450
3,508	Subcritico	3,324	Si Cumple	1553,957	1556,211	5,100	7,900	6,500
3,712	Subcritico	3,100	Si Cumple	1556,211	1556,542	7,900	8,500	8,200
4,038	Subcritico	1,700	Si Cumple	1556,542	1554,156	8,500	6,300	7,400
3,722	Subcritico	3,061	Si Cumple	1554,156	1552,304	6,300	5,000	5,650
4,103	Subcritico	1,510	Si Cumple	1552,304	1553,280	5,000	6,200	5,600
2,274	Subcritico	1,010	Si Cumple	1553,280	1552,943	6,200	6,350	6,275
3,821	Subcritico	1,654	Si Cumple	1552,943	1552,310	6,350	6,000	6,175
3,792	Subcritico	2,717	Si Cumple	1552,310	1551,838	6,000	6,000	6,000
3,191	Subcritico	8,865	Si Cumple	1551,838	1549,664	6,000	6,000	6,000
3,042	Subcritico	12,563	Si Cumple	1549,664	1545,274	6,000	5,000	5,500
2,986	Subcritico	14,329	Si Cumple	1545,274	1537,459	5,000	1,200	3,100
3,042	Subcritico	12,867	Si Cumple	1537,459	1533,987	1,200	1,200	1,200
3,611	Subcritico	3,790	Si Cumple	1533,987	1533,261	1,200	1,200	1,200
3,144	Subcritico	10,071	Si Cumple	1533,261	1532,290	1,200	1,200	1,200

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 88 Condición de flujo y volúmenes

Cota de fondo (m)		Ancho zanja (m)	Condición de Flujo	Volumen (m3)		
Superior	Inferior			Excav.	Arena	Relleno
1567,455	1567,234	0,9000	Flujo Laminar	53,1754	3,8673	47,1988
1567,234	1566,557	0,9000	Flujo Laminar	53,1754	3,8673	47,1988
1566,557	1565,080	0,9000	Flujo Laminar	45,5760	3,7980	39,7065
1567,455	1566,201	0,9000	Flujo Laminar	41,1048	3,4254	35,8111
1566,201	1565,947	0,9000	Flujo Laminar	63,5076	4,3056	56,8537
1565,947	1565,080	0,9000	Flujo Laminar	51,6672	4,3056	45,0133
1566,201	1565,905	0,9000	Flujo Laminar	38,5344	3,2112	33,5718
1565,905	1565,612	0,9000	Flujo Laminar	59,0733	4,6332	51,9131
1565,612	1565,074	0,9000	Flujo Laminar	22,9932	1,9161	20,0320
1565,074	1564,138	0,9000	Flujo Laminar	80,2629	5,9454	71,0748
1565,612	1564,317	0,9000	Flujo Laminar	62,1756	5,1813	54,1683
1565,080	1564,317	0,9000	Flujo Laminar	47,1056	3,4893	41,7131
1564,317	1564,138	0,9000	Flujo Laminar	28,7955	2,1330	25,4991
1564,138	1563,001	0,9000	Flujo Laminar	72,0000	4,5000	65,0456
1563,001	1562,091	0,9000	Flujo Laminar	91,3500	6,3000	81,6139
1562,091	1561,363	0,9000	Flujo Laminar	12,3660	1,0305	10,4432
1561,363	1559,583	0,9000	Flujo Laminar	58,5360	4,8780	49,4341
1561,363	1559,000	0,9000	Flujo Laminar	69,1740	5,7645	58,4180
1559,583	1558,733	0,9000	Flujo Laminar	62,3700	5,1975	52,6720
1559,000	1558,655	0,9000	Flujo Laminar	112,4078	5,7645	101,6518
1558,655	1558,336	0,9000	Flujo Laminar	134,9370	4,9068	125,7814
1558,733	1558,629	0,9000	Flujo Laminar	20,9347	1,4193	18,2864
1558,629	1558,336	0,9000	Flujo Laminar	107,9033	4,7430	99,0533
1558,733	1556,854	0,9000	Flujo Laminar	41,3208	3,4434	34,8958
1558,655	1558,210	0,9000	Flujo Laminar	199,3410	6,6447	186,9426
1558,210	1556,939	0,9000	Flujo Laminar	149,5058	6,6447	137,1074
1556,939	1556,699	0,9000	Flujo Laminar	114,6555	5,0958	105,1472
1556,699	1556,424	0,9000	Flujo Laminar	143,2181	4,6575	134,5277
1556,424	1556,186	0,9000	Flujo Laminar	103,8870	4,8888	94,7650
1556,186	1555,708	0,9000	Flujo Laminar	60,6960	5,0580	51,2583
1556,699	1555,850	0,9000	Flujo Laminar	146,6505	6,5178	134,4889
1556,424	1556,137	0,9000	Flujo Laminar	129,0011	5,7978	118,1829
1556,186	1554,976	0,9000	Flujo Laminar	65,5551	5,0427	56,1459
1554,976	1548,700	0,9000	Flujo Laminar	206,7507	5,0427	197,3415
1556,137	1549,000	0,9000	Flujo Laminar	249,3054	5,7978	238,4873
1555,850	1549,118	0,9000	Flujo Laminar	228,1230	6,5178	215,9614
1556,854	1555,929	0,9000	Flujo Laminar	54,4968	4,5414	46,0230
1555,929	1555,680	0,9000	Flujo Laminar	77,2191	4,5423	68,7436

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 89 Condición de flujo y volúmenes

Cota de fondo (m)		Ancho zanja (m)	Condición de Flujo	Volumen (m3)		
Superior	Inferior			Excav.	Arena	Relleno
1555,680	1555,375	0,9000	Flujo Laminar	118,7730	4,4820	110,4100
1555,680	1555,387	0,9000	Flujo Laminar	129,3280	5,1219	119,7710
1555,387	1555,110	0,9000	Flujo Laminar	116,5232	5,1219	106,9663
1555,110	1553,440	0,9000	Flujo Laminar	101,8814	7,0263	88,7710
1553,440	1551,533	0,9000	Flujo Laminar	84,3156	7,0263	71,2052
1551,735	1551,533	0,9000	Flujo Laminar	27,5724	2,2977	23,2851
1551,533	1551,266	0,9000	Flujo Laminar	81,9162	4,8186	72,9252
1555,110	1554,688	0,9000	Flujo Laminar	67,6890	4,5126	59,2689
1558,629	1558,199	0,9000	Flujo Laminar	73,4108	4,9770	64,1242
1558,199	1555,375	0,9000	Flujo Laminar	107,0055	4,9770	97,7189
1555,375	1555,109	0,9000	Flujo Laminar	162,0162	4,4388	153,7338
1558,336	1557,716	0,9000	Flujo Laminar	100,5266	4,2327	92,6288
1557,716	1555,109	0,9000	Flujo Laminar	152,4420	4,2345	144,5408
1555,109	1554,598	0,9000	Flujo Laminar	199,7033	4,6989	190,9356
1555,375	1555,033	0,9000	Flujo Laminar	134,6810	5,0823	125,1979
1555,033	1554,688	0,9000	Flujo Laminar	88,9403	5,0823	79,4572
1555,109	1554,777	0,9000	Flujo Laminar	173,1348	5,0922	163,6333
1554,777	1554,407	0,9000	Flujo Laminar	104,4270	5,0940	94,9221
1554,407	1552,500	0,9000	Flujo Laminar	65,6343	4,8618	56,5627
1552,500	1550,848	0,9000	Flujo Laminar	81,2448	5,0778	71,7701
1554,688	1553,569	0,9000	Flujo Laminar	76,2075	6,0966	64,8318
1553,569	1551,266	0,9000	Flujo Laminar	103,6422	6,0966	92,2665
1551,266	1550,848	0,9000	Flujo Laminar	104,1957	4,9617	94,9377
1550,848	1550,586	0,9000	Flujo Laminar	132,7950	5,1075	123,2649
1550,586	1550,403	0,9000	Flujo Laminar	121,8591	3,6927	114,9689
1550,586	1550,367	0,9000	Flujo Laminar	161,9046	4,3758	153,7398
1550,367	1549,907	0,9000	Flujo Laminar	203,4747	4,3758	195,3099
1554,044	1550,403	0,9000	Flujo Laminar	99,9396	4,3452	91,8319
1550,403	1550,146	0,9000	Flujo Laminar	173,6532	4,1346	165,9384
1550,146	1549,907	0,9000	Flujo Laminar	200,3891	3,9681	192,9850
1549,907	1549,688	0,9000	Flujo Laminar	262,0823	5,1138	252,5404
1554,688	1554,407	0,9000	Flujo Laminar	61,6266	4,4019	53,4131
1554,407	1554,044	0,9000	Flujo Laminar	64,4193	4,7718	55,5156
1558,336	1557,999	0,9000	Flujo Laminar	93,7744	5,0013	84,4424

Fuente: Elaboración propia

Tabla 90 Condición de flujo y volúmenes

Cota de fondo (m)		Ancho zanja (m)	Condición de Flujo	Volumen (m3)		
Superior	Inferior			Excav.	Arena	Relleno
1554,274	1549,655	0,9000	Flujo Laminar	4901,6250	98,0325	4718,7060
1555,708	1554,412	0,9000	Flujo Laminar	57,0996	4,7583	48,2211
1549,655	1549,394	0,9000	Flujo Laminar	277,5796	4,0671	269,9908
1554,412	1549,394	0,9000	Flujo Laminar	179,0748	4,9743	169,7932
1549,394	1549,118	0,9000	Flujo Laminar	278,2440	4,7160	269,4444
1554,274	1554,044	0,9000	Flujo Laminar	97,9587	4,6647	89,2548
1554,044	1553,639	0,9000	Flujo Laminar	121,6665	6,4035	109,7182
1553,639	1549,520	0,9000	Flujo Laminar	240,1313	6,4035	228,1829
1549,688	1549,520	0,9000	Flujo Laminar	121,7005	2,4219	117,1814
1549,520	1549,118	0,9000	Flujo Laminar	257,6025	4,8150	248,6182
1549,118	1549,000	0,9000	Flujo Laminar	279,6480	4,3695	271,4949
1549,000	1548,700	0,9000	Flujo Laminar	332,5770	4,7511	323,7119
1549,000	1548,857	0,9000	Flujo Laminar	310,3106	5,1291	300,7402
1549,688	1548,857	0,9000	Flujo Laminar	254,0565	4,9572	244,8069
1548,700	1548,311	0,9000	Flujo Laminar	241,7823	3,2454	235,7267
1548,857	1548,311	0,9000	Flujo Laminar	331,3440	5,0976	321,8324
1548,311	1548,042	0,9000	Flujo Laminar	247,3776	3,0168	241,7485
1548,042	1547,856	0,9000	Flujo Laminar	333,0000	4,5000	324,6034
1547,856	1547,304	0,9000	Flujo Laminar	355,9500	6,3000	344,1948
1547,304	1547,080	0,9000	Flujo Laminar	352,8000	6,3000	341,0448
1547,080	1546,593	0,9000	Flujo Laminar	394,9297	6,2937	383,1863
1546,593	1546,310	0,9000	Flujo Laminar	389,0250	6,3000	377,2698
1546,310	1545,838	0,9000	Flujo Laminar	378,0000	6,3000	366,2448
1545,838	1543,664	0,9000	Flujo Laminar	378,0000	6,3000	366,2448
1543,664	1540,274	0,9000	Flujo Laminar	346,5000	6,3000	334,7448
1540,274	1536,259	0,9000	Flujo Laminar	195,3000	6,3000	183,5448
1536,259	1532,787	0,9000	Flujo Laminar	75,6000	6,3000	63,8448
1532,787	1532,061	0,9000	Flujo Laminar	75,6000	6,3000	63,8448
1532,061	1531,090	0,9000	Flujo Laminar	28,8468	2,4039	24,3614
1554,274	1549,655	0,9000	Flujo Laminar	4901,6250	98,0325	4718,7060
1555,708	1554,412	0,9000	Flujo Laminar	57,0996	4,7583	48,2211
1549,655	1549,394	0,9000	Flujo Laminar	277,5796	4,0671	269,9908
1554,412	1549,394	0,9000	Flujo Laminar	179,0748	4,9743	169,7932

Fuente: Elaboración propia

4.8 CÁLCULO DE DEFLEXION DE TUBERIA PVC

Tabla 91 Carga total por tramo para deflexión de tubería

Carga sobre tubería H/Bd	Coefficiente de carga	Carga de relleno kg/m	Carga viva kg/m	Carga total de la deflexión en la tubería kg/m
1,5223	1,1967	0,485	0,488	0,973
1,5223	1,1967	0,485	0,488	0,973
1,3279	1,0752	0,435	0,488	0,924
1,3279	1,0752	0,435	0,488	0,924
1,6334	1,2627	0,511	0,488	1,000
1,3279	1,0752	0,435	0,488	0,924
1,3279	1,0752	0,435	0,488	0,924
1,4112	1,1282	0,457	0,488	0,945
1,3279	1,0752	0,435	0,488	0,924
1,4946	1,1798	0,478	0,488	0,966
1,3279	1,0752	0,435	0,488	0,924
1,4946	1,1798	0,478	0,488	0,966
1,4946	1,1798	0,478	0,488	0,966
1,7723	1,3419	0,543	0,488	1,032
1,6057	1,2464	0,505	0,488	0,993
1,3264	1,0742	0,548	0,732	1,280
1,3264	1,0742	0,548	0,732	1,280
1,3264	1,0742	0,548	0,732	1,280
1,3264	1,0742	0,548	0,732	1,280
2,1598	1,5445	0,788	0,244	1,032
3,0487	1,9223	0,981	0,244	1,225
1,6320	1,2619	0,644	0,732	1,376
2,5209	1,7114	0,873	0,488	1,362
1,3264	1,0742	0,548	0,488	1,036
3,3264	2,0193	1,030	0,488	1,519
2,4931	1,6993	0,867	0,488	1,355
2,4931	1,6993	0,867	0,732	1,599
3,4098	2,0467	1,044	0,488	1,533
2,3542	1,6369	0,835	0,488	1,324
1,3264	1,0742	0,548	0,732	1,280
2,4931	1,6993	0,867	0,488	1,355
2,4653	1,6870	0,861	0,488	1,349

Fuente: Elaboración propia

Tabla 92 Carga total por tramo para deflexión de tubería

Carga sobre tubería H/Bd	Coefficiente de carga	Carga de relleno kg/m	Carga viva kg/m	Carga total de la deflexión en la tubería kg/m
1,4376	1,1447	0,584	0,732	1,316
4,5487	2,3549	1,202	0,122	1,324
4,7709	2,4026	1,226	0,122	1,348
3,8820	2,1887	1,117	0,122	1,239
1,3264	1,0742	0,548	0,122	0,670
1,8820	1,4019	0,715	0,488	1,204
2,9376	1,8809	0,960	0,488	1,448
2,7987	1,8270	0,932	0,488	1,421
2,5209	1,7114	0,873	0,488	1,362
1,6042	1,2456	0,636	0,488	1,124
1,3264	1,0742	0,548	0,732	1,280
1,3264	1,0742	0,548	0,732	1,280
1,8820	1,4019	0,715	0,488	1,204
1,6598	1,2780	0,652	0,488	1,140
1,6320	1,2619	0,644	0,732	1,376
2,3820	1,6496	0,842	0,488	1,330
4,0487	2,2337	1,140	0,122	1,262
2,6320	1,7589	0,898	0,488	1,386
3,9931	2,2190	1,132	0,488	1,621
4,7153	2,3910	1,220	0,122	1,342
2,9376	1,8809	0,960	0,488	1,448
1,9376	1,4315	0,730	0,488	1,219
3,7709	2,1572	1,101	0,122	1,223
2,2709	1,5980	0,815	0,488	1,304
1,4931	1,1789	0,602	0,488	1,090
1,7709	1,3411	0,684	0,488	1,173
1,3820	1,1098	0,566	0,488	1,055
1,8820	1,4019	0,715	0,488	1,204
2,3264	1,6240	0,829	0,488	1,317
2,8820	1,8596	0,949	0,488	1,437
3,6598	2,1246	1,084	0,122	1,206
4,1042	2,2482	1,147	0,122	1,269
5,1598	2,4782	1,265	0,122	1,387

Fuente: Elaboración propia

Tabla 93 Carga total por tramo para deflexión de tubería

Carga sobre tubería H/Bd	Coefficiente de carga	Carga de relleno kg/m	Carga viva kg/m	Carga total de la deflexión en la tubería kg/m
2,5487	1,7235	0,879	0,488	1,368
4,6598	2,3792	1,214	0,122	1,336
5,6042	2,5535	1,303	0,122	1,425
5,6876	2,5665	1,310	0,122	1,432
1,5487	1,2126	0,619	0,488	1,107
1,4931	1,1789	0,602	0,732	1,334
2,0764	1,5031	0,767	0,488	1,255
2,3264	1,6240	0,829	0,488	1,317
1,8820	1,4019	0,715	0,488	1,204
3,4931	2,0734	1,058	0,122	1,180
4,0487	2,2337	1,140	0,122	1,262
5,5487	2,5447	1,299	0,122	1,421
1,3264	1,0742	0,548	0,488	1,036
7,5764	2,7816	1,419	0,122	1,541
3,9931	2,2190	1,132	0,122	1,254
6,5487	2,6812	1,368	0,122	1,490
2,3264	1,6240	0,829	0,488	1,317
2,1042	1,5170	0,774	0,488	1,262
4,1598	2,2624	1,154	0,122	1,276
5,5764	2,5492	1,301	0,122	1,423
5,9376	2,6032	1,328	0,122	1,450
7,1042	2,7397	1,398	0,122	1,520
7,7709	2,7971	1,427	0,122	1,549
6,7153	2,6999	1,378	0,122	1,500
5,6876	2,5665	1,310	0,122	1,432
8,2709	2,8326	1,445	0,122	1,567
7,2153	2,7501	1,403	0,122	1,525
9,1042	2,8801	1,470	0,122	1,592
8,2153	2,8289	1,444	0,122	1,566
6,2709	2,6477	1,351	0,122	1,473
6,2153	2,6406	1,348	0,122	1,470
6,9653	2,7261	1,391	0,122	1,513
6,8542	2,7147	1,385	0,122	1,507
6,6598	2,6938	1,375	0,122	1,497
6,6598	2,6938	1,375	0,122	1,497
6,1042	2,6261	1,340	0,122	1,462
3,4376	2,0557	1,049	0,488	1,537
1,3264	1,0742	0,548	0,732	1,280
1,3264	1,0742	0,548	0,732	1,280
1,3264	1,0742	0,548	0,732	1,280

Fuente: Elaboración propia

Tabla 94 Verificación de la deflexión de tubería de PVC alcantarillado sanitario

Deflexión en la Tubería (m)	Δx (mm)	Deflexión relativa (Dr)	Deflexión %	Condición
0,00000403	0,00402508	0,00001610	0,0016%	Cumple
0,00000403	0,00402508	0,00001610	0,0016%	Cumple
0,00000382	0,00382147	0,00001529	0,0015%	Cumple
0,00000382	0,00382147	0,00001529	0,0015%	Cumple
0,00000414	0,00413569	0,00001654	0,0017%	Cumple
0,00000382	0,00382147	0,00001529	0,0015%	Cumple
0,00000382	0,00382147	0,00001529	0,0015%	Cumple
0,00000391	0,00391033	0,00001564	0,0016%	Cumple
0,00000382	0,00382147	0,00001529	0,0015%	Cumple
0,00000400	0,00399679	0,00001599	0,0016%	Cumple
0,00000382	0,00382147	0,00001529	0,0015%	Cumple
0,00000400	0,00399679	0,00001599	0,0016%	Cumple
0,00000400	0,00399679	0,00001599	0,0016%	Cumple
0,00000427	0,00426837	0,00001707	0,0017%	Cumple
0,00000411	0,00410842	0,00001643	0,0016%	Cumple
0,00000529	0,00529435	0,00001681	0,0017%	Cumple
0,00000529	0,00529435	0,00001681	0,0017%	Cumple
0,00000529	0,00529435	0,00001681	0,0017%	Cumple
0,00000529	0,00529435	0,00001681	0,0017%	Cumple
0,00000427	0,00426785	0,00001355	0,0014%	Cumple
0,00000506	0,00506484	0,00001608	0,0016%	Cumple
0,00000569	0,00569022	0,00001806	0,0018%	Cumple
0,00000563	0,00562996	0,00001787	0,0018%	Cumple
0,00000429	0,00428546	0,00001360	0,0014%	Cumple
0,00000628	0,00627955	0,00001994	0,0020%	Cumple
0,00000560	0,00560433	0,00001779	0,0018%	Cumple
0,00000661	0,00661322	0,00002099	0,0021%	Cumple
0,00000634	0,00633742	0,00002012	0,0020%	Cumple
0,00000547	0,00547262	0,00001737	0,0017%	Cumple
0,00000529	0,00529435	0,00001681	0,0017%	Cumple
0,00000560	0,00560433	0,00001779	0,0018%	Cumple
0,00000558	0,00557847	0,00001771	0,0018%	Cumple
0,00000544	0,00544294	0,00001728	0,0017%	Cumple
0,00000547	0,00547321	0,00001738	0,0017%	Cumple
0,00000557	0,00557398	0,00001770	0,0018%	Cumple

Fuente: Elaboración propia

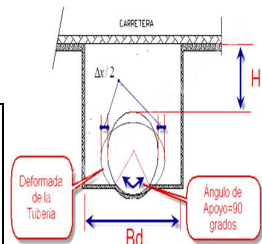
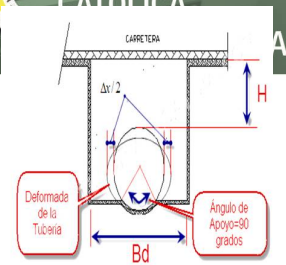


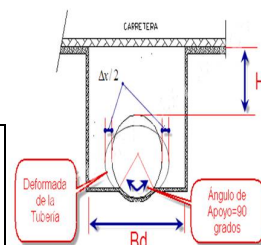
Tabla 95 Verificación de la deflexión de tubería de PVC alcantarillado sanitario



Deflexión en la Tubería (m)	Δx (mm)	Deflexion relativa (Dr)	Deflexion %	Condicion
0,00000512	0,00512251	0,00001626	0,0016%	Cumple
0,00000277	0,00277109	0,00000880	0,0009%	Cumple
0,00000498	0,00497682	0,00001580	0,0016%	Cumple
0,00000599	0,00598745	0,00001901	0,0019%	Cumple
0,00000587	0,00587370	0,00001865	0,0019%	Cumple
0,00000563	0,00562996	0,00001787	0,0018%	Cumple
0,00000465	0,00464697	0,00001475	0,0015%	Cumple
0,00000529	0,00529435	0,00001681	0,0017%	Cumple
0,00000529	0,00529435	0,00001681	0,0017%	Cumple
0,00000498	0,00497682	0,00001580	0,0016%	Cumple
0,00000472	0,00471538	0,00001497	0,0015%	Cumple
0,00000569	0,00569022	0,00001806	0,0018%	Cumple
0,00000550	0,00549944	0,00001746	0,0017%	Cumple
0,00000522	0,00521754	0,00001656	0,0017%	Cumple
0,00000573	0,00573014	0,00001819	0,0018%	Cumple
0,00000670	0,00670082	0,00002127	0,0021%	Cumple
0,00000555	0,00554947	0,00001762	0,0018%	Cumple
0,00000599	0,00598745	0,00001901	0,0019%	Cumple
0,00000504	0,00503924	0,00001600	0,0016%	Cumple
0,00000506	0,00505619	0,00001605	0,0016%	Cumple
0,00000539	0,00539064	0,00001711	0,0017%	Cumple
0,00000451	0,00450633	0,00001431	0,0014%	Cumple
0,00000485	0,00484850	0,00001539	0,0015%	Cumple
0,00000436	0,00436043	0,00001384	0,0014%	Cumple
0,00000498	0,00497682	0,00001580	0,0016%	Cumple
0,00000545	0,00544554	0,00001729	0,0017%	Cumple
0,00000594	0,00594258	0,00001887	0,0019%	Cumple
0,00000499	0,00498739	0,00001583	0,0016%	Cumple
0,00000525	0,00524808	0,00001666	0,0017%	Cumple
0,00000573	0,00573349	0,00001820	0,0018%	Cumple
0,00000566	0,00565535	0,00001795	0,0018%	Cumple
0,00000552	0,00552452	0,00001754	0,0018%	Cumple
0,00000589	0,00589240	0,00001871	0,0019%	Cumple
0,00000592	0,00591969	0,00001879	0,0019%	Cumple
0,00000458	0,00457729	0,00001453	0,0015%	Cumple
0,00000552	0,00551522	0,00001751	0,0018%	Cumple
0,00000519	0,00519037	0,00001648	0,0016%	Cumple
0,00000545	0,00544554	0,00001729	0,0017%	Cumple
0,00000498	0,00497682	0,00001580	0,0016%	Cumple

Fuente: Elaboración propia

Tabla 96 Verificación de la deflexión de tubería de PVC alcantarillado sanitario



Deflexión en la Tubería (m)	Δx (mm)	Deflexion relativa (Dr)	Deflexion %	Condicion
0,00000488	0,00487934	0,00001549	0,0015%	Cumple
0,00000522	0,00521754	0,00001656	0,0017%	Cumple
0,00000587	0,00587379	0,00001865	0,0019%	Cumple
0,00000429	0,00428546	0,00001360	0,0014%	Cumple
0,00000637	0,00637364	0,00002023	0,0020%	Cumple
0,00000519	0,00518644	0,00001646	0,0016%	Cumple
0,00000616	0,00616177	0,00001956	0,0020%	Cumple
0,00000545	0,00544554	0,00001729	0,0017%	Cumple
0,00000522	0,00521977	0,00001657	0,0017%	Cumple
0,00000528	0,00527806	0,00001676	0,0017%	Cumple
0,00000588	0,00588313	0,00001868	0,0019%	Cumple
0,00000600	0,00599719	0,00001904	0,0019%	Cumple
0,00000629	0,00628516	0,00001995	0,0020%	Cumple
0,00000641	0,00640625	0,00002034	0,0020%	Cumple
0,00000620	0,00620119	0,00001969	0,0020%	Cumple
0,00000592	0,00591969	0,00001879	0,0019%	Cumple
0,00000648	0,00648110	0,00002057	0,0021%	Cumple
0,00000631	0,00630723	0,00002002	0,0020%	Cumple
0,00000658	0,00658142	0,00002089	0,0021%	Cumple
0,00000647	0,00647338	0,00002055	0,0021%	Cumple
0,00000609	0,00609106	0,00001934	0,0019%	Cumple
0,00000608	0,00607612	0,00001929	0,0019%	Cumple
0,00000626	0,00625640	0,00001986	0,0020%	Cumple
0,00000623	0,00623242	0,00001979	0,0020%	Cumple
0,00000619	0,00618829	0,00001965	0,0020%	Cumple
0,00000619	0,00618829	0,00001965	0,0020%	Cumple
0,00000605	0,00604541	0,00001919	0,0019%	Cumple
0,00000636	0,00635635	0,00002018	0,0020%	Cumple
0,00000529	0,00529435	0,00001681	0,0017%	Cumple
0,00000529	0,00529435	0,00001681	0,0017%	Cumple
0,00000529	0,00529435	0,00001681	0,0017%	Cumple

Fuente: Elaboración propia

4.9 PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PTAR

4.9.1 Test de percolación

TEST DE PERCOLACIÓN



UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

CALCULO, DISEÑO Y EVALUACION DE RIESGOS DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE Y
ALCANTARILLADO EN LA ASOCIACIÓN DE VIVIENDA SEÑOR DE LOS MILAGROS Y VILLA
HERMOSA, EN EL ANEXO YURAMAYO 4TA PAMPA, DISTRITO DE VITOR - AREQUIPA – AREQUIPA

TESISTA: Daniel Mario Gonzales Arce

TEST	DESENSE PROMEDIO EN 1 cm.
TEST DE PERCOLACIÓN N° 1	7,494
TEST DE PERCOLACIÓN N° 2	7,176
TEST DE PERCOLACIÓN N° 3	7,006
TEST DE PERCOLACIÓN N° 4	7,215
TEST DE PERCOLACIÓN N° 5	6,346
TEST DE PERCOLACIÓN N° 6	7,036
TEST DE PERCOLACIÓN N° 7	6,106
TEST DE PERCOLACIÓN N° 8	6,506
TEST DE PERCOLACIÓN N° 9	8,126
TEST DE PERCOLACIÓN N° 10	6,176
TEST DE PERCOLACIÓN N° 11	4,926
TEST DE PERCOLACIÓN N° 12	4,186
TEST DE PERCOLACIÓN N° 13	6,006
TEST DE PERCOLACIÓN N° 14	8,256
PROMEDIO	7,225

CLASE DE TERRENO	TIEMPO DE FILTRACION PARA EL DESCENSO DE 1 CM
RAPIDOS	DE 0 A 4 MINUTOS
MEDIOS	DE 4 A 8 MINUTOS
LENTOS	DE 8 A 12 MINUTOS

CLASIFICACIÓN DEL TERRENO : MEDIOS

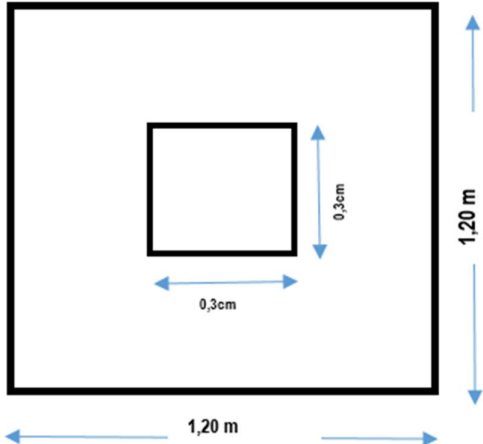


Ilustración 33 Medidas para colocar la cubeta de test
Fuente: Elaboración Propia

Para el cálculo de la tasa de infiltración, según test de percolación N°7, se procede a realizar mediante una simple interpolación para obtener el valor correspondiente (en L/m²/día) al valor que hemos obtenido en campo, mediante el cual nos ayudará a saber la tasa de infiltración del efluente:

Tabla 97 Infiltración de efluentes

TASA DE INFILTRACIÓN * (min/cm)	TASA DE INFILTRACIÓN DEL EFLUENTE (L/m ² /día)
0,41	189
0,83	130
1,25	109
1,66	94
2,08	83
4,16	60
6,25	49
12,50	34
18,75	30
25,00	22

El valor de 4.186 está entre estos dos valores

* Tiempo en minutos que tarda el agua en bajar un centímetro, durante la prueba de infiltración

$$\frac{4.19 - 2.08}{4.16 - 2.08} = \frac{x - 83}{60 - 83}$$

$$X = 59.67 \text{ L/m}^2/\text{día}$$

Al observar la tabla de mediciones realizadas en campo, se puede observar que el tiempo promedio que tarda el agua en bajar 1 centímetro es 4.186 minutos, por lo que se concluye que el terreno es del tipo de percolación media, así también, se puede concluir que el terreno sería apropiado para la disposición de efluentes del filtro biológico y lecho de secado.

4.9.2 Diseño de la cámara de rejás - tratamiento preliminar

CALCULO DE DEMANDA

			PROCESO DE CÁLCULO	CANTIDAD	UND	RESULTADOS	
Caudal Máximo Horario	$Q_{mh} =$	7,227 lps	$Q_d = Q_{mh} + Q_{inf} + Q_{ce}$	$Q_d =$	8,28	lps	Caudal de diseño
Caudal por Infiltración	$Q_{inf} =$	0,334 lps					
Caudal por conexiones erradas	$Q_{ce} =$	0,723 lps					
Caudal de Diseño	$Q_d =$	8,28 lps	$Q_{max} = K_{max} \times Q_p$	$Q_{max} =$	7,23	lps	Caudal Máximo
Constante Mínimo	$K_{min} =$	0,5	$Q_{min} = K_{min} \times Q_p$	$Q_{min} =$	0,81	lps	Caudal Mínimo

CALCULO DE BARRAS

			PROCESO DE CÁLCULO	CANTIDAD	UND	RESULTADOS	
Número de canales	$N_c =$	1 und	cada unidad con un canal de rejás funcionando alternadamente para limpieza y mantenimiento				
Caudal Máximo	$Q_{max} =$	7,23 lps	$Q_{max\ u} = Q_{max} / N$	$Q_{max\ u} =$	7,23	lps	Tirante Máximo
Caudal Mínimo	$Q_{min} =$	0,81 lps	$Q_{min\ u} = Q_{min} / N$	$Q_{min\ u} =$	0,81	lps	Tirante Mínimo
Espesor de las Barras	$e =$	1/4 pulg	$E = \frac{a}{(a+e)}$	$E =$	0,80		Coef. geométrico (sección de paso entre barras)
Espaciamiento entre Barras	$a =$	1 pulg					
Ancho de las barras	$br =$	1 1/2 pulg					
Velocidad entre barras	$V_r =$	0,70 m/s	$A_u = (Q_{max} / V_r) / 1000$	$A_u =$	0,010	m ²	Area útil
			$A_c = A_u / E$	$A_c =$	0,013	m ²	Area del canal

CALCULO DEL CANAL DE REJAS / CRIBAS

			PROCESO DE CÁLCULO	CANTIDAD	UND	RESULTADOS	
Ancho del canal	$B =$	0,40 m	$Y_{max} = Ac / B$	$Y_{max} =$	0,032	m	Tirante Máximo
Coef. Rugosidad del Canal	$n =$	0,013	$RH = Ac / Pm = Ac / (2Y + B)$	$RH =$	0,0278	m	Radio Hidráulico
Velocidad	Correcta		$S = (Q_{max} * n / (Ac * RH^{2/3}))^2$	$S =$	6,30	%	Pendiente del canal
			$V_c = Q_{max} / Ac$	$V_c =$	0,56	m/s	Velocidad antes de las rejás
			$R = Q_{min} * n / (S^{1/2} B^{1/3})$	$R =$	0,0152	m	Determinar la relación Y/B
De la Tabla para el Y/B	Y/B =	0,011	$Y_{min} = 0,093 * B$	$Y_{min} =$	0,00	m	Tirante Mínimo
			$A_{min} = B * Y_{min}$	$A_{min} =$	0,00	m ²	Area Mínimo
Velocidad	Correcta		$V_{min} = Q_{min} / A_{min}$	$V_{min} =$	0,46	m/s	Velocidad mínimo en el canal
			$N = (B - a) / (e + a)$	$N =$	12	und	Número de Barras

PERDIDA DE CARGA EN LAS REJAS

			PROCESO DE CÁLCULO	CANTIDAD	UND	RESULTADOS	
Según Kirshner (Rejas Limpias)							
Velocidad Máxima en la rejilla	$V_r =$	0,70 m/s	$h_v = \frac{V^2}{2g}$	$h_v =$	0,02	m	Pérdida de energía en la rejilla
Gravedad	$g =$	9,81 m/s ²					
Forma de Barra	Rectangular		$H_r = \beta \left(\frac{e}{a}\right)^{4/3} h_v \cdot \text{sen}\theta$	$H_r =$	0,01	m	Pérdida total en la rejilla
Factor forma	$\beta =$	2,42					
separación entre barrotes	$a =$	1 pulg					
Diámetro de Barrote	$e =$	1/4 pulg					
inclinación de las barras	$\theta =$	60 °					
Según Metcalf-Eddy (Rejas Obstruidas)							
Velocidad Máxima en la rejilla	$V =$	0,70 m/s	$V' = V / 1$	$V' =$	1,40	m/s	veloc. considerando 50% obstrucción
Obstrucción en las rejás	$t =$	50%	$H_f = \left[\frac{(V'^2 - v^2)}{2g} \right] / 0.7$	$H_f =$	0,11	m	Pérdida de carga (Metcalf-Eddy)
Gravedad	$g =$	9,81 m/s ²					
Pérdida de carga elegida			$MAYOR [H, H_f]$	$H_f =$	0,11	m	se elige la mayor pérdida de carga

CALCULO DE LA ALTURA DE LA REJA

			PROCESO DE CÁLCULO	CANTIDAD	UND	RESULTADOS
Tirante Máximo	Y =	0,032	$H=Y+BL$	H =	0,63	m
Borde Libre	BL =	0,60				

CALCULO DE LA LONGITUD DE LA REJA

			PROCESO DE CÁLCULO	CANTIDAD	UND	RESULTADOS
Altura de la reja	B =	0,63	$L = H/\text{sen}\theta$	L =	0,73	m
Inclinación de las barras	$\theta =$	60	$PH = H/\text{tag}\theta$	PH =	0,37	m

ZONA DE TRANSICIÓN

			PROCESO DE CÁLCULO	CANTIDAD	UND	RESULTADOS
Pendiente del Emisor	S' =	66	$\theta = 2\text{arc cos}\left(1 - \frac{2h}{D}\right)$	$\theta =$	4,19	rad
Caudal Máximo Emisor	Qmxu =	0,0072		D =	0,20	m
Relación Max Y/D	Y/D =	0,75		Dc =	0,20	m
Coef. Rugosidad Emisor	n =	0,013		Dc =	8	pulg
Angulo de zona de transición	$\varphi =$	30	$L' = (B-Dc)/(2*\text{tan}\varphi)$	L' =	0,45	m
Ancho cribado	B =	0,40				
De la Tabla	Y/D =	0,017	$R_1 = Qmxu * n / (S^{1/2} Dc^{8/3})$	R 1 =	0,00085	
			$Y 1 = 0,515 * Dc$	Y 1 =	0,003	m
			$A 1 = k * Dc^2$	A 1 =	0,016	m ²
			$RH 1 = A 1 / P M 1$	RH 1 =	0,040	m
Tensión Tractiva Correcta			$T 1 = S' * RH 1$	T 1 =	2,640	kgf/m ²
			$V 1 = Qmx u / A 1$	V 1 =	3,100	m/s
			$H 1 = 0,1(V 1 - Vc)^2 / 2g$	H 1 =	0,033	m/s
Caudal Mínimo Emisor	Qminu =	0,0008	$R_2 = Qminu * n / (S^{1/2} Dc^{8/3})$	R 2 =	0,000	m
Diámetro del Emisor	Dc =	0,20		Y 2 =	0,022	m
De la Tabla	Y/D =	0,110	$A 2 = k * Dc^2$	A 2 =	0,004	m ²
			$V 2 = Qmin u / A 2$	V 2 =	0,210	m/s
			$RH 2 = A 2 / P M 2$	RH 2 =	0,019	m
			Tensión Tractiva Correcta			$T 2 = S' * RH 2$

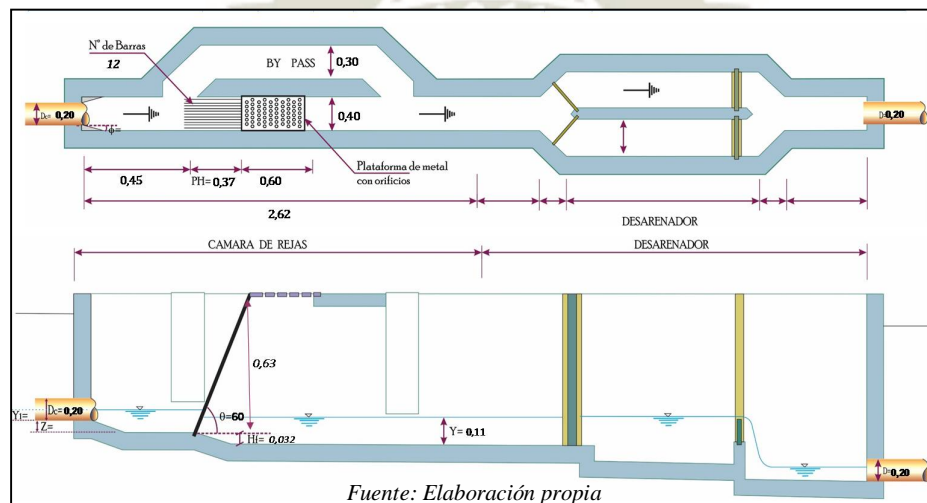
MATERIAL CRIBADO

			PROCESO DE CÁLCULO	CANTIDAD	UND	RESULTADOS
Caudal Máximo	Qmh =	0,0083	$M_{tc} = Qmh * M_c * 86400$	Mtc =	16,46	lpd
Abertura/Espaciamiento	Y/D =	25				
Materia Cribado / Caudal	Mc =	0,023				

CALCULO DEL VERTEDERO DE SALIDA

			PROCESO DE CÁLCULO	CANTIDAD	UND	RESULTADOS
Caudal Máximo	Qmh =	0,023	$H_v = (Q / (1,838 * B))^{2/3}$	Hv =	0,1	m
Ancho del canal	B =	0,40				

Ilustración 34 Cámara de rejas - tratamiento preliminar

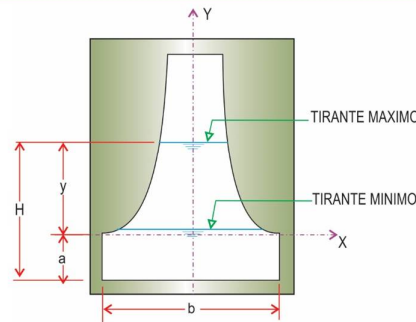


4.9.3 Diseño de Desarenador - tratamiento preliminar

Tabla 98 Diseño Desarenador

CALCULO DE DEMANDA						
DATOS	CANTIDAD	UND	PROCESO DE CÁLCULO	CANTIDAD	UND	RESULTADOS
Caudal Máximo Horario	$Q_{mh} = 7,23$	lps	$Q_d = Q_{mh} + Q_{inf} + Q_{ce}$	$Q_d = 8,2843$	lps	Caudal de diseño
Caudal por Infiltración	$Q_{inf} = 0,33$	lps				
Caudal por conexiones erradas	$Q_{ce} = 0,72$	lps				
Caudal de Diseño	$Q_d = 8,28$	lps	$Q_{max} = K_{max} \times Q_p$	$Q_{max} = 7,23$	lps	Caudal Máximo
Constante Mínimo	$K_{min} = 0,50$		$Q_{min} = K_{min} \times Q_p$	$Q_{min} = 3,61$	lps	Caudal Mínimo

SECCION RECTANGULAR CONTROLADO POR VERTEDERO SUTRO						
DATOS	CANTIDAD	UND	PROCESO DE CÁLCULO	CANTIDAD	UND	RESULTADOS
Caudal Máximo Unitario	$Q_{max\ u} = 0,0083$	m ³ /s	$Q = 2.74\sqrt{ab}\left(H - \frac{a}{3}\right)$	$Q = 0,0083$	m ³ /s	Verificamos para nuestro Caudal Máximo Horario
Caudal Mínimo Unitario	$Q_{min\ u} = 0,00361$	m ³ /s				
altura mínima	$a = 0,01$	m		$Q = 8,284300$	lps	
Ancho de la base	$b = 0,50$	m				
Altura de agua	$H = 0,0461$	m		Correcto		



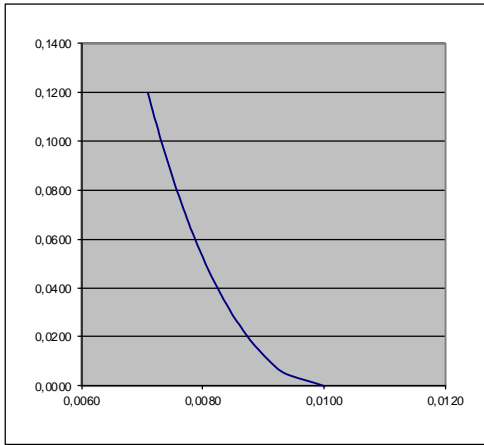
LONGITUD DEL DESARENADOR						
DATOS	CANTIDAD	UND	PROCESO DE CÁLCULO	CANTIDAD	UND	RESULTADOS
Altura de agua	$H = 0,046$	m	$L = 25 * H$	$L_d = 1,15$	m	Longitud del Desarenador
Por Norma se adiciona 25% como mínimo a la entrada y a la salida del desarenador						
Coef. Rugosidad	$n = 0,013$		$L_r = 25\% * L_d$	$L_r = 1,44$	m	Longitud real del Desarenador
				$L_r = 1,10$	m	

ANCHO DEL DESARENADOR						
DATOS	CANTIDAD	UND	PROCESO DE CÁLCULO	CANTIDAD	UND	RESULTADOS
Caudal Máximo	$Q_{max} = 0,00723$	m ³ /s	$A = Q_{max} / (V.H)$	$A = 0,5$	m	Ancho del Desarenador
Altura de agua	$H = 0,046$	m				
Velocidad Horizontal	$V = 0,30$	m/s				

Fuente: Elaboración propia

Tabla 99 Cálculo de la sección del Sutro

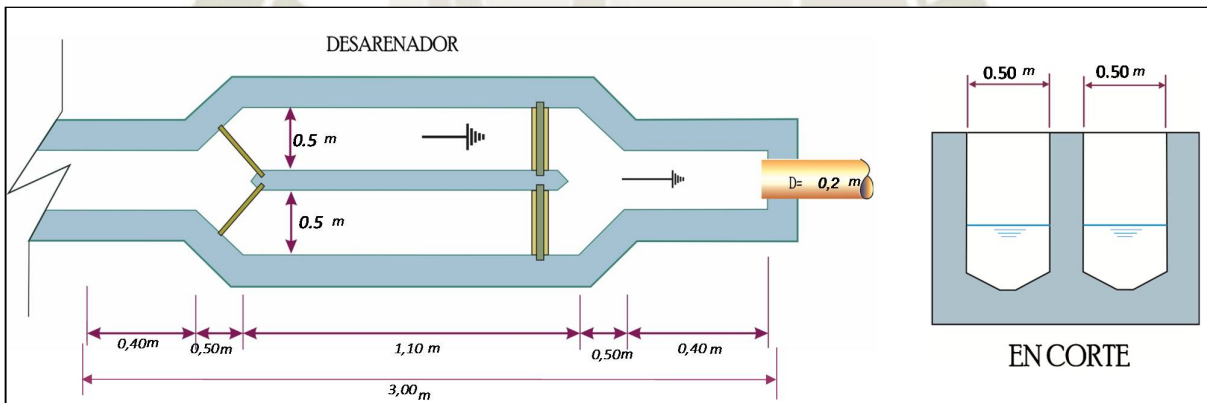
$$x/b = 1 - (2/p)$$



X (m)	y (m)	X (m)	y (m)
0,0100	0,0000	0,0072	0,1150
0,0094	0,0050	0,0071	0,1200
0,0091	0,0100	0,0070	0,1250
0,0089	0,0150	0,0070	0,1300
0,0087	0,0200	0,0069	0,1350
0,0086	0,0250	0,0069	0,1400
0,0085	0,0300	0,0069	0,1450
0,0084	0,0350	0,0068	0,1500
0,0082	0,0400	0,0068	0,1550
0,0081	0,0450	0,0067	0,1600
0,0081	0,0500	0,0067	0,1650
0,0080	0,0550	0,0066	0,1700
0,0079	0,0600	0,0066	0,1750
0,0078	0,0650	0,0066	0,1800
0,0077	0,0700	0,0065	0,1850
0,0076	0,0750	0,0065	0,1900
0,0076	0,0800	0,0064	0,1950
0,0075	0,0850	0,0064	0,2000
0,0074	0,0900	0,0064	0,2050
0,0074	0,0950	0,0063	0,2100
0,0073	0,1000	0,0063	0,2150
0,0073	0,1050	0,0063	0,2200
0,0072	0,1100	0,0062	0,2250
0,0072	0,1150	0,0062	0,2300
0,0071	0,1200	0,0062	0,2350

Fuente: Elaboración propia

Ilustración 35 Dimensiones del desarenador

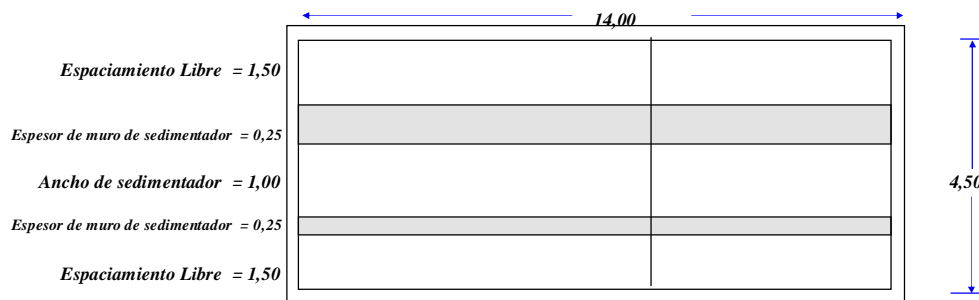


Fuente: Elaboración propia

4.9.4 Tratamiento primario de aguas residuales mediante tanque Imhoff

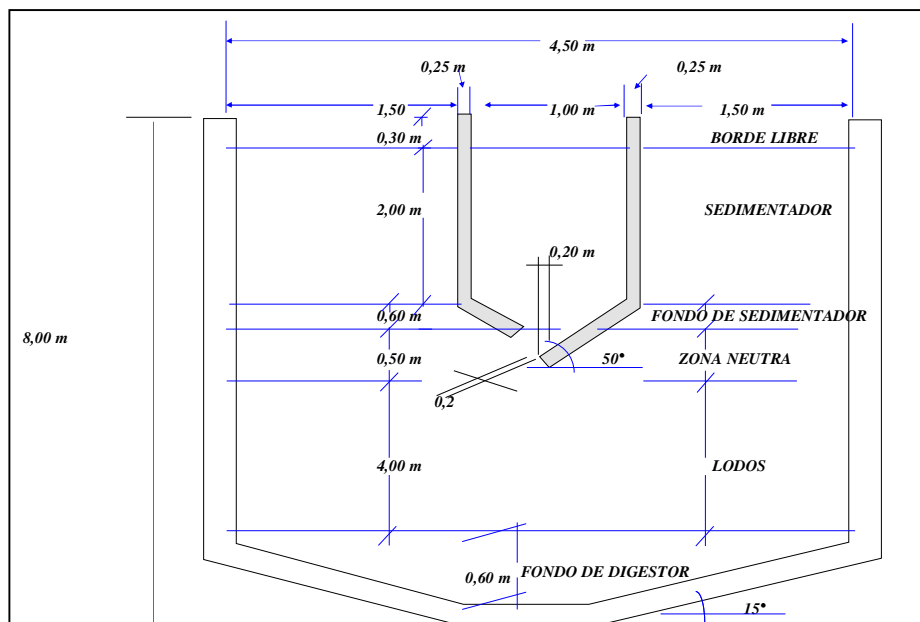
A PARAMETROS DE DISEÑO		VALORES GUIA	
1.- Población actual	1642,00 n° habitantes		
2.- Tasa de crecimiento (%)	0,78		
3.- Período de diseño (años)	23,00		
4.- Población futura	1936,57 habitantes		
Población futura	1937,00 habitantes		
5.- Dotación de agua, l/(habx día)	80,00 L/(hab x día)		
6.- Factor de retorno	0,80		
7.- Altitud promedio, msnm	1557,00 m.s.n.m.		
8.- Temperatura mes más frío, en °C	10,00 °C		
9.- Tasa de sedimentación, m ³ /(m ² x h)	1,00 m ³ /(m ² x h)	(1.5 a 2.5)	VOLUMEN DE DIGESTIÓN A 15 °C
10.- Período de retención, horas	2,00 horas		70 L/Hab
11.- Borde libre, m	0,30 m		
12.- Volumen de digestión, l/hab a 15°C	98,00 L/hab a 15°C		
13.- Relación L/B (teórico)	14,00	> a 3	
14.- Espaciamento libre pared digestor al sedimentador, metros	1,50	1.0 mínimo	
15.- Angulo fondo sedimentador, radianes	50,00	(50° - 60°)	
	0,87 radianes		
16.- Distancia fondo sedimentador a altura máxima de lodos (zona neutra), m	0,50 m		Factores de capacidad relativa y tiempo de digestión de lodos
17.- Factor de capacidad relativa	1,40		Temperatura
18.- Espesor muros sedimentador, m	0,25 m		*C
19.- Inclimación de tolva en digestor	15,00 (15° - 30°)		Tiempo digestión
	0,26 radianes		(días)
	2,00		Factor capacidad
20.- Numero de troncos de piramide en el largo	1,00		relativa
21.- Numero de troncos de piramide en el ancho	1,00		5
22.- Altura del lodos en digestor, m	4,00 m		10
23.- Requerimiento lecho de secado	0,04 m ² /hab.		15
			20
			> 25
			30
			40
			50
			60
			70
			80
			90
			100
			110
			120
			130
			140
			150
			160
			170
			180
			190
			200
			210
			220
			230
			240
			250
			260
			270
			280
			290
			300
			310
			320
			330
			340
			350
			360
			370
			380
			390
			400
			410
			420
			430
			440
			450
			460
			470
			480
			490
			500
			510
			520
			530
			540
			550
			560
			570
			580
			590
			600
			610
			620
			630
			640
			650
			660
			670
			680
			690
			700
			710
			720
			730
			740
			750
			760
			770
			780
			790
			800
			810
			820
			830
			840
			850
			860
			870
			880
			890
			900
			910
			920
			930
			940
			950
			960
			970
			980
			990
			1000

Ilustración 36 Vista en Planta Tanque Imhoff



Fuente: Elaboración propia

Ilustración 37 Vista en corte Tanque Imhoff



Fuente: Elaboración propia

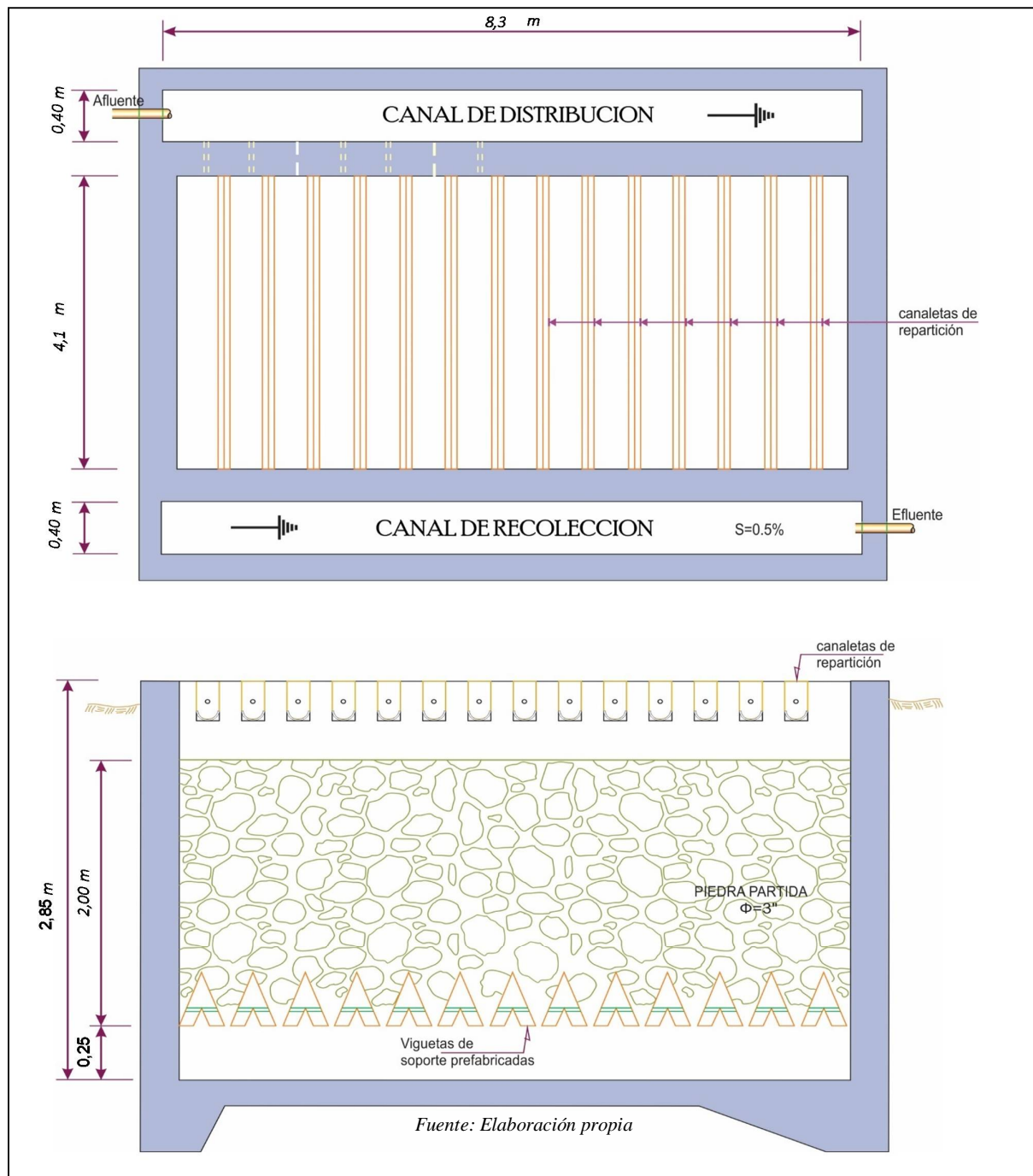
4.9.5 Diseño Filtro biológico

Población de diseño (P_f)	1937,00	habitantes
Dotación de agua (D)	80,00	L/(habitante.día)
Contribución de aguas residuales (C)	80%	
Contribución per cápita de DBO5 (Y)	50	grDBO5/(habitante.día)
Producción per cápita de aguas residuales: $q = D \times C$	64	L/(habitante.día)
DBO5 resultado del Análisis de Laboratorio	220,00	mg/L
Eficiencia de remoción de DBO5 del tratamiento primario (E_p)	0,30	
Temperatura del Proyecto (T_p)	10,00	°C
DBO5 remanente: $S_o = (1 - E_p) \times St$	154,00	mg/L
Caudal de aguas residuales: $Q = P_f \times q / 1000$	715,76	m3/día

DIMENSIONAMIENTO DEL FILTRO PERCOLADOR

DBO requerida en el efluente (S_e)--Balance de masa	61,6	mg/L
Eficiencia del filtro (E): $E = (S_o - S_e)/S_o$	60,00%	
Carga de DBO (W): $W = S_o \times Q / 1000$	110,227311	KgDBO/día
Caudal de recirculación (Q_R)	0	m3/día
Razon de recirculación ($R = Q_R/Q$)	0	
Factor de recirculación (F): $F = (1 + R)/(1 + R/10)^2$	1	
Volúmen del filtro (V): $V = (W/F) \times (0,4425E/(1-E))^2$	48,56	m3
Volúmen del filtro Para la Temperatura del proyecto $V_d = V/(1,035^{(20-T_p)})$	68,50	m4
Profundidad del medio filtrante (H):	2,00	m
Area del filtro (A): $A = V/H$	34,25	m2
Ancho del filtro	4,1	m
Largo del filtro	8,3	m
Tasa de aplicación superficial (TAS): $TAS = Q/A$	20,898	m3/(m2.día)
Carga orgánica (CV): $CV = W/V$	1,609	Kg DBO/(m3.día)

Ilustración 38 Vista en plata y corte - Filtro Biológico



4.9.6 Cámara de contacto de cloro

DISEÑO DE LA CÁMARA DE CONTACTO						
DATOS	CANTIDAD	UND	PROCESO DE CÁLCULO	CANTIDAD	UND	RESULTADOS
Cuadra de diseño	Qd = 715,76	m ³ /d	Vtc=QxT	Vtc = 14,91	m ³	Volumen de Tanque de Contacto de Cloro
	Qd = 29,82	m ³ /h				
Tiempo de contacto con el cloro	T = 30	min				
	T = 0,50	h	C = (QxD)/c	C = 7,16	kg/d	Capacidad del Dosificador
Dosis promedio	D = 10,00	mg/l				
Concentración	c = 1,000					
Desinfectante(Cloro como hipoclorito de calcio)	70	%	Cons.=(Cx100)/%hipoc.calcio	Cons.= 10,23	kg/d	Consumo de HTH(Hipoclorito de Calcio)
	0,70		V=Cons.x70%/0,01	Cons.= 716	L/d	Volumen Solución
DIMENSIONES APROXIMADAS						
Ancho de cada compartimiento	b = 0,60	m	Lt = Vtc/(b*h)	Lt = 20,7	m	Longitud de canal de compartimiento
Altura de agua	h = 1,20	m				
Ancho de la cámara de contacto	B = 2,50	m				
			N = Lt/(B)	N = 8,0	m	Numero de Compartimientos
CARACTERÍSTICAS DEL CÁMARA DE CONTACTO	La Cámara de Contacto estará constituida por un tanque de concreto armado; así mismo se instalará un dosificador de solución de hipoclorito de calcio con su respectivo tanque de 500Lt, para la preparación de la solución					

4.9.7 Balance de masas

Al no contar con una red de alcantarillado existente en la zona, se empleó la tabla de Metcalf and Eddy para la caracterización de aguas residuales domesticas de ámbito rural.

Tabla 100 Composición típica de agua residual domestica

COMPOSICION TIPICA DEL AGUA RESIDUAL DOMESTICA				
COMPONENTE	UNIDAD	CONCENTRACION		
		FUERTE	MEDIA	DEBIL
SOLIDOS TOTALES	mg/l	1.200	720	350
SOLIDOS DISUELTOS TOTALES	mg/l	850	500	250
SOLIDOS DISUELTOS FIJOS	mg/l	525	300	145
SOLIDOS DISUELTOS VOLÁTILES	mg/l	325	200	105
SOLIDOS SUSPENDIDOS	mg/l	350	220	100
SOLIDOS SUSPENDIDOS FIJOS	mg/l	75	55	20
SOLIDOS SUSPENDIDOS VOLATILES	mg/l	275	165	80
SOLIDOS SEDIMENTABLES	mg/l	20	10	5
DEMANDA BIOQUÍMICA DE OXIGENO DBO ₅	mg/l	400	220	110
CARBONO ORGANICO TOTAL COT	mg/l	290	160	80
DEMANDA QUÍMICA DE OXIGENO DQO	mg/l	1.000	500	250
NITROGENO TOTAL	mg/l	85	40	20
NITROGENO ORGANICO	mg/l	35	15	8
NITROGENO AMONIACAL	mg/l	50	25	12
NITRITOS	mg/l	0	0	0
NITRATOS	mg/l	0	0	0
FOSFORO TOTAL	mg/l	15	8	4
FOSFORO ORGANICO	mg/l	5	3	1
FOSFORO INORGANICO	mg/l	10	5	3
CLORUROS	mg/l	100	50	30
SULFATOS *	mg/l	50	30	20
ALCALINIDAD EN CaCO ₃	mg/l	200	100	50
ACEITES Y GRASAS	mg/l	150	100	50
COLIFORMES TOTALES	NMP/100 ml	10 ⁷ a 10 ⁸	10 ⁷ a 10 ⁸	10 ⁶ a 10 ⁷
COMPUESTOS ORGANICOS VOLATILES	µg/l	>400	100 a 400	<100

Fuente: Metcalf and Eddy (1991)

Tabla 101 porcentajes de eficiencia y/o remoción para PTAR

PROCESO DE TRATAMIENTO	REMOCIÓN (%)		REMOCIÓN ciclos log ₁₀	
	DBO	Sólidos en suspensión	Bacterias	Helmintos
Sedimentación primaria	25-30	40-70	0-1	0-1
Lodos activados (a)	70-95	70-95	0-2	0-1
Filtros percoladores (a)	50-90	70-90	0-2	0-1
Lagunas aeradas (b)	80-90	(c)	1-2	0-1
Zanjas de oxidación (d)	70-95	80-95	1-2	0-1
Lagunas de estabilización (e)	70-85	(c)	1-6	1-4

- (a) precedidos y seguidos de sedimentación
 (b) incluye laguna secundaria
 (c) dependiente del tipo de lagunas
 (d) seguidas de sedimentación
 (e) dependiendo del número de lagunas y otros factores como: temperatura, período de retención y forma de las lagunas.

Fuente: RNE OS.090

Tabla 102 Eficiencia de remoción de patógenos y parámetros convencionales para varios procesos

Proceso	Remoción %			Remoción, Ciclos log ₁₀ ⁴		
	DBO ₅	SS	Virus	Bacterias	Huevos de Helmintos	Quistes de Protozoarios
Sedimentación Primaria	25-40	40-70	0-1	0-1	0-1	0-2
Lodos Activados ¹	55-95	55-95	1-2	0-2	0-1	1-2
Filtros Precoladores ¹	50-95	50-90	1-2	0-2	0-1	1-2
Desinfección con cloro	----	----	0-4	2-6	0-1	0-3
Lagunas en Series ¹	70-95	55-95 ³	2-4	2-6	2-4 (100%)	2-4 (100%)

Fuente: Feachem et al., 1983; Mara et a., 1992; Yanez. 1992

Tabla 103 Límites Máximos permisibles para los efluentes PTAR

LÍMITES MÁXIMOS PERMISIBLES PARA LOS EFLUENTES DE PTAR

PARAMETRO	UNIDAD	LMP DE EFLUENTES PARA VERTIDOS A CUERPOS DE AGUAS
Aceites y grasas	mg/L	20
Coliformes Termotolerantes	NMP/100 mL	10,000
Demanda Bioquímica de Oxígeno	de mg/L	100
Demanda Química de Oxígeno	de mg/L	200
pH	unidad	6.5-8.5
Sólidos Totales en Suspensión	en mL/L	150
Temperatura	°C	<35

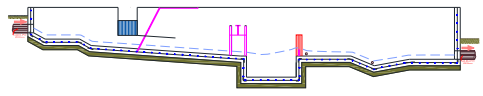
Fuente: Decreto supremo N°003-2010-MINAM

ESTRUCTURAS

PRE - TRATAMIENTO: TRATAMIENTO PRELIMINAR

ENTRADA	
$Q(e)$	= 8,28 l/seg
$DBO5(e)$	= 220,00 mg/l
$SS(e)$	= 220,00 mg/l
$Coli(e)$	= 1,10E+07 NMP/100ml

SALIDA	
$Q(e)$	= 8,28 l/seg
$DBO5(e)$	= 220,00 mg/l
$SS(e)$	= 110,00 mg/l
$Coli(e)$	= ##### NMP/100ml



SE TRANSFORMA		
EFICIENCIA	REMOCION	
-	$Q(e)$	= 8,28 l/seg
0%	$DBO5(e)$	= 0,00 mg/l
50%	$SS(e)$	= 110,00 mg/l
0%	$Coli(e)$	= 0,00 NMP/100ml

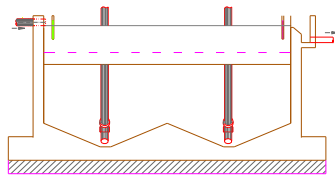
TANQUE IMHOFF

TRATAMIENTO PRIMARIO

El objetivo del tratamiento primario es la remoción de sólidos orgánicos e inorgánicos sedimentables, para disminuir la carga en el tratamiento biológico. Los sólidos removidos en el proceso tienen que ser procesados antes de su disposición final.

ENTRADA	
$Q(e)$	= 8,28 l/seg
$DBO5(e)$	= 220,00 mg/l
$SS(e)$	= 110,00 mg/l
$Coli(e)$	= ##### NMP/100ml

SALIDA	
$Q(e)$	= 8,28 l/seg
$DBO5(e)$	= 154,00 mg/l
$SS(e)$	= 33,00 mg/l
$Coli(e)$	= ##### NMP/100ml



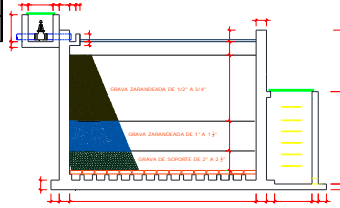
EFICIENCIA CALCULADA	EFICIENCIA ASUMIDA	SE TRANSFORMA	
		REMOCION	
%	%	$Q(e)$	= 8,28 l/seg
	30%	$DBO5(e)$	= 66,00 mg/l
	70%	$SS(e)$	= 77,00 mg/l
	90%	$Coli(e)$	= 9,90E+06 NMP/100ml

Para efectos de la presente norma de diseño se considerarán como tratamiento secundario los procesos biológicos con una eficiencia de remoción de DBO soluble mayor a 80%, pudiendo ser de biomasa en suspensión o biomasa adherida, e incluye los siguientes sistemas: lagunas de estabilización, lodos activados (incluidas las zanjas de oxidación y otras variantes), filtros biológicos y módulos rotatorios de contacto

FILTRO BIOLÓGICO: TRATAMIENTO SECUNDARIO

ENTRADA	
$Q(e)$	= 8,28 l/seg
$DBO5(e)$	= 154,00 mg/l
$SS(e)$	= 33,00 mg/l
$Coli(e)$	= 1,10E+06 NMP/100ml

SALIDA	
$Q(e)$	= 8,28 l/seg
$DBO5(e)$	= 61,60 mg/l
$SS(e)$	= 3,30 mg/l
$Coli(e)$	= 1,10E+05 NMP/100ml

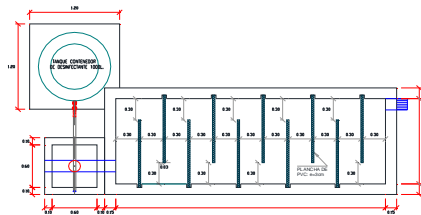


EFICIENCIA CALCULADA	EFICIENCIA ASUMIDA	SE TRANSFORMA	
		REMOCIÓN	
%	%	$Q(e)$	= 8,28 l/seg
60,00%		$DBO5(e)$	= 92,40 mg/l
	90%	$SS(e)$	= 29,70 mg/l
	90%	$Coli(e)$	= 9,90E+05 NMP/100ml

DESINFECCION CAMARA DE CONTACTO DE CLORO

ENTRADA	
$Q(e)$	= 8,28 l/seg
$DBO5(e)$	= 61,60 mg/l
$SS(e)$	= 3,30 mg/l
$Coli(e)$	= 1,10E+05 NMP/100ml

SALIDA	
$Q(e)$	= 8,28 l/seg
$DBO5(e)$	= 61,60 mg/l
$SS(e)$	= 3,30 mg/l
$Coli(e)$	= 1,10E+02 NMP/100ml



EFICIENCIA CALCULADA	EFICIENCIA ASUMIDA	SE TRANSFORMA	
		REMOCIÓN	
%	%	$Q(e)$	= 8,28 l/seg
	0%	$DBO5(e)$	= 0,00 mg/l
	0%	$SS(e)$	= 0,00 mg/l
	99,9%	$Coli(e)$	= 1,10E+05 NMP/100ml

RESUMEN				
PARAMETRO	ECAs (categoria 3- tallo bajo)	LÍMITES MAXIMOS PERMISIBLES	VALOR EN DESCARGA	OBSERVACION
$DBO5$ (mg/l)	<= 15	100	61,60	NO REQUIERE TRATAMIENTO ADICIONAL
Solidos Suspendidos (mg/l)	< 25	150	3,30	NO REQUIERE TRATAMIENTO ADICIONAL
Coliformes Termotolerantes NMP/100ml)	< 1000	10000	1,10E+02	NO REQUIERE TRATAMIENTO ADICIONAL

4.10 EVALUACIÓN DE RIESGOS

4.10.1 Identificación

El proyecto de tesis: “**CÁLCULO, DISEÑO Y EVALUACIÓN DE RIESGOS DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO EN LA ASOCIACIÓN DE VIVIENDA SEÑOR DE LOS MILAGROS Y VILLA HERMOSA, EN EL ANEXO YURAMAYO 4TA PAMPA, DISTRITO DE VITOR - AREQUIPA – AREQUIPA**”, por las condiciones de desarrollo del proyecto y su ubicación geográfica requiere de la identificación de peligros y de las condiciones de vulnerabilidad a las cuales puede estar expuesto en cada una de las etapas. Para lo cual es fundamental recopilar información durante esta etapa de diagnóstico sobre las posibles condiciones de peligro que puedan existir en la zona donde se ejecutara el presente proyecto.

Para una identificación óptima de los peligros existentes y condiciones de vulnerabilidad, nos planteamos objetivos que ayuden al logro de un buen diagnóstico.

4.10.2 Diagnostico situacional actual

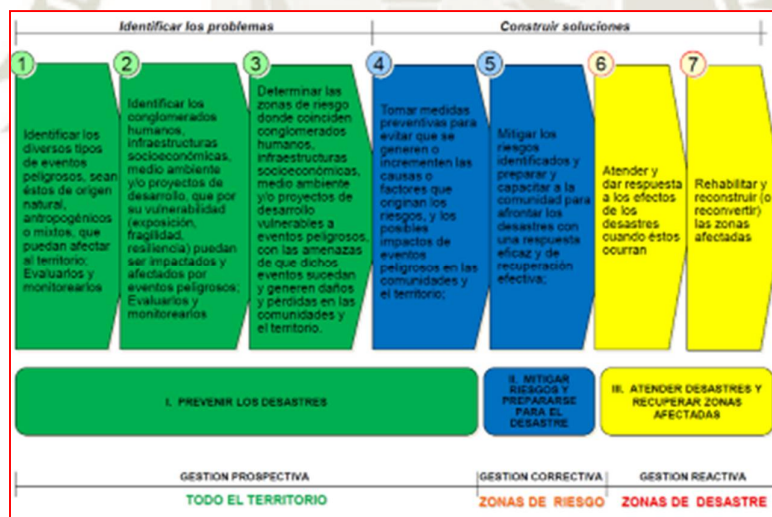
El diagnóstico situacional actual está orientado a obtener información primaria recabando información a través de fichas metodológicas, así como el registro fotográfico e información secundaria de fuentes confiables y certificadas.

4.10.3 Metodología para la etapa de diagnóstico

- **Planificación:** El objetivo de la planificación es preparar el material que será necesario en el proceso de identificación de peligros y definir el objetivo y alcance del trabajo (COEPA. El riesgo ambiental. Guía de Gerencia de Riesgos Ambientales. 2007).
- **Inspección visual y recopilación de información:** El objetivo de esta fase es recopilar información suficiente para determinar los elementos de juicio que pudiesen constituir en un riesgo o peligro inminente para el proyecto; utilizando fichas metodológicas que se anexan al final del documento.
- **Información histórica del fenómeno:** estadísticas de heridos y muertos, personas desplazadas por eventos con características similares al propuesto en el escenario.
- **Estudios de probabilidad de ocurrencia de fenómeno:** tasas de ocurrencia, tasas de excedencia, efectos de recorrido, trayectoria, amplificación por efectos de sitio.
- **Mapas de peligro:** regionalización del país, microzonificación de ciudades.

- **Estudios de vulnerabilidad:** índices de vulnerabilidad, funciones de vulnerabilidad para la zona y para el peligro analizado.
- Levantamientos, catastros, fotografías satelitales procesadas.
- Valor de construcción por metro cuadrado promedio para los diferentes tipos de estructuras.
- Ubicación, capacidad y estado de estructuras vitales y críticas (hospitales, centros de atención médica, albergues, central de bomberos, policía, escuelas, teatros, presas, líneas de agua, luz, centrales de energía, oleoductos, gaseoductos, refinerías, carreteras, puentes, transporte urbano).
- Distribución de la población: por zona, por edad, por condición social, por sexo, por religión etc.
- Posibilidad de efectos secundarios: incendios, explosiones de material inflamable.
- Existencia y mantenimiento de programas de mitigación de desastres, sistemas de alarma, de simulacros, de desalojo, etc.

Ilustración 39 Procesos de intervención del riesgo y los desastres



4.10.4 Identificación de peligros.

4.10.4.1 Peligros de mayor impacto

Los identificados en el área de estudio de riesgos dentro del alcance de influencia del proyecto son:

- Inundación
- Lluvias torrenciales.
- Deslizamientos
- Contaminación ambiental

a) Peligro por inundación

(Hidrológico): La inundación estará mediada por las escasas precipitaciones pluviales, ya que en el área de influencia en la cual se encuentra el proyecto presenta escasas precipitaciones anuales.

b) Peligro por lluvias torrenciales

La zona del proyecto se encuentra en área donde no es común las precipitaciones, que eventualmente producen daños en las viviendas en otros distritos de la provincia.

A medida de prevención dentro del área de influencia directa del proyecto se observa la presencia de quebradas y ríos; por lo cual es importante establecer medidas preventivas que eviten los riesgos que podrían generarse en épocas de lluvias y avenidas extraordinarias dentro del área de influencia del proyecto.

c) deslizamiento

Dentro del área de influencia del proyecto se aprecia la presencia de quebradas, ríos, zonas de pendiente media que, al estar expuestas a lluvias intensas, son propensas a saturación hídrica que posteriormente se traduce en áreas inestables con posibilidad de desplazarse o existiendo una remoción en masa; la facilidad con que se da este peligro es aportado por el tipo de suelo, pendiente y estructuras débiles para soportarlos.

d) Contaminación ambiental

La gestión ambiental existente entre estas comunidades es poca debido a la presencia de residuos sólidos en las quebradas y ríos, por lo mismo que esas prácticas afectan a la sostenibilidad del proyecto

e) Sismos

De acuerdo a las informaciones obtenidas, en el año 1979 el Instituto Geológico Minero y Metalúrgico del Perú (INGEMMET) elabora un estudio a solicitud del Gobierno Central destinado a analizar la seguridad física de la ciudad de Arequipa. Posteriormente en el año 2005 a raíz del terremoto ocurrido en el 2001. Desde ese año hasta la actualidad se ha desarrollado pocos trabajos por las entidades competentes con respecto a la seguridad física del departamento de Arequipa.

De acuerdo a la información secundaria tomadas de diferentes fuentes tal como se aprecia en los mapas de riesgo, podemos indicar que la zona en estudio para el presente proyecto presenta las siguientes características relacionadas con los posibles problemas.

4.10.5 Caracterización del peligro y estratificación

4.10.5.1 Huaycos

Para la ocurrencia de este evento existen factores como: Pendiente, el tamaño de cuenca para la captación y otros factores como la ubicación de ambos centros Poblados, caracterizándose como un evento a desarrollarse de manera socio natural; discurren hacia la línea de conducción y se identifican.

Tabla 104 Valoración del peligro por Huayco

NIVEL DE PELIGRO	DESCRIPCION O CARACTERISTICAS	VALOR
PB (Peligro Bajo)	El Huayco es mínimo, hay un incremento leve del nivel de agua y cambio de color de claro a oscuro, no se produce desborde.	-25%
PM (Peligro Medio)	El Huayco es torrencial con algunos desbordes hacia los terrenos de ambas márgenes con afectaciones menores.	De 26 % a 50 %
PA (Peligro Alto)	El Huayco es torrencial con arrastre de piedras grandes, material aluvial, troncos de árboles y otras vegetaciones, se produce la inundación hacia los terrenos laterales con afectaciones altos de viviendas, sistema de riesgo, carreteras, cultivos	De 51% a 75%
PMA (Peligro Inminente)	El Huayco es extraordinario que dura varios días y el desborde e inundación es inminente, hay socavación y arrastre de porciones de terrenos, viviendas, carreteras, afectación o colapso de puentes, afectación total de sistema de agua potable y alcantarillado,	De 76 % a 100 %

Huaycos, como Peligro de magnitud bajo.

Tabla 105 Estratificación del peligro huayco

ESTRATOS	DESCRIPCIÓN
PB	Peligro Bajo
PM	Peligro Medio
PA	Peligro Alto
PMA	Peligro Muy Alto

4.10.5.2 Lluvias torrenciales.

Las precipitaciones que ocurren a lo largo del año son normales en condiciones que no se manifiesten en riesgo para la población y el medio ambiente; pero cuando éstas se presentan en exceso se convierten en eventos dañinos que ocasionan emergencias o desastres. En la costa las lluvias se presentan cada año en el período de diciembre a marzo; en los últimos años a consecuencia del cambio climático las lluvias se presentan en áreas o zonas puntuales en forma

torrencial y de larga duración convirtiéndose en un peligro potencial, ocasionado daños a las viviendas, terrenos agrícolas, obras de infraestructura, etc.

En la zona de estudio no se registraron desbordes que puedan ocasionar inundaciones o perjuicio a los intereses poblacionales, por lo que dentro del área de influencia se registró precipitaciones de mínimas de 20 a 30 mm con periodos de retorno relativamente cortos.

Tabla 106 Valoración del peligro por lluvias.

NIVEL DE PELIGRO	DESCRIPCION O CARACTERISTICAS	VALOR
PB (Peligro Bajo)	Cuando se producen lluvias normales	-25%
PM (Peligro Medio)	Cuando las lluvias son persistentes y duran un poco más de lo normal.	De 26 % a 50 %
PA (Peligro Alto)	Cuando las lluvias son torrenciales y de larga duración y en periodos relativamente largos	De 51% a 75%
PMA (Peligro Inminente)	Cuando las lluvias son torrenciales y de larga duración y en toda la cuenca y en varios días (periodo de retorno)	De 76 % a 100 %

De acuerdo a la caracterización del peligro descrito, este se considera como **PELIGRO BAJO**.

Tabla 107 Estratificación del peligro por lluvias torrenciales

ESTRATOS	DESCRIPCIÓN
PB	Peligro Bajo
PM	Peligro Medio
PA	Peligro Alto
PMA	Peligro Muy Alto

4.10.5.3 Sismos.

El nivel de sismicidad y el grado estabilidad de las condiciones de suelo para la zona de estudio se muestra de acuerdo al mapa de la zona de estudio le corresponde una intensidad alta mayor

de VI en la Escala Mercalli Modificada, la clasificación considera el tipo de suelo, la formación geológica perteneciente y entre otros factores.

Tabla 108 Estratificación del peligro por sismos

ESTRATOS	DESCRIPCIÓN
PB	Peligro Bajo
PM	Peligro Medio
PA	Peligro Alto
PMA	Peligro Muy Alto

4.10.5.4 Remoción en masa.

La remoción de masa, también conocido como movimiento de inclinación, desplazamiento de masa o movimiento de masa, es el proceso geomorfológico por el cual el suelo, regolito y la roca se mueven cuesta abajo por la fuerza de la gravedad. Se aprecia un relieve suave con pendientes leves, el cual no posibilitan la remoción en masa dentro del área de estudio (Wikipedia E. , 2020)

Tabla 109 Estratificación del peligro por remoción en masa.

ESTRATOS	DESCRIPCIÓN
PB	Peligro Bajo
PM	Peligro Medio
PA	Peligro Alto
PMA	Peligro Muy Alto

4.10.5.5 Deslizamiento.

Dentro el área de influencia del proyecto se identificó zonas con pendientes medias al margen sur – oeste en la que existen áreas de cultivo, por lo que son áreas expuestas a la erosión y por saturación hídrica, sin embargo, en la zona de estudio no se presentan zonas de deslizamientos de suelo.

Tabla 110 Estratificación del peligro por deslizamiento

ESTRATOS	DESCRIPCIÓN
PB	Peligro Bajo
PM	Peligro Medio
PA	Peligro Alto
PMA	Peligro Muy Alto

4.10.6 Análisis de la vulnerabilidad.

4.10.6.1 Vulnerabilidad

Tabla 111 Factor, variable y grado de vulnerabilidad

Factor de Vulnerabilidad	Variable	Grado de Vulnerabilidad		
		Muy alejado > 5km	Medianamente cerca 1-5 km.	Cerca 0 – 1 km.
Exposición	Localización del proyecto	Muy alejado > 5km	Medianamente cerca 1-5 km.	Cerca 0 – 1 km.
	Características del terreno	Terrenos planos o con poca pendiente; roca y suelo compacto y seco, con alta capacidad portante; terrenos altos no inundables, alejados de barrancos o cerros deleznales.	Suelo de calidad intermedia, con aceleraciones sísmicas moderadas; inundaciones muy esporádicas, con bajo tirante y velocidad.	Sectores de altas aceleraciones sísmicas por sus características geotécnicas; amenazados por aludes o avalanchas; zonas inundables a gran velocidad, con fuerza hidrodinámica y poder erosivo; (relleno, napa freática alta con turba, material inorgánico).
Fragilidad	Tipo de construcción	Estructura sísmo resistente con adecuada técnica constructiva (de acero o concreto)	Estructura de concreto, acero o madera, sin adecuada técnica constructiva.	Estructura de adobe, piedra, madera u otros materiales de menor resistencia, sin refuerzo estructural.
	Aplicación normativa de construcción.	Cumplimiento estricto de las leyes.	Cumplimiento parcial de las leyes.	Cumplimiento de las leyes. Inexistencia de leyes.
Resiliencia	Actividad económica de la zona	Alta productividad y recursos bien distribuidos. Producción dirigida al mercado externo fuera de la localidad.	Productividad media y distribución relativamente equitativa de los recursos. Producción para el mercado interno.	Escasamente productiva y distribución no equitativa de los recursos. Producción para autoconsumo.
	Situación de pobreza de la zona	Reducido porcentaje de la población en situación de pobreza (en relación al promedio nacional).	Porcentaje de la población en situación de pobreza similar al promedio nacional.	Porcentaje de la población en situación de pobreza superior al promedio nacional.

	Integración institucional de la zona	Coordinación apropiada entre instituciones públicas, privadas y población.	Coordinación parcial entre instituciones públicas, privadas y población.	Ningún tipo de coordinación entre instituciones públicas, privadas y población.
	Nivel organizativo de la población	Población totalmente organizada.	Población organizada parcialmente.	Población no organizada.
	Conocimiento de la población sobre ocurrencia de desastres.	Proporción importante de la población (>75%) conoce las causas y consecuencias de los desastres.	Una parte de la población (>25% pero < 75%) conoce las causas y consecuencias de los desastres.	Desconocimiento de las causas y consecuencias de los desastres.
	Existencia de recursos financieros para respuesta	La población cuenta con mecanismos de financiamiento para hacer frente a situaciones de riesgo, para mantener operativos los servicios.	Existen algunos mecanismos financieros para enfrentar situaciones de riesgo, parcialmente operativos los servicios.	No existen mecanismos financieros para hacer frente a situaciones de riesgo.

Fuente: (CENEPRED, 2014)

El propósito es definir el grado de vulnerabilidad que enfrenta el proyecto mediante la evaluación de las condiciones de exposición, vulnerabilidad y resiliencia del proyecto. Al respecto, el análisis es el siguiente:

“Si al menos algunas de las variables de exposición muestran alta vulnerabilidad, y al menos una variable de vulnerabilidad o resiliencia muestra vulnerabilidad alta o media (el grado de otras variables es bajo), el proyecto enfrenta **VULNERABILIDAD ALTA**” (Chavez Herrera, 2012, pág. 104)

“Si por lo menos alguna variable de exposición presenta Vulnerabilidad Alta y todas las variables de fragilidad o resiliencia presenta Vulnerabilidad Baja, entonces el proyecto enfrenta **VULNERABILIDAD MEDIA**” (Chavez Herrera, 2012, pág. 104)

“Si todas las variables de exposición enfrentan Vulnerabilidad Media y por lo menos alguna de las variables de fragilidad o resiliencia presentan Vulnerabilidad Alta (y las demás un grado menor), entonces, el proyecto enfrenta **VULNERABILIDAD ALTA**” (Chavez Herrera, 2012, pág. 104)

“Si todas las variables de exposición presentan Vulnerabilidad Media y por lo menos alguna de las variables de fragilidad o resiliencia presentan Vulnerabilidad Media (y las demás un grado

menor), entonces, el proyecto enfrenta **VULNERABILIDAD MEDIA**” (Chavez Herrera, 2012, pág. 104)

“Si todas las variables de exposición presentan Vulnerabilidad Media y todas las variables de fragilidad o resiliencia presenta Vulnerabilidad Baja, entonces, el proyecto enfrenta **VULNERABILIDAD MEDIA**” (Chavez Herrera, 2012, pág. 104)

“Si todas las variables de exposición presentan Vulnerabilidad Baja y por lo menos alguna de las variables de fragilidad o representan Vulnerabilidad Alta (y las demás un grado menor), entonces, el proyecto enfrenta **VULNERABILIDAD MEDIA**” (Chavez Herrera, 2012, pág. 104)

“Si todas las variables de exposición presentan Vulnerabilidad Baja y todas las variables de fragilidad o resiliencia presentan Vulnerabilidad Media o Baja (y ninguna Vulnerabilidad Alta), entonces, el proyecto enfrenta **VULNERABILIDAD BAJA**” (Chavez Herrera, 2012, pág. 104)

Para analizar las vulnerabilidades que presentan el presente estudio, se ha hecho un estudio de campo correspondiente a la etapa de diagnóstico, con una visita al área de influencia para identificar las vulnerabilidades y estimar los posibles riesgos.

Para ello haremos el análisis mediante un cuadro de doble entrada que nos facilita estimar en términos probabilísticos, que se muestran en tablas, que se muestran a continuación de acuerdo al tipo de vulnerabilidad.

4.10.6.2 Vulnerabilidad ambiental y ecológica.

La determinación del medio natural y el de los seres vivos que conforman el ecosistema, nos ayudará a determinar, esta vulnerabilidad está relacionada con el deterioro de la calidad de ambiente (aire, agua, suelo), la deforestación para ampliar la frontera agrícola, el uso de componentes tóxicos, etc.

Tabla 112 Nivel de vulnerabilidad ambiental y ecológica

VARIABLE	NIVEL DE VULNERABILIDAD			
	VB	VM	VA	VMA
	< 25 %	26 a 50 %	51 a 75 %	76 a 100 %
Condiciones Atmosféricas	Niveles de temperatura al promedio normales	Niveles de temperatura ligeramente superior al promedio normal 45%	Niveles de temperatura superiores al promedio normal	Niveles de temperatura superiores estables al promedio normal
Composición y calidad del aire y el agua	Sin ningún grado de contaminación	Con un nivel moderado de contaminación	Alto grado de contaminación	Nivel de contaminación no apto
Condiciones Ecológicas	Conservación de los recursos naturales, crecimiento poblacional planificado, no se practica la deforestación y contaminación	Nivel moderado de explotación de los Recursos naturales ligero crecimiento de la población y del nivel de contaminación	Alto nivel de explotación de los recursos naturales incremento de la población y del nivel de contaminación.	Explotación indiscriminada de recursos naturales; incremento de la población fuera de la planificación, deforestación y
Vulnerabilidad ambiental y ecológica = 45%				

Condiciones atmosféricas: En cuanto a la temperatura presenta niveles ligeramente inferiores al promedio normal con unos 3 a 4°C de variación, esto hace que las poblaciones ubicadas en el escenario de riesgo tengan una vulnerabilidad media. 45%

Composición y calidad del aire: El nivel de contaminación es de alto grado, ya que a falta de una amplia cobertura en la recolección de RR.SS hace que las personas arrojen sus desperdicios, desmontes a la quebrada conformando esto un foco de contaminación, habiendo una fermentación y atrae los vectores de transmisión de enfermedades, debido a esto presentan una vulnerabilidad alta. 40%.

Condiciones ecológicas: Conservación y cuidado de los recursos naturales, crecimiento poblacional planificado, no se practica la deforestación y contaminación 20%

Tabla 113 Estratificación del de vulnerabilidad ambiental y ecológica

ESTRATOS	DESCRIPCIÓN
VB	Vulnerabilidad Baja
VM	Vulnerabilidad Media
VA	Vulnerabilidad Alta
VMA	Vulnerabilidad Muy Alta

4.10.6.3 Vulnerabilidad física

El presente análisis nos determinará cuan vulnerable se encuentra la población y cómo responderá ante los peligros que se presenten:

Tabla 114 Vulnerabilidad física

VARIABLE	VULNERABILIDAD			
	VB	VM	VA	VMA
	1 – 25%	26 – 50%	51 – 75%	76 – 100%
MATERIAL DE CONSTRUCCION	Estructura resistente con adecuada técnica constructiva (de concreto o acero)	Estructura de concreto, acero o madera, sin adecuada técnica constructiva.	Estructura de tierra, afirmado, piedra o madera, sin refuerzos estructurales	Estructuras de adobe, y otros de menor resistencia, en estado precario
LOCALIZACIÓN	Muy alejada >5 Km	Medianamente cerca 1 – 5 Km	Cercana 0.1 – 1 Km	Muy cercana 0 a 100mts
CARACTERIST. GEOLOGICAS	Zonas sin fallas, ni fracturas, con buenas características geológicas.	Zona ligeramente fracturada, suelos de mediana capacidad portante.	Zona medianamente fracturada, suelos con baja capacidad portante	Zona muy fracturada, fallada, suelos colapsables
LEYES EXISTENTES	Con leyes estrictamente cumplidas	Con leyes medianamente cumplidas	Con leyes sin cumplimiento	Sin ley
Vulnerabilidad física = 50%				

Calidad de los Materiales de Construcción: Las CONSTRUCCIONES son típicas de las poblaciones de la costa construidas con material propio de la zona madera, algunas viviendas con material noble, calamina y otros de menor resistencia al esfuerzo físico sin adecuada técnica constructiva. En consecuencia, se determina una Vulnerabilidad **Media = 45%** de acuerdo a la metodología.

Localización: por la ubicación medianamente cerca a las riveras de los ríos, quebradas y zonas de deslizamiento (menor a 5 km), en los sectores estudiados, por lo que consideramos una **Vulnerabilidad Media = 40%**

Características Geológicas y topográficas. El área influencia del proyecto en cuya área se proyecta el proyecto, se observa la presencia de rocas volcánicas, materiales sedimentarios y depósitos cuaternarios.

Los suelos típicos de esta zona son suelos pocos estables para el asentamiento de viviendas o estructuras (baja capacidad portante), no existe una gran diferencia de cotas, en las márgenes de bajo nivel se tiene material fluvial transportado. Por tanto, valoramos con una **Vulnerabilidad Media = 45%**

Leyes existentes: Se cuenta con normas como el RNE, así como la Municipalidad viene implementando reglas para la construcción, que lamentablemente no se cumplen. Por estas razones se asigna una **Vulnerabilidad Alta = 70%**.

Vulnerabilidad Media = 50%.

Tabla 115 Estratificación de la vulnerabilidad física

ESTRATOS	DESCRIPCIÓN
VB	Vulnerabilidad Baja
VM	Vulnerabilidad Media
VA	Vulnerabilidad Alta
VMA	Vulnerabilidad Muy Alta

4.10.6.4 Vulnerabilidad económica

La población directamente influenciada que corresponde al área de evaluación, tiene características propias de costumbres, usos y hábitos, éstos en su mayoría son de recursos económicos bajos. La actividad principal de sus pobladores es la agricultura y ganadería seguida

del trabajo en el sector público y privado los cuales ofrecen bienes y servicios, comerciantes informales o pequeños comerciantes formales. Otra actividad que desarrollan son obreros de construcción civil, principalmente realizando trabajos de carpintería, albañilería, trabajando como peones o mano de obra no calificada.

Tabla 116 Vulnerabilidad económica.

VARIABLE	VULNERABILIDAD			
	VB	VM	VA	VMA
	1 – 25%	26 – 50%	51 – 75%	76 – 100%
Actividad Económica	Alta productividad y Recursos bien distribuidos.	Medianamente productiva y distribución regular de los recursos.	Escasamente productiva y distribución deficiente de los recursos. Productos para el autoconsumo.	Sin productividad y nula distribución de recursos.
Acceso al mercado laboral	Oferta laboral > Demanda	Oferta laboral = Demanda	Oferta laboral < Demanda	No hay Oferta Laboral.
Nivel de ingresos	Alto nivel de ingresos	Suficientes nivel de ingresos	Nivel de ingresos que cubre necesidades básicas	Ingresos inferiores para cubrir necesidades básicas.
Situación de pobreza o Desarrollo Humano	Población sin pobreza	Población con menor porcentaje pobreza	Población con pobreza mediana	Población con pobreza total o extrema
Vulnerabilidad económica.		=	47.67%	

Existe una oferta laboral equivalente a la demanda laboral en los sectores públicos y privados. Asignamos una **Vulnerabilidad Media = 45%**.

Los niveles de ingreso son ligeramente variantes, por pertenecer a estratos económicos ligeramente variantes, siendo mínima esta diferencia; la población de la zona rural vive de la agricultura y ganadería los de la zona urbana y comunidades, tienen ingresos relacionados con empleos formales e informales, comercio, artesanía y venta de comidas, promediando las características antes mencionadas, valoramos con una **Vulnerabilidad media con un 50 %**

La población que está relacionado al área de evaluación tiene mínimas diferencias de signos de pobreza, en promedio consideramos una **Vulnerabilidad media = 45 %**.

Tabla 117 Estratificación de la vulnerabilidad económica

ESTRATOS	DESCRIPCIÓN
VB	Vulnerabilidad Baja
VM	Vulnerabilidad Media
VA	Vulnerabilidad Alta
VMA	Vulnerabilidad Muy Alta

4.10.6.5 Vulnerabilidad social

Tabla 118 Vulnerabilidad social

VALOR	VULNERABILIDAD			
	VB	VM	VA	VMA
	1 – 25%	26 – 50%	51 – 75%	76 – 100%
Nivel de Organización	Población totalmente organizada.	Población organizada	Población escasamente organizada	Población no organizada.
Participación de la población en los trabajos comunales	Participación total	Participación de la mayoría.	Mínima Participación	Nula participación
Grado de relación entre las instituciones y organizaciones locales.	Fuerte relación	medianamente relacionados	Débil relación	No existe
Tipo de integración entre las organizaciones e Institucionales locales.	Integración total.	Integración parcial	Baja integración	No existe integración
Vulnerabilidad social = 53.25%				

En cuanto al nivel de organización, la población ubicada en el área de influencia directa e indirecta del proyecto, es escasamente organizada. En promedio Valoramos con una **Vulnerabilidad Alta = 60%.**

En la zona rural no cuentan con representantes, con poca presencia e identificación, lo que se denota en el descuido de la zona, observándose una mínima participación. Valoramos con **Vulnerabilidad Alta = 60 %.**

La población mediante sus representantes presenta una mediana relación con las organizaciones e instituciones locales, por tanto, valoramos con **Vulnerabilidad Media = 48 %**.

La participación de la población en los trabajos de prevención y emergencia es media, mostrándose una integración parcial calificando con una **Vulnerabilidad Media = 45 %**.

Tabla 119 Estratificación del de vulnerabilidad social

ESTRATOS	DESCRIPCIÓN
VB	Vulnerabilidad Baja
VM	Vulnerabilidad Media
VA	Vulnerabilidad Alta
VMA	Vulnerabilidad Muy Alta

4.10.6.6 Vulnerabilidad política e institucional

Consideramos que existe vulnerabilidad Política e Institucional en las áreas proyectadas para el proyecto, debido a las siguientes razones:

De acuerdo a la visita de las posibles zonas a ser afectadas si se suscitaran algunos eventos naturales como inundaciones, huaycos, sismos y remoción en masa, la organización política e institucionalidad de las comunidades que posiblemente serán afectadas si llegara a colapsar la reestructura proyectada, es medianamente organizada, notándose que existe autonomía parcial del Municipio Distrital que requiere el apoyo de los Municipios Provinciales y Gobierno Regional para poder tener una buena gestión en atención de desastres. Por tanto, se considera una **Vulnerabilidad Media = 45%**

Por otra parte, se pudo constatar que solo existe un liderazgo parcial de las autoridades locales y líderes comunitarios, ya que por testimonio de los pobladores se pudo verificar que el nivel de aceptación y respaldo hacia las autoridades no es mayoritario. Consideramos una **Vulnerabilidad Media = 45 %**

De las visitas se ha observado que existe una descoordinación grande en cuanto al nivel de participación de los pobladores para enfrentar los desastres naturales, ya que muchos de ellos ni se comunican en forma permanente con sus respectivos líderes y dirigentes. Por estas razones consideramos una **Vulnerabilidad Alta = 68%**

No existen o están en proceso de formación los comités de defensa civil distrital, y no articulándose las funciones con las autoridades pertinentes. Consideramos una **Vulnerabilidad Media = 50%**

Tabla 120 Vulnerabilidad política e institucional

VALOR	VULNERABILIDAD			
	VB	VM	VA	VMA
	1 – 25%	26 – 50%	51 – 75%	76 – 100%
Autonomía local	Total autonomía	Autonomía parcial	Escasa autonomía	No existe autonomía
Liderazgo Político	Aceptación y respaldo total	Aceptación y respaldo parcial	Aceptación y respaldo minoritario	No hay respaldo ni aceptación
Participación ciudadana	Participación total	Participación mayoritaria	Participación minoritaria	No hay participación
Coordinación de acciones entre autoridades locales y funcionamiento del CDC	Permanente coordinación y activación del CDC	Coordinaciones esporádicas	No existe coordinación entre autoridades e instituciones.	No hay coordinación e inexistencia CDC (76%)
Vulnerabilidad política e institucional = 52%				

Tabla 121 Estratificación del de vulnerabilidad Institucional

ESTRATOS	DESCRIPCIÓN
VB	Vulnerabilidad Baja
VM	Vulnerabilidad Media
VA	Vulnerabilidad Alta
VMA	Vulnerabilidad Muy Alta

4.10.6.7 Determinación de la vulnerabilidad total.

La vulnerabilidad total comprende el promedio de los porcentajes que cada vulnerabilidad representa para determinaremos usando la fórmula:

$$VT = 0.7VF + 0.3 DV$$

Dónde:

VF= Vulnerabilidad física

DV= Demás vulnerabilidades

El porcentaje de representación por la incidencia de la vulnerabilidad física es mayor que las demás vulnerabilidades para esta estimación ya que representa en mayor medida, donde se toma en forma independiente a la Vulnerabilidad Física la cual representará el 70% de la vulnerabilidad total y las demás Vulnerabilidades representarán el 30%, realizamos un promedio aritmético y reemplazamos en la fórmula de la vulnerabilidad total.

Tabla 122 Matriz general de composición de demás vulnerabilidades

VULNERABILIDAD	VB	VM	VA	VMA	VALOR
VALOR	1 – 25%	26 – 50%	51 – 75%	76 – 100%	
Vulnerabilidad ambiental y ecológica					35.00%
económica					47.67%
social					53.25%
institucional					52.00%
PROMEDIO					46.73%

Tabla 123 Matriz general de composición de la vulnerabilidad Total

VULNERABILIDAD	VB	VM	VA	VMA	VALOR
VALOR	1 – 25%	26 – 50%	51 – 75%	76 – 100%	
VULNERABILIDAD FÍSICA (70%)		50.00 %			35.000 %
EL RESTO DE LAS VULNERABILIDADES (30%)		46.73 %			14.019 %
VULNERABILIDAD TOTAL					49.019% (MEDIA)

4.10.7 Evaluación de riesgos





4.10.7.1 Determinación de los niveles de riesgos

Determinación de los niveles de riesgo

Tabla 124 Uso de la matriz de riesgo para el peligro de inundación

PELIGRO MUY ALTO	RIESGO ALTO	RIESGO ALTO	RIESGO MUY ALTO	RIESGO MUY ALTO
PELIGRO ALTO	RIESGO MEDIO	RIESGO MEDIO	RIESGO ALTO	RIESGO MUY ALTO
PELIGRO MEDIO	RIESGO BAJO	RIESGO MEDIO	RIESGO MEDIO	RIESGO ALTO
PELIGRO BAJO	RIESGO BAJO	RIESGO BAJO	RIESGO MEDIO	RIESGO ALTO
	VULNERABILIDAD BAJA	VULNERABILIDAD MEDIA	VULNERABILIDAD ALTA	VULNERABILIDAD MUY ALTA

Leyenda:

Riesgo bajo (menor a 25%)	
Riesgo medio (26% a 50%)	
Riesgo alto (51% a 75%)	
Riesgo muy alto (76% a 100%)	

El riesgo para el peligro de Inundación, según la matriz, es **BAJO**

Tabla 125 Uso de la matriz de riesgo para el peligro de huaycos.

PELIGRO MUY ALTO	RIESGO ALTO	RIESGO ALTO	RIESGO ALTO MUY	RIESGO MUY ALTO
PELIGRO ALTO	RIESGO MEDIO	RIESGO MEDIO	RIESGO ALTO	RIESGO MUY ALTO
PELIGRO MEDIO	RIESGO BAJO	RIESGO MEDIO	RIESGO MEDIO	RIESGO ALTO
PELIGRO BAJO	RIESGO BAJO	RIESGO BAJO	RIESGO MEDIO	RIESGO ALTO
	VULNERABILIDAD BAJA	VULNERABILIDAD MEDIA	VULNERABILIDAD ALTA	VULNERABILIDAD MUY ALTA

Leyenda:

Riesgo bajo (menor a 25%)



Riesgo medio (26% a 50%)



Riesgo alto (51% a 75%)



Riesgo muy alto (76% a 100%)







El riesgo para el peligro de Huayco, según la matriz, es BAJO

Tabla 126 Uso de la matriz de riesgo por lluvias torrenciales.

PELIGRO MUY ALTO	RIESGO ALTO	RIESGO ALTO	RIESGO ALTO MUY	RIESGO MUY ALTO
PELIGRO ALTO	RIESGO MEDIO	RIESGO MEDIO	RIESGO ALTO	RIESGO MUY ALTO
PELIGRO MEDIO	RIESGO BAJO	RIESGO MEDIO	RIESGO MEDIO	RIESGO ALTO
PELIGRO BAJO	RIESGO BAJO	RIESGO BAJO	RIESGO MEDIO	RIESGO ALTO
	VULNERABILIDAD BAJA	VULNERABILIDAD MEDIA	VULNERABILIDAD ALTA	VULNERABILIDAD MUY ALTA

Leyenda:





Riesgo bajo (menor a 25%)	
Riesgo medio (26% a 50%)	
Riesgo alto (51% a 75%)	
Riesgo muy alto (76% a 100%)	

El riesgo para el peligro por lluvias torrenciales, según la matriz, genera un riesgo **BAJO**.

Tabla 127 Uso de la matriz de riesgo para el peligro por sismos

PELIGRO MUY ALTO	RIESGO ALTO	RIESGO ALTO	RIESGO ALTO MUY	RIESGO MUY ALTO
PELIGRO ALTO	RIESGO MEDIO	RIESGO MEDIO	RIESGO ALTO	RIESGO MUY ALTO
PELIGRO MEDIO	RIESGO BAJO	RIESGO MEDIO	RIESGO MEDIO	RIESGO ALTO
PELIGRO BAJO	RIESGO BAJO	RIESGO BAJO	RIESGO MEDIO	RIESGO ALTO
	VULNERABILIDAD BAJA	VULNERABILIDAD MEDIA	VULNERABILIDAD ALTA	VULNERABILIDAD MUY ALTA

Leyenda:

Riesgo bajo (menor a 25%)	
Riesgo medio (26% a 50%)	
Riesgo alto (51% a 75%)	
Riesgo muy alto (76% a 100%)	

El riesgo para el peligro por sismos, según la matriz, genera un riesgo **ALTO**.

Tabla 128 Uso de la matriz de riesgo para el peligro por remoción en masa

PELIGRO MUY ALTO	RIESGO ALTO	RIESGO ALTO	RIESGO ALTO MUY	RIESGO MUY ALTO
PELIGRO ALTO	RIESGO MEDIO	RIESGO MEDIO	RIESGO ALTO	RIESGO MUY ALTO
PELIGRO MEDIO	RIESGO BAJO	RIESGO MEDIO	RIESGO MEDIO	RIESGO ALTO
PELIGRO BAJO	RIESGO BAJO	RIESGO BAJO	RIESGO MEDIO	RIESGO ALTO
	VULNERABILIDAD BAJA	VULNERABILIDAD MEDIA	VULNERABILIDAD ALTA	VULNERABILIDAD MUY ALTA

Leyenda:

- Riesgo bajo (menor a 25%)
- Riesgo medio (26% a 50%)
- Riesgo alto (51% a 75%)
- Riesgo muy alto (76% a 100%)

El riesgo para el peligro por remoción en masa, según la matriz, genera un riesgo **BAJO**.

Tabla 129 Uso de la matriz de riesgo para el peligro por deslizamiento.

PELIGRO MUY ALTO	RIESGO ALTO	RIESGO ALTO	RIESGO ALTO MUY	RIESGO MUY ALTO
PELIGRO ALTO	RIESGO MEDIO	RIESGO MEDIO	RIESGO ALTO	RIESGO MUY ALTO
PELIGRO MEDIO	RIESGO BAJO	RIESGO MEDIO	RIESGO MEDIO	RIESGO ALTO
PELIGRO BAJO	RIESGO BAJO	RIESGO BAJO	RIESGO MEDIO	RIESGO ALTO
	VULNERABILIDAD BAJA	VULNERABILIDAD MEDIA	VULNERABILIDAD ALTA	VULNERABILIDAD MUY ALTA

Leyenda:

- Riesgo bajo (menor a 25%)
- Riesgo medio (26% a 50%)
- Riesgo alto (51% a 75%)
- Riesgo muy alto (76% a 100%)

El riesgo para el peligro por deslizamiento, según la matriz, genera un riesgo **BAJO**.

Tabla 130 Uso de la matriz de riesgo para el peligro por contaminación ambiental.

PELIGRO MUY ALTO	RIESGO ALTO	RIESGO ALTO	RIESGO MUY ALTO	RIESGO MUY ALTO
PELIGRO ALTO	RIESGO MEDIO	RIESGO MEDIO	RIESGO ALTO	RIESGO MUY ALTO
PELIGRO MEDIO	RIESGO BAJO	RIESGO MEDIO	RIESGO MEDIO	RIESGO ALTO
PELIGRO BAJO	RIESGO BAJO	RIESGO BAJO	RIESGO MEDIO	RIESGO ALTO
	VULNERABILIDAD BAJA	VULNERABILIDAD MEDIA	VULNERABILIDAD ALTA	VULNERABILIDAD MUY ALTA

Leyenda:

- Riesgo bajo (menor a 25%)
- Riesgo medio (26% a 50%)
- Riesgo alto (51% a 75%)
- Riesgo muy alto (76% a 100%)

El riesgo para el peligro por contaminación ambiental, según la matriz, es **MEDIO**

EN RESUMEN:

Del análisis de la matriz de riesgos e interpolando los valores de vulnerabilidad total y de peligros se obtiene los siguientes valores de riesgo para cada peligro:

Riesgo de Inundación	PM x VA = Riesgo Bajo
Riesgo de Huayco	PM x VA = Riesgo Bajo
Riesgo de Lluvias torrenciales:	PA x VA = Riesgo Bajo
Riesgo de Sismos:	PB x VA = Riesgo Alto
Riesgo de Remoción en Masa:	PA x VA = Riesgo Bajo
Riesgo por deslizamientos:	PA x VA = Riesgo Bajo
Riesgo por contaminación ambiental:	PM x VA = Riesgo Medio

4.10.7.2 Elaboración de mapas de riesgo por peligro identificado

A continuación, se muestran los mapas de peligro, vulnerabilidad y el mapa integrado de riesgos para el presente proyecto.

Ilustración 40 MAPA: RIESGO POR PELIGRO DE INUNDACION

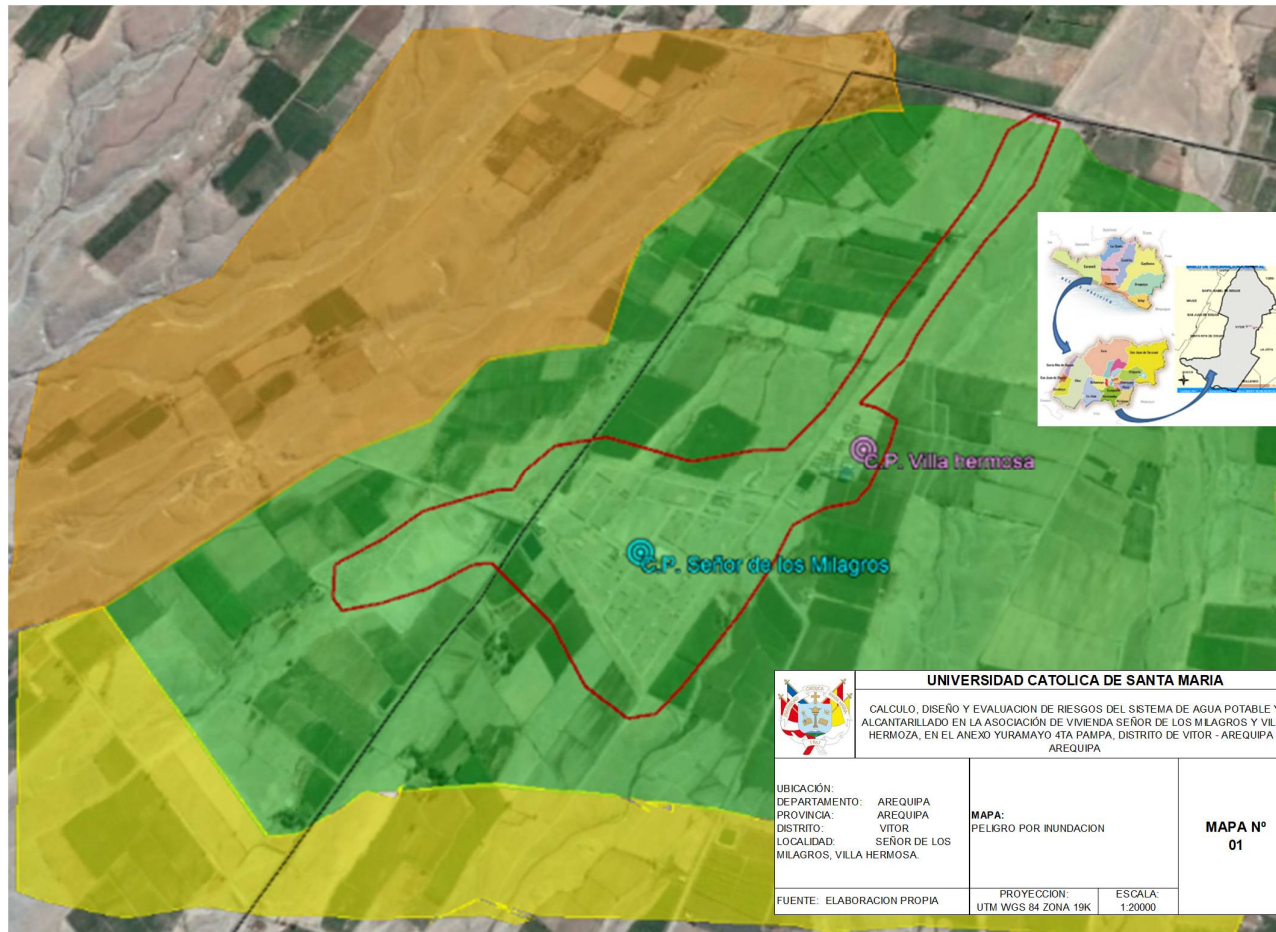


Ilustración 41 MAPA: RIESGO POR PELIGRO DE HUAYCO

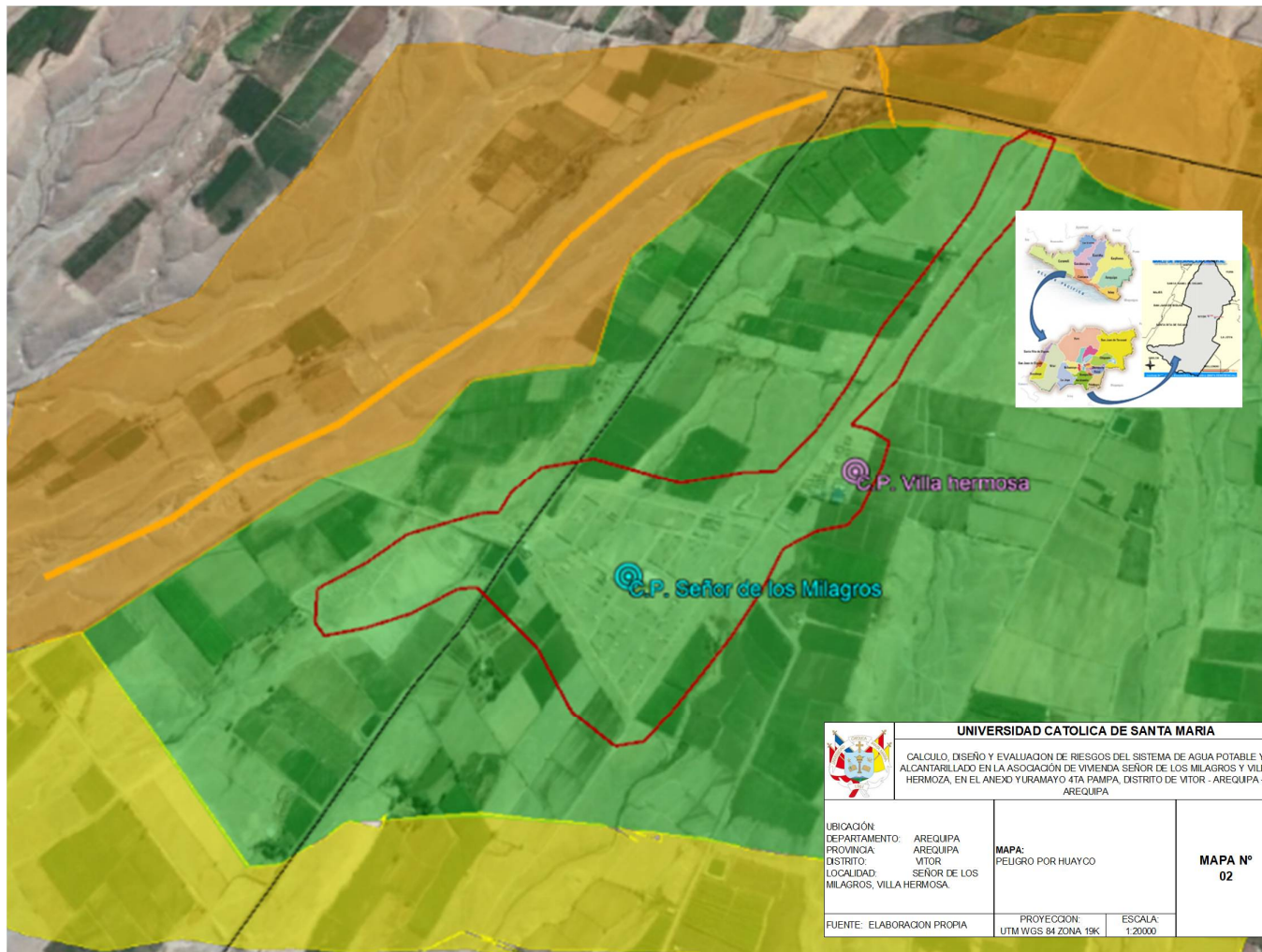


Ilustración 42 MAPA: RIESGO POR PELIGRO DE SISMO

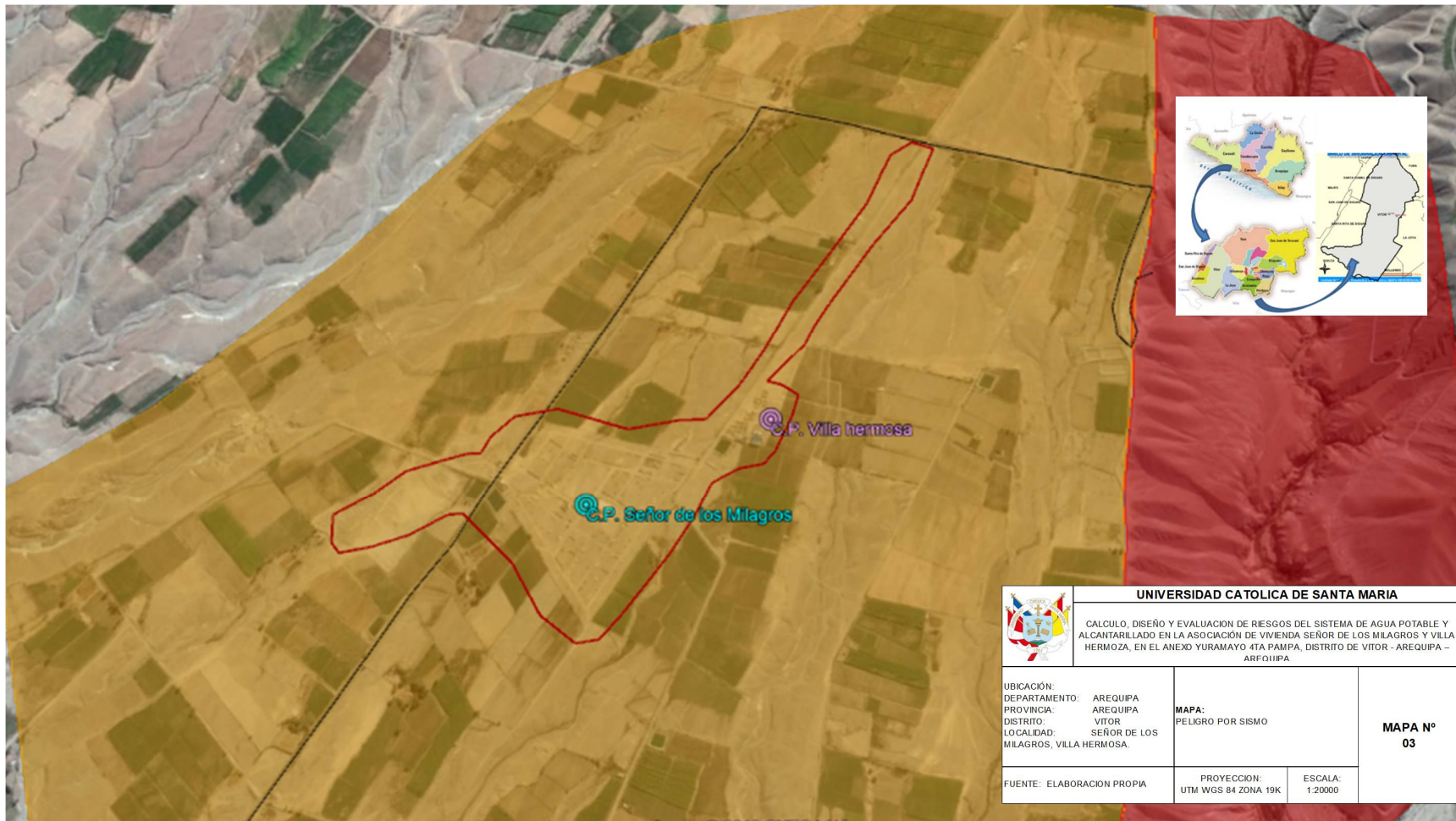


Ilustración 43 MAPA: RIESGO POR PELIGRO DE REMOCION EN MASA

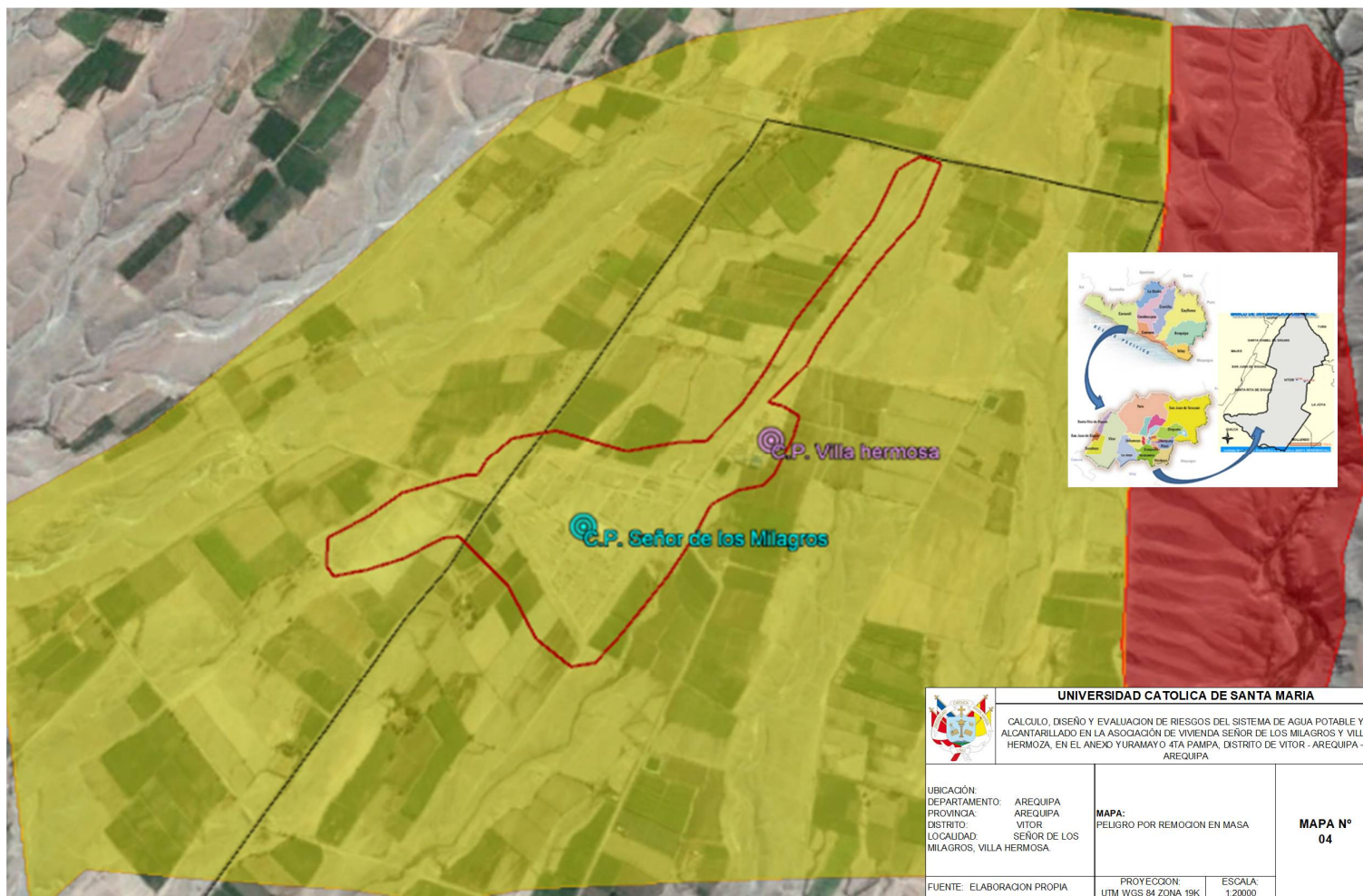
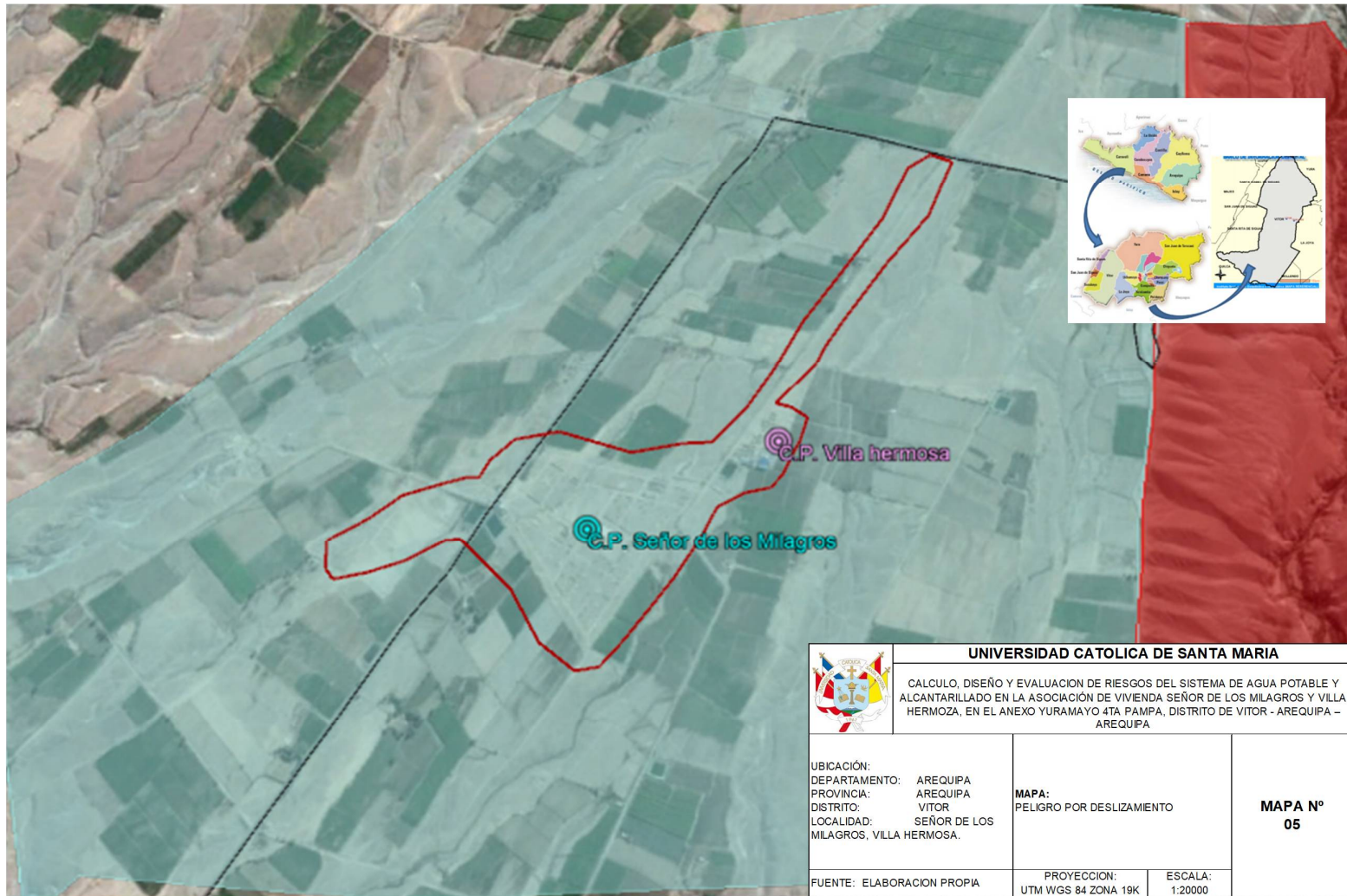


Ilustración 44 MAPA: RIESGO POR PELIGRO DE DESLIZAMIENTO



4.10.8 Identificación de las áreas de seguridad

Las áreas seguras para peligros de Inundación, Lluvias, sismos, remoción en masa y Huaycos, deben tener en cuenta las planicies de las laderas de las partes altas dentro del área de influencia del proyecto mencionadas en la descripción general, y por lo menos deben estar entre 1 a 5 metros de la base de los taludes inestables. Así mismo para el peligro por huaycos que podría sufrir el sistema de agua y alcantarillado, ubicadas en zonas vulnerables, estos deben reubicarse en zonas más estables alejadas de las quebradas y riberas de los ríos o en su defecto establecer obras de arte y drenaje que minimice la fuerza superficial de los huaycos. Para los sismos se debe establecer un sistema de alerta temprana que incluya zonas de almacenes temporales y zonas seguras.

4.10.8.1 Identificación de áreas de atención prioritaria a nivel de estructura

La zona más vulnerable se encuentra localizado en las zonas cercanas a las quebradas, en la cual se podrían producir pérdidas de infraestructura del proyecto, viviendas y cultivos, principalmente sería afectado el sistema de agua y alcantarillado proyectado en el presente proyecto.

4.10.8.2 Plan de respuesta para el sistema de agua potable y alcantarillado

Se identificaron los eventos de acuerdo a la tabla N° 110, estableciendo medidas de prevención con diferentes actividades sugeridas para fortalecer cada evento vulnerable:

- Realizar capacitación de educación sanitaria a la población y al personal técnico que es responsable de la operación y mantenimiento del sistema.
- Programar mantenimiento periódico en los sistemas de agua, teniendo en consideración la vida útil.
- Elaborar e implementar un plan de educación sanitaria en reducción de riesgo de desastres.
- Planear participar en actividades: ejercicios, seminarios de sensibilización.
- Desarrollar un plan de atención de emergencia que considere servicios alternativos de agua potable.
- Propiciar que se incluyan obras de mitigación y/o prevención en los presupuestos participativos.

- Realizar estudios de control y monitoreo de registro de caudales de la captación utilizada, en coordinación con la Autoridad Local del Agua.
- Concientizar e informar a los usuarios sobre el pago de cuotas mensuales correspondientes a los pagos del servicio para cubrir los costos de operación y mantenimiento.
- Implementación de mapa de zonificación de peligros.



4.11 Discusión de resultados

- Los resultados obtenidos de la población futura reflejan muy positivamente la tendencia de crecimiento de la población. No obstante, si se tienen en cuenta las futuras áreas de ocio, las áreas verdes que se destinarán a la recreación, las calles y avenidas con mayor valor, se puede calcular con mayor profundidad. Respecto al valor de la dotación de agua potable, puede observarse que se tomó un valor de 90 lt/hab/día por ser una región geográfica de costa y cuya disposición de excretas será un sistema de alcantarillado que asume el criterio técnico de letrina con arrastre hidráulico para la estimación de su dotación.
- Sin embargo, dependiendo de las condiciones locales, este valor puede variar hasta 100 lt/hab/día. El diámetro obtenido en el sistema de distribución está entre $\frac{3}{4}$ pulgadas y 4 pulgadas. Al calcular estos valores, se consideran el caudal requerido y la presión mínima requerida para cada parte nodo (10 m.c.a).
- Para el cálculo del sistema de distribución de agua potable, el método Hardy Cross tiene una gran versatilidad y permite obtener los parámetros necesarios que requiere el sistema.
- Las presiones de diseño que se presentan cerca del reservorio de almacenamiento son óptimas (20.0 m.c.a), así como también las que se presentan cerca de la Planta de tratamiento de agua potable (PTAP) (37.40 m.c.a). La ubicación del reservorio fue elegido tomando en cuenta el área disponible y por presentar una topografía llana con pendientes mínimas, se consideró la propuesta de un tanque elevado tipo INTZE.
- Según la Guía de Opciones tecnológicas "La velocidad mínima en ningún caso será inferior a 0.30 m/seg", debiéndose garantizar la auto limpieza del sistema de agua potable (para redes de distribución, es decir para poder arrastrar partículas muy finas). Sin embargo, en las redes de distribución se van a presentar velocidades menores de 0.30 m/seg (valores de velocidad que se encuentran por debajo del valor mínimo establecido por la norma), es decir hasta velocidades de 0.15 m/seg. el cual se puede considerar como valores aceptables, por la siguiente razón: Sabemos que la PTAP pasa por diversos procesos de desarenado, coagulación, floculación, sedimentación y filtro lento, en donde se aplica sulfato de aluminio, esas pequeñas partículas forman los flogs, precipitándose en los sedimentadores y a veces suelen atravesar inclusive los filtros y

pasan a las redes de distribución, esas partículas se arrastran con velocidades mínimas de 0.15 m/seg.

Entonces mientras en redes tengamos velocidades de 0.15, 0.20, 0.25 m/seg, esas partículas serán arrastradas y saldrán por el caño de lavatorio, y no generarán problemas, pero donde si hay velocidades menores a 0.15 m/seg, allí si se recomienda incorporar válvulas de purga, de lo contrario se va a generar asentamiento de partículas y el concepto es claro.

- Con respecto al cálculo hidráulico de redes cerradas de distribución se aplicó el programa de ingeniería hidráulica WaterCAD (Hardy Cross) o todos aquellos métodos que se desarrollan en redes cerradas las cuales son: Hardy Cross con balance de caudales, con balance de cabezas de presión, la gradiente hidráulica y método de la teoría lineal.
- Debemos indicar que se pueden usar las formulas racionales para el diseño de redes de abastecimiento de agua, en el Perú se aplica la expresión matemática de HAZEN & WILLIAMS, el cual se define de la siguiente manera:

$$Q = 0.2785 * C * D^{2.63} * S^{0.54}$$

Esta fórmula se utiliza para tuberías mayores a 2", en el caso de tuberías menores arrojará un pequeño error el cual deberá ser corregido aplicando un coeficiente de rugosidad Hazen & Williams C=140, este valor es considerado generalmente en ámbito rural.

- En cuanto a la presión del agua, debe ser suficiente para que el agua llegue a todas las instalaciones de la casa más alejadas del sistema, la presión máxima será la presión que no provoque un consumo excesivo por parte del usuario y no dañe los componentes, por lo que la presión dinámica en cualquier punto de la red no será inferior a 5 m.c.a y la presión estática no será superior a 60 m.c.a.

CONCLUSIONES

- Con referencia a la vulnerabilidad total se ha obtenido una representación del 49.019% (Vulnerabilidad Media), es decir un 35% sobre la vulnerabilidad física en referencia a los materiales de construcción, características geológicas, leyes existentes, etc. Mientras que un 14.019% lo absorbe las demás vulnerabilidades las cuales son ambiental, económica, social, e institucional.
- Con respecto a los Niveles de Riesgo se obtuvo los siguientes resultados:

Riesgo de Inundación	PM x VA = <u>Riesgo Bajo</u>
Riesgo de Huayco	PM x VA = <u>Riesgo Bajo</u>
Riesgo de Lluvias torrenciales:	PA x VA = <u>Riesgo Bajo</u>
Riesgo de Sismos:	PB x VA = <u>Riesgo Alto</u>
Riesgo de Remoción en Masa:	PA x VA = <u>Riesgo Bajo</u>
Riesgo por deslizamientos:	PA x VA = <u>Riesgo Bajo</u>
Riesgo por contaminación ambiental:	PM x VA = <u>Riesgo Medio</u>

- Entendiéndose que el nivel más alto es el de sismo por situarse en una zona altamente sísmica y además presentar un suelo con baja capacidad admisible, propia de la zona.
- La ruta metodológica utilizada para llevar a cabo el análisis riesgo y vulnerabilidad para el sistema de agua potable y alcantarillado en el Centro Poblado Señor de los Milagros y Villa Hermosa, fue según los lineamientos establecidos por el **CENEPRED**
 - Las vulnerabilidades encontradas son recursos económicos insuficientes para hacer frente a Proyectos de mitigación / prevención de desastres en instalaciones de agua y saneamiento, Servicios de administración, operación y mantenimiento insuficientes, falta de participación, coordinación y organización entre población e instituciones, prevención de desastres naturales, niveles de pobreza, tasas de analfabetismo y baja tasa de desempleo, falta de interés en implementar acciones para proteger y cuidar a la población y el entorno institucional.
 - El análisis de riesgo y vulnerabilidad para el sistema de agua potable y alcantarillado sanitario de los Centros Poblados Señor de los Milagros y Villa Hermosa estará expuesto a un riesgo medio y la verificación según la fórmula: Riesgo = peligro * vulnerabilidad con el resultado de las variables.

- Como plan de respuesta a riesgos, debemos incorporar en un futuro una vez puesta en operación el sistema proyectado de agua potable y alcantarillado herramientas de gestión, control y estándares de recursos humanos y logísticos.
- **Grado de riesgo y vulnerabilidad del sistema de agua potable y alcantarillado de los Centros Poblado Señor de los Milagros y Villa Hermosa.** Los Centros Poblados Señor de los Milagros y Villa Hermosa estarán expuesto a variables independientes: La vulnerabilidad que según el análisis de la Tabla N° 120 y calificación del cuadro N° 121, indica que los Centros Poblados se encuentran en un nivel de vulnerabilidad media.
- Respecto al Riesgo por Sismo fue calificada como Riesgo Alto, esto teniendo en consideración los parámetros sísmicos de zonificación (Zona altamente sísmica) ($Z=0.45g$), debiéndose considerar en lo posterior una evaluación y análisis de vulnerabilidad sísmica de Reservoirio elevado, y Plantas de tratamiento de aguas residuales, basándose en un análisis estático no Lineal.
- Un mal funcionamiento hidráulico en las redes de agua potable genera riesgos de abastecimiento y cobertura en una población, debido a ello se propuso en la presente tesis un procedimiento de cálculo y diseño para el planteamiento hidráulico del Centro Poblado Señor de los Milagros y Villa Hermosa, teniendo en consideración su ámbito rural.
- La falta de alcantarillado sanitario en la zona de estudio vulnera la salud de los pobladores y del medio ambiente, tal y como detallo a continuación:
Contaminación ambiental causada por desborde de letrinas, contaminación del subsuelo, generación de focos infecciosos cargados de bacterias patógenas.
- Se plantea mitigar y reducir las enfermedades gastrointestinales debido a la ingesta de agua no tratada captada del canal de regadío Yuramayo, planteando una Planta de tratamiento de agua potable en función al análisis físico químico y bacteriológico de la fuente.
- La planta de tratamiento seleccionada no requiere de un sistema de aireación, esto se debe porque los resultados de los ensayos químicos arrojan valores por debajo del permisible:
Elemento Fe $0.3 < 1.5 \text{ mg/l}$
Elemento Mn $0.05 < 1.5 \text{ mg/l}$
- La vulnerabilidad total que presenta la zona de estudio es de 46.73%

VULNERABILIDAD	VALOR
Vulnerabilidad ambiental y ecológica	35.00%
económica	47.67%
social	53.25%
institucional	52.00%
46.73%	

- Al realizar la verificación de las velocidades a tubo lleno y parcialmente lleno para redes de alcantarillado sanitario, se concluye en que se encuentran dentro de los rangos permisibles en relación al criterio hidráulico.
- Con respecto al criterio de auto limpieza se da cumplimiento a la condición de tensiones tractivas para las redes de alcantarillado sanitario $> 1.0\text{Pa}$
- El proceso de la PTAR propuesta en el trabajo de investigación, cumple con la normativa ambiental para el agua residual tratada, tales como el D.S N° 003-2010-MINAM, norma que regula los límites máximos permisibles (LMP) para los efluentes de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales Domésticas.
- En la etapa de tratamiento primario, se obtiene una eficiencia teórica de remoción del 30% para la DBO_5 , cuya carga orgánica según el parámetro antes mencionado es de 388.89 mg/l
- En la etapa de tratamiento secundario, se obtiene una eficiencia teórica de remoción del 95% para la DBO_5 , cuya carga orgánica según el parámetro antes mencionado es de 19.44 mg/l
- El efluente final de la planta de tratamiento será utilizado en riego para plantas de tallo alto.

RECOMENDACIONES

- Es conveniente elaborar un plan de prevención de riesgos, para eventuales acontecimientos futuras, ante fenómenos naturales.
- Es recomendable considerar dentro del plan de desarrollo urbano, las zonas de expansión urbana referidas al Centro Poblado Señor de los Milagros y Villa Hermosa, distrito de Vitor, provincia de Arequipa, región Arequipa.
- La planificación de ordenamiento territorial es conveniente como base para preparar operaciones y planes coordinados. Asegurar que este método registre en su concepto y estructura técnica la investigación y análisis de los riesgos ambientales relacionados con el uso y ocupación del territorio.
- La inclusión de medidas de reducción de riesgos identificadas debería ayudar a evaluar las posibles pérdidas en caso de una situación de riesgo, de modo que se puedan estimar los beneficios de la prevención.
- Se recomienda de que la Jass y la Municipalidad Distrital de Vitor desarrollen programas de rehabilitación y renovación de tuberías, además de equipos de mantenimiento y demás elementos del sistema que avalen la calidad del servicio.
- Realizar un control de las aguas residuales vertidas al cuerpo receptor, seguido de una caracterización de la carga orgánica, a fin de dar cumplimiento a los límites máximos permisibles para los efluentes de PTAR doméstica.
- Elaborar un manual de operación y mantenimiento, seguidamente de una capacitación al operador de las Plantas de tratamiento de agua potable y agua residual.
- Proporcionar un alcance claro y detallado a los Pobladores de los Centros Poblados Villa hermosa y Sr. de los Milagros, referente al conjunto de normas de Educación ambiental y Sanitaria a través de la Jass de Yuramayo e instituciones educativas, para el cuidado de las instalaciones sanitarias.
- El R.N.E. debería considerar en la norma OS-050 las velocidades mínimas inferiores a 0.30 m/seg para ámbito rural, siendo estas algunas excepciones, al obtener caudales pequeños obtendremos diámetros pequeños, y de esta manera proponer válvulas de purga.

- La Guía de opciones tecnologías del Ministerio de vivienda debería sustentar de manera más explícita el cálculo de los consumos estatales para ámbito rural.
- En coordinación con la Jass de Yuramayo y la Municipalidad Distrital de Vitor se deberá elaborar un programa de control de fugas para reducir las pérdidas.



REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA

- Academic. (2010). *Tratamiento de aguas residuales* . Obtenido de <https://esacademic.com/dic.nsf/eswiki/342318>
- Acuatecnica. (15 de Enero de 2019). *Acuatecnica S.A.S*. Obtenido de <https://acuatecnica.com/tratamiento-secundario-de-aguas-residuales/>
- Aguero Pittman, R. (setiembre de 1997). *AGUA POTABLE PARA POBLACIONES RURALES*. Obtenido de Asociacion Servicios Educativos Rurales: <https://www.irctwash.org/sites/default/files/221-16989.pdf>
- AGUERO, R. (2004). *ORGANIZACION PANAMERICANA DE LA SALUD*. Obtenido de PROCEDIMIENTOS PARA LA ELABORACION Y MANTENIMIENTO DE CAPTACIONES Y RESERVORIOS DE ALMACENAMIENTO: <https://docplayer.es/21216369-Procedimientos-para-la-operacion-y-mantenimiento-de-captaciones-y-reservorios-de-almacenamiento.html>
- Ambiente, A. I. (14 de Marzo de 2019). *Tratamientos primario, secundario y terciario en la depuración de agua residual*. Obtenido de <http://axisima.com/tratamientos-primario-secundario-y-terciario-en-la-depuracion-de-agua-residual/>
- Básicos, M. d. (2007). *Reglamento Nacional NB 688*. La Paz : Instituto Boliviano de Normalizacion y Calidad .
- C.C.U, R. y. (07 de FEBRERO de 2019). *APLAO EN EMERGENCIA*. APLAO, CASTILLA, AREQUIPA. Obtenido de <https://www.facebook.com/RadioytvkoropunaCCU/photos/rpp.244217302373394/1853560931439015/?type=3&theater>
- Caritas, d. P. (diciembre de 2009). *Gestion de Riesgo de Desastres para la Planificacion del desarrollo local*. Obtenido de Instituto Nacional de Defensa Civil y soluciones practicas ITDG: http://www.caritas.org.pe/documentos/gestion_desastres.pdf
- CCS. (2010). *EVALUACION DE RIESGO*. Obtenido de Consejo Colombiano de Seguridad: <https://es.slideshare.net/uzzi28/presentacion-evaluacion-de-riesgos>
- CENEPRED. (2014). *Manual para la Elaboracion de Riesgos originados por Fenomenos Naturales*. Obtenido de Centro Nacional de Estimación, Prevención y Reducción del Riesgo de Desastre: https://www.cenepred.gob.pe/web/wp-content/uploads/Guia_Manuales/Manual-Evaluacion-de-Riesgos_v2.pdf
- Chavez Herrera, J. (Junio de 2012). *Formulación y Evaluación de Proyectos dentro del Marco del Sistema Nacional de Inversiones* . Obtenido de https://www.mef.gob.pe/contenidos/inv_publica/docs/capacidades/capac_12/PRESENTACIONES_julio_ago/RIEGO/2_Identificaci_Riegos.pdf
- CIVIL, I. N. (Julio de 2006). *INSTITUTO NACIONAL DE DEFENZA CIVIL*. Obtenido de MANUAL BASICO PARA LA ESTIMACION DEL RIESGO: http://sinpad.indeci.gob.pe/UploadPortalSINPAD/man_bas_est_riesgo.pdf
- Comapa. (16 de Abril de 2014). *Tratamiento de aguas residuales*. Obtenido de comapareynosa.gob.mx

- GEoVulcano. (2014). *TERREMOTOS, TSUNAMIS Y FALLAS GEOLOGICAS*. Obtenido de BIBLIOTECA DE INVESTIGACIONES: <https://bibliotecadeinvestigaciones.wordpress.com/ciencias-de-la-tierra/geologia/terremotos-tsunamis-y-fallas-geologicas/>
- Huanuco, D. r. (2016). *Direccion regional de Vivienda Construccion Saneamiento - Huanuco*. Obtenido de Sistema de abastecimiento de agua: https://www.unas.edu.pe/web/sites/default/files/web/archivos/actividades_academicas/PRACTICAS%20PRE%20PROFESIONALES%20-%20CONCHA%20OLIVARES.pdf
- INAA. (Junio de 2013). *GUÍA PARA LA REDUCCIÓN DE LA VULNERABILIDAD en Sistemas de agua potable y saneamiento*. Obtenido de La Cooperacion Suiza en America Central (COSUDE): https://www.shareweb.ch/site/DRR/Documents/Resources/Manual_Central_America_DRR_WASH_SDC_Spanish.pdf
- INDECI. (2006). *MANUAL BASICO PARA LA ESTIMACION DE RIESGOS*. Obtenido de INSTITUTO NACIONAL DE DEFENSA CIVIL: <https://www.indeci.gob.pe/objetos/secciones/Mg==/MTY=/ODE=/lista/NDcz/1201012081402181.pdf>
- IUE. (2010). *Administracion de riesgos*. Obtenido de Institucion Universitaria de Envigado: <https://es.slideshare.net/IUESistemaGestionIntegral/administracin-de-riesgos-3188259>
- Jong-wook, D. L. (NOVIEMBRE de 2004). *ORGANIZACION MUNDIAL DE LA SALUD*. Obtenido de Relación del agua, el saneamiento y la higiene con la salud: https://www.who.int/water_sanitation_health/publications/facts2004/es/
- Klober, & otros. (2004). *Manual "El análisis de riesgo – una base para la gestion de riesgo de riesgo de desastres naturales"*. Obtenido de EVALUACIÓN DEL RIESGO POR MOVIMIENTOS EN MASA Y GENERACION DE MEDIDAS DE MITIGACION EN LA VIA AMBATO-PUYO: http://repositorio.puce.edu.ec/bitstream/handle/22000/8748/MOVIMIENTOS_EN_MASA_VIA_AMBATO_PUYO.pdf?sequence=1&isAllowed=y
- LOZANO CORTIJO, O. (Setiembre de 2011). *GUIA METODOLOGICA PARA INCORPORAR LA GESTION DE RIESGO DE DESASTRE EN LA PLANIFICACION DE DESARROLLO*. Obtenido de Agencia Suiza para el desarrollo y la Cooperacion-COSUDE: http://www.predes.org.pe/predes/images/guia%20metodologica_grd_pd.pdf
- Luis, C. S. (5 de mayo de 2018). *Tromba destroza la comunidad Ojo de Agua en Cerritos*. Obtenido de Periodico en Linea: <https://www.codigosanluis.com/tromba-destroza-la-comunidad-ojo-agua-cerritos-gobierno-los-ignora/>
- MCLCP. (Agosto de 2017). *RECOMENDACIONES AL PROCESO DE RECONSTRUCCION*. Obtenido de Mesa de Concertacion para la Lucha contra la Pobreza: https://www.mesadeconcertacion.org.pe/sites/default/files/archivos/2017/documentos/11/aportes_de_la_mclcp_al_proceso_de_reconstruccion.pdf
- MEF. (2011). *Pautas para la Identificación, formulacion y evaluacion social de proyectos de inversion publica a nivel de perfil*. Obtenido de Ministerio de Economia y Finanzas: https://www.mef.gob.pe/contenidos/inv_publica/docs/instrumentos_metod/Pautas_para_la_I,FyES_de_PIP,_perfil.pdf

- MEF. (Enero de 2014). *Cursos de Auditoria de Proyectos de Inversion Publica*. Obtenido de Dr. Miguel Aguilar Serrano: https://www.slideshare.net/MiguelAguilar32/curso-de-auditora-de-proyectos-de-inversin-pblica-i-parte-ene2014-dr-miguel-aguilar-serrano?from_action=save
- Mora Orellana, A. J. (2010). *Trabajo de Grado*. Obtenido de <http://repositorio.ucsg.edu.ec/bitstream/3317/1162/1/T-UCSG-PRE-ING-IC-21.pdf>
- MVCS, G. d. (17 de Marzo de 2018). *prefiltros de grava para tratamiento del agua*. Obtenido de <https://civilgeeks.com/2018/03/17/prefiltros-grava-tratamiento-del-agua/>
- MVCS, N. T. (16 de mayo de 2018). *SlideShare*. Recuperado el setiembre de 2018, de <https://es.slideshare.net/mixuri1/rm-1922018vivienda-final>
- Orozco Restrepo, G., & Guevara Arevalo, O. (2011). *Gestion Integrada del Riesgo de Desastre*. Obtenido de La Escuela Latinoamericana de Cooperacion y Desarrollo: <http://bvpad.indeci.gob.pe/doc/pdf/esp/doc2282/doc2282-contenido.pdf>
- PARRAGUEZ CHEPE, J. J. (2018). Analisis de riesgo y vulnerabilidad para el sistema de agua potable y alcantarillado de la Localidad el Arrozal. Lambayeque , Lambayeque , Perú: Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo.
- Perez Albela , F. (2006). Conceptos asociados a la gestion del riesgo de desastre en la planificacion e inversion para el Desarrollo. *Ministerio de economia y finanzas* , 64.
- Pittman, R. A. (setiembre de 1997). *AGUA POTABLE PARA POBLACIONES RURALES*. Obtenido de Asociacion Servicios Educativos Rurales (SER): <https://www.ircwash.org/sites/default/files/221-16989.pdf>
- Pittman, R. A. (setiembre de 1997). *AGUA POTABLE PARA POBLACIONES RURALES*. Obtenido de Asociacion Servicio Educativos Rurales (SER): <https://www.ircwash.org/sites/default/files/221-16989.pdf>
- PMI. (1 de Enero de 2013). *Gestion de riesgos*. Obtenido de Metodologia del PMBOK: <http://pmbokproyectos.blogspot.com/p/gestion-de-riesgos.html>
- Proanco, P. (2020). *Plástico Proanco* . Obtenido de Tratanuebti de aguas/Depuración: <https://www.plasticosproanco.com/detalles-producto/tratamiento-de-aguas-depuracion/#tab-00ca3255cecdc87af56>
- Republica, L. (15 de Enero de 2015). *Jefe del Senamhi Arequipa indica que estamos frente a una sequía meteorológica*. Obtenido de La Republica: <https://larepublica.pe/archivo/848763-jefe-del-senamhi-arequipa-indica-que-estamos-frente-a-una-sequia-meteorologica>
- Republica, L. (19 de Febrero de 2019). *Huacos en el sur EN VIVO: 5 muertos y más de 3 mil 800 damnificados* . Obtenido de La Republica: <https://larepublica.pe/sociedad/1409770-huacos-arequipa-moquegua-vivo-declaran-emergencia-region-sur-desborde-rios-lluvias-intensas/3?ref=notagaleria>
- SALUD, O. P. (10 de JUNIO de 2005). *Health Library for Disasters*. Obtenido de <http://helid.digicollection.org/en/d/Js8250s/>

- SANBASUR. (Julio de 2011). *GUIA DE MITIGACION EN AGUA Y SANEAMIENTO RURAL*. Obtenido de Direccion Regional de Vivienda, Construccion y Saneamiento: https://www.shareweb.ch/site/DRR/Documents/To%20sort/Guidance_Mitigation_Water_Rural_Sanitation_WASH_SANBASUR_Spanish.pdf
- SANBASUR. (2011). *HERRAMIENTAS PARA INTEGRAR LA REDUCCION DEL RIESGO DE DESASTRE EN PROYECTOS DE AGUA Y SANEAMIENTO RURAL*. Obtenido de Direccion Regional de Vivienda, Construccion y Saneamiento: <https://www.care.org.pe/wp-content/uploads/2015/06/HERRAMIENTA-PARA-INTEGRAR-LA-REDUCCION-DEL-RIESGO-DE-DESASTRES-EN-PROYECTOS-DE-AGUA-Y-SANEAMIENTO-RURAL2.pdf>
- SENAMHI. (2011). *AGUA SUBTERRANEAS-ACUIFEROS*. Obtenido de Dr. Juan Julio Ordoñez Galvez: https://www.gwp.org/globalassets/global/gwp-sam_files/publicaciones/varios/aguas_subterranas.pdf
- SENAMHI. (31 de 10 de 2015). *Datos Historicos de las Estaciones* . Obtenido de SENAMHI: <https://www.senamhi.gob.pe/?p=descarga-datos-hidrometeorologicos>
- Tixe, S. (2004). *GUÍA DE DISEÑO PARA LÍNEAS DE CONDUCCIÓN E IMPULSIÓN DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA RURAL*. Obtenido de Organizacion Panamericana de la Salud: <http://www.bvsde.paho.org/tecapro/documentos/agua/e105-04Disenoimpuls.pdf>
- Vitor, M. D. (2015). Evaluacion del Distrito de Vitor. *Muni Vitor*.
- Vivienda, M. d. (2009). Norma OS.090. *Plantas de tratamiento de Aguas Residuales*. Lima, Lima, Perú: Diario el Peruano.
- Wikipedia. (20 de Noviembre de 2015). *Distrito de Vitor* . Obtenido de https://es.wikipedia.org/wiki/Distrito_de_V%C3%ADtor
- Wikipedia, E. (7 de Mayo de 2020). *Remoción de masa*. Obtenido de https://es.wikipedia.org/wiki/Remoci%C3%B3n_de_masa
- Zamor, W. A. (MARZO de 2006). *UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS GUATEMALA*. Obtenido de ANALISIS DE VILNERABILIDAD DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE DE SANTA CATARINA PINURA, GUATEMALA: http://biblioteca.usac.edu.gt/tesis/08/08_2605_C.pdf



ANEXOS

PANEL FOTOGRAFICO

PLANOS

<i>Plano de Lotización</i>	<i>LO-01</i>
<i>Plano de Lotización</i>	<i>LO-02</i>
<i>Plano de Lotización</i>	<i>LO-03</i>
<i>Topográfico: Planta</i>	<i>TP-01</i>
<i>Topográfico: Planta</i>	<i>TP-02</i>
<i>Topográfico: Planta</i>	<i>TP-03</i>
<i>Topográfico: Planta</i>	<i>TP-04</i>
<i>Topográfico: Planta</i>	<i>TP-05</i>
<i>Arquitectura: Captación de baraje fijo sin canal de derivación</i>	<i>CAAP-01</i>
<i>Hidráulica: Captación de baraje fijo sin canal de derivación</i>	<i>CAAP-02</i>
<i>Estructuras: Captación de baraje fijo sin canal de derivación $Q=2,65\text{ts/seg.}$</i>	<i>CAAP-03</i>
<i>Perfil hidráulico y planta: Línea de conducción</i>	<i>PH-01</i>
<i>Planta de tratamiento de agua potable: Planta general</i>	<i>PTG-01</i>
<i>Planta sedimentadores</i>	<i>PTAP-01</i>
<i>Corte A-A y corte B-B Sedimentadores</i>	<i>PTAP-02</i>
<i>Planta de tratamiento de agua potable: Planta corte y detalle sedimentadores</i>	<i>PTAP-03</i>
<i>Corte A-A, B-B y C-C Estructuras sedimentador</i>	<i>PTAP-04</i>
<i>Planta de tratamiento de agua potable: Estructura de Planta sedimentador</i>	<i>PTAP-05</i>
<i>Planta de nivel de operación pre filtro de grava para $Q=2,65\text{ lts/seg}$</i>	<i>PTAP-06</i>
<i>Planta de nivel superior de pre filtro de grava para $Q=2,65\text{ lts/seg}$</i>	<i>PTAP-07</i>
<i>Planta de fondo de pre filtro de grava para $Q=2,65\text{ lts/seg}$</i>	<i>PTAP-08</i>
<i>Cortes A-A, B-B y C-C de pre filtro de grava para $Q=2,65\text{ lts/seg}$</i>	<i>PTAP-09</i>
<i>Cortes E-E y P-P de filtro de grava para $Q=2,65\text{ lts/seg}$</i>	<i>PTAP-10</i>

<i>Planta de Nivel de operación pre filtro de grava para $Q=2,65$ lts/seg - Estructura</i>	<i>PTAP-11</i>
<i>Cortes A-A, B-B y C-C de pre filtro de grava para $Q=2,65$ lts/seg – Estructura</i>	<i>PTAP-12</i>
<i>Cortes D-D y E-E de pre filtro de grava para $Q=2,65$ lts/seg – Estructura</i>	<i>PTAP-13</i>
<i>Cortes D-D y E-E de pre filtro de grava para $Q=2,65$ lts/seg – Estructura</i>	<i>PTAP-14</i>
<i>Planta y Corte de nivel en filtro lento</i>	<i>PTAP-15</i>
<i>Planta y cortes de nivel de fondo y unidad de lavado de arena de filtración lenta</i>	<i>PTAP-16</i>
<i>Planta y cortes de nivel operación, superior y fondo de estructura de salida</i>	<i>PTAP-17</i>
<i>Planta y cortes de nivel y operación de filtración lenta: Estructuras</i>	<i>PTAP-18</i>
<i>Cortes A-A y B-B de filtración lenta: Estructuras</i>	<i>PTAP-19</i>
<i>Cortes y elevaciones de depósitos, sacos de arena</i>	<i>PTAP-20</i>
<i>Planta corte y elevación de depósito, sacos de arena y herramientas</i>	<i>PTAP-21</i>
<i>Planta nivel de fondo y detalles de lechos de secado</i>	<i>PTAP-22</i>
<i>Planta nivel de operación y corte de lecho de secado</i>	<i>PTAP-23</i>
<i>Cortes y detalles de lecho de secado: Estructuras</i>	<i>PTAP-24</i>
<i>Cobertura de lecho de secado: Estructuras</i>	<i>PTAP-25</i>
<i>Sistema de desinfección con dosificador planta y cortes</i>	<i>PTAP-26</i>
<i>Sistema de desinfección con dosificador: Estructuras</i>	<i>PTAP-27</i>
<i>Detalle de módulo de SS.HH. + Tanque séptico mejorado y pozo percolador</i>	<i>SH-01</i>
<i>Detalle de módulo de SS.HH. Estructuras</i>	<i>SH-02</i>
<i>Planta, corte de oficina para PTAP</i>	<i>OF-01</i>
<i>Oficina: cimiento y aligerado</i>	<i>OF-02</i>
<i>Cisterna apoyada $V=48m^3$: Plantas y cortes B-B y D-D</i>	<i>CI-01</i>
<i>Cisterna apoyada $V=48m^3$: Detalles, Plantas y corte A-A</i>	<i>CI-02</i>
<i>Cisterna apoyada $V=48m^3$: Hidráulico corte B-B</i>	<i>CI-03</i>
<i>Cisterna apoyada $V=48m^3$: Hidráulico corte A-A y D-D</i>	<i>CI-04</i>
<i>Reservorio $V= 110 m^3$ – Planta y cortes</i>	<i>R-01</i>
<i>Reservorio $V= 110 m^3$ - Estructuras</i>	<i>R-02</i>

<i>Reservorio V= 110 m³ - Estructuras</i>	<i>R-03</i>
<i>Redes de distribución: hidráulico – flujos</i>	<i>APP-01</i>
<i>Redes de distribución: hidráulico – flujos</i>	<i>APP-02</i>
<i>Redes de distribución: hidráulico – flujos</i>	<i>APP-03</i>
<i>Plano de planta: conexión domiciliaria de agua potable</i>	<i>CDA-01</i>
<i>Plano de planta: conexión domiciliaria de agua potable</i>	<i>CDA-02</i>
<i>Plano de planta: conexión domiciliaria de agua potable</i>	<i>CDA-03</i>
<i>Detalle de conexiones domiciliarias de Agua potable</i>	<i>CDAP-01</i>
<i>Detalle de conexiones domiciliarias de alcantarillado</i>	<i>CDAL-01</i>
<i>Detalle de Buzón y cajas de registro</i>	<i>DALC-01</i>
<i>Red de alcantarillado sanitario proyectado</i>	<i>ALP-01</i>
<i>Red de alcantarillado sanitario proyectado</i>	<i>ALP-02</i>
<i>Red de alcantarillado sanitario proyectado</i>	<i>ALP-03</i>
<i>Red de alcantarillado sanitario proyectado</i>	<i>ALP-04</i>
<i>Red de alcantarillado sanitario proyectado</i>	<i>ALP-05</i>
<i>Plano de Flujo alcantarillado sanitario proyectado</i>	<i>ALF-01</i>
<i>Plano de Flujo alcantarillado sanitario proyectado</i>	<i>ALF-02</i>
<i>Plano de Flujo alcantarillado sanitario proyectado</i>	<i>ALF-03</i>
<i>Plano de Flujo alcantarillado sanitario proyectado</i>	<i>ALF-04</i>
<i>Red de alcantarillado perfil</i>	<i>RAP-01</i>
<i>Red de alcantarillado perfil</i>	<i>RAP-02</i>
<i>Red de alcantarillado perfil</i>	<i>RAP-03</i>
<i>Red de alcantarillado perfil</i>	<i>RAP-04</i>
<i>Red de alcantarillado perfil</i>	<i>RAP-05</i>
<i>Red de alcantarillado perfil</i>	<i>RAP-06</i>
<i>Red de alcantarillado perfil</i>	<i>RAP-07</i>
<i>Red de alcantarillado perfil</i>	<i>RAP-08</i>

<i>Red de alcantarillado perfil</i>	<i>RAP-09</i>
<i>Red de alcantarillado perfil</i>	<i>RAP-10</i>
<i>Red de alcantarillado perfil</i>	<i>RAP-11</i>
<i>Red de alcantarillado perfil</i>	<i>RAP-12</i>
<i>Red de alcantarillado perfil</i>	<i>RAP-13</i>
<i>Red de alcantarillado perfil</i>	<i>RAP-14</i>
<i>Red de alcantarillado perfil</i>	<i>RAP-15</i>
<i>Red de alcantarillado perfil</i>	<i>RAP-16</i>
<i>Red de alcantarillado perfil</i>	<i>RAP-17</i>
<i>Red de alcantarillado perfil</i>	<i>RAP-18</i>
<i>Red de alcantarillado perfil</i>	<i>RAP-19</i>
<i>Red de alcantarillado perfil</i>	<i>RAP-20</i>
<i>Red de alcantarillado perfil</i>	<i>RAP-21</i>
<i>Red de alcantarillado perfil</i>	<i>RAP-22</i>
<i>Plano de Planta: conexiones domiciliarias alcantarillado</i>	<i>CD-01</i>
<i>Plano de Planta: conexiones domiciliarias alcantarillado</i>	<i>CD-02</i>
<i>Plano de Planta: conexiones domiciliarias alcantarillado</i>	<i>CD-03</i>
<i>Plano de Planta: conexiones domiciliarias alcantarillado</i>	<i>CD-04</i>
<i>Planta general y perfil hidráulico PTAR</i>	<i>PTARG-01</i>
<i>Planta de tratamiento de aguas residuales cámara de rejillas y desarenador..... ..</i>	<i>.....PTAR-01</i>
<i>Planta de tratamiento de aguas residuales cámara de rejillas y desarenador..... ..</i>	<i>.....PTAR-02</i>
<i>Planta de tratamiento de aguas residuales Tanque Imhoff Arquitectura</i>	<i>PTAR-03</i>
<i>Planta de tratamiento de aguas residuales Tanque Imhoff Estructuras</i>	<i>PTAR-04</i>
<i>Planta de tratamiento de aguas residuales Lecho de secado</i>	<i>PTAR-05</i>
<i>Planta de tratamiento de aguas residuales Lecho de secado</i>	<i>PTAR-06</i>
<i>Planta de tratamiento de aguas residuales Filtro Biológico Arquitectura</i>	<i>PTAR-07</i>
<i>Planta de tratamiento de aguas residuales Filtro biológico: Estructuras</i>	<i>PTAR-08</i>

Planta de tratamiento de aguas residuales Cámara de contacto de Cloro

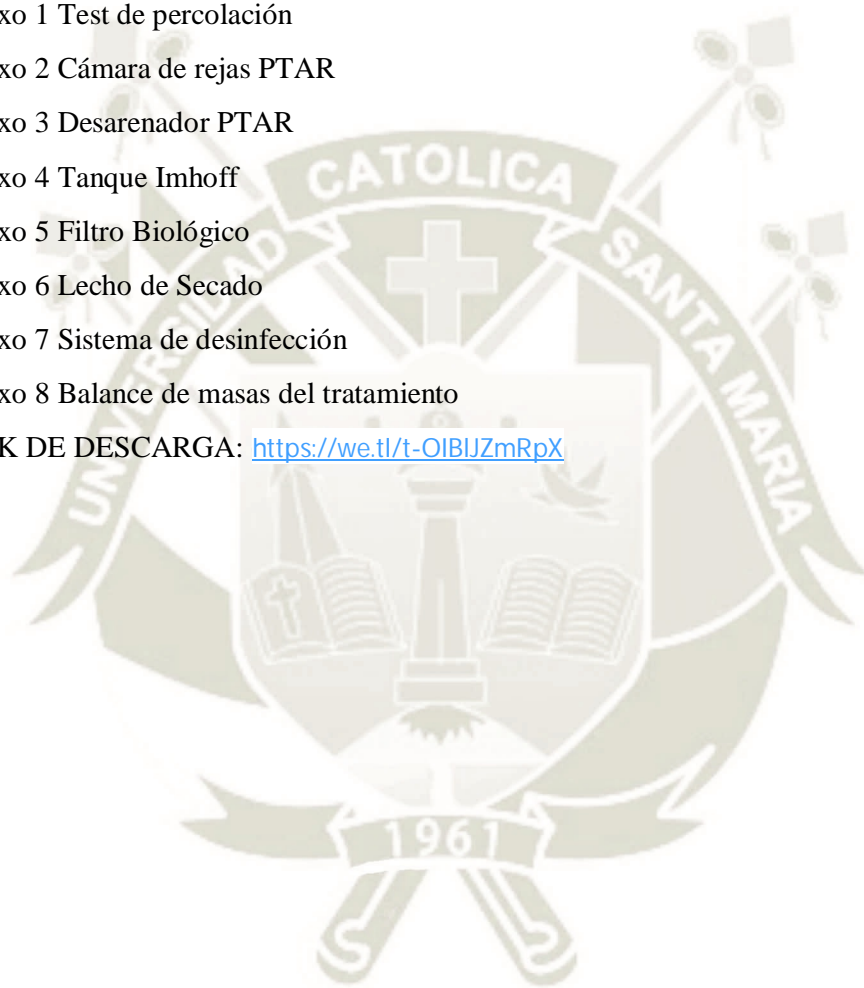
PTAR-09

Planta de tratamiento de aguas residuales Cámara de contacto de Cloro

PTAR-10

INFORMACIÓN BÁSICA

- Informe de Ensayo Análisis físico, químico y bacteriológico de la fuente de agua
- Planos: Autocadcivil3d 2015
- Anexo 1 Test de percolación
- Anexo 2 Cámara de rejillas PTAR
- Anexo 3 Desarenador PTAR
- Anexo 4 Tanque Imhoff
- Anexo 5 Filtro Biológico
- Anexo 6 Lecho de Secado
- Anexo 7 Sistema de desinfección
- Anexo 8 Balance de masas del tratamiento
- LINK DE DESCARGA: <https://we.tl/t-OIBIJZmRpX>



PANEL FOTOGRAFICO

Foto 1 Ubicación de fuente para proyección de captación superficial



Fuente: Propia

Foto 2 Canal Yuramayo



Fuente: Propia

Foto 3 Tramo Línea de conducción proyectada



Fuente: Propia

Foto 4 Línea de conducción proyectada



Fuente: Propia

Foto 5 Asociación de vivienda Villa Hermosa



Fuente: Propia

Foto 6 Ubicación Planta de tratamiento de agua potable proyectada



Fuente: Propia

Foto 7 Ubicación para proyección de reservorio V=110m³



Fuente: Propia

Foto 8 Tramo Red de Emisor - alcantarillado



Fuente: Propia

Foto 9 Tramo red de Emisor - alcantarillado



Fuente: Propia

Foto 10 Ubicación Planta de tratamiento de aguas residuales PTAR



Fuente: Propia

Foto 11 Asociación de vivienda Señor de los Milagros



Fuente: Propia

Foto 12 viviendas habitadas A.V. Señor de los Milagros



Fuente: Propia

Foto 13 I.E. 40104 A.V. Villa hermosa



Fuente: Propia

Foto 14 Viviendas habitadas A.V. Villa Hermosa



Fuente: Elaboración Propia

Foto 15 Embaces para muestreo de agua - canal Yuramayo



Fuente: Elaboración Propia

Foto 16 Muestra con conservante para PH



Fuente: Elaboración Propia

Foto 17 Muestreo para Metales (Mn y Fe)



Fuente: Elaboración Propia

Foto 18 Muestras para ensayos físicos, químicos y bacteriológicos



Fuente: Elaboración Propia

Foto 19 Constancia de posesión para verificación del catastro de vivienda



Fuente: Municipalidad Distrital de Vitor 2016

Foto 20 Constancia de posesión para verificación del catastro de vivienda



Fuente: Municipalidad Distrital de Vitor 2016

Foto 21 Registro de padrón de Socio

REGISTRO DE PADRON DE SOCIOS

FECHA DE INGRESO: _____ No. _____

NOMBRES: Adelaida CCasa

APELLIDO PATERNO: CCasa

APELLIDO MATERNO: Guise

FECHA DE NACIMIENTO: 16-12-1973

NATURAL DE: Cusco PROVINCIA: Canas

DISTRITO: CChica DPTO: Cusco

OCCUPACIÓN: Obrera

GRADO DE INSTRUCCIÓN: 1º Primaria

ESTADO CIVIL: Casada LIBRETA MILITAR No: _____

D.N.I. 24568328 No. DE R.U.C. _____

DIRECCIÓN: Asociación de Vivienda Señor de los Milagros Ms.C. He 6 - C.I.

ESPOSA O CONVIVIENTE: _____

NOMBRES Y APELLIDOS DE LOS HIJOS QUE VIVEN EN EL HOGAR			
NOMBRES Y APELLIDOS	EDAD	ESTUDIOS	
<u>Cindy Ana CCasa</u>	<u>16</u>	<u>5º Secundaria</u>	
<u>ky Jennifer Ana CCasa</u>	<u>3</u>		

NOMBRES Y APELLIDOS	PARENTESCO	EDAD	ESTUDIOS

OBSERVACIONES: _____

ME COMPROMETO A CUMPLIR CON LA INSTITUCIÓN Y SUS ESTATUTOS

SECRETARIO (A)

FIRMA DEL ASOCIADO (A)

PRESIDENTE

Fuente: Municipalidad Distrital de Vitor

Foto 22 Registro de padrón de Socio

REGISTRO DE PADRON DE SOCIOS

FECHA DE INGRESO: _____ No. _____

NOMBRES: Vanessa Irene

APELLIDO PATERNO: Alejo

APELLIDO MATERNO: Huamani

FECHA DE NACIMIENTO: 01-10-1988

NATURAL DE: Arequipa PROVINCIA: Arequipa

DISTRITO: Yura DPTO: Arequipa

OCCUPACIÓN: su casa

GRADO DE INSTRUCCIÓN: Secundaria Completa

ESTADO CIVIL: Soltera LIBRETA MILITAR No: _____

D.N.I. 45331244 No. DE R.U.C. _____

DIRECCIÓN: Asociación de Vivienda Señor de los Milagros Ms.C. He 18 - C.I.

ESPOSA O CONVIVIENTE: _____

NOMBRES Y APELLIDOS DE LOS HIJOS QUE VIVEN EN EL HOGAR			
NOMBRES Y APELLIDOS	EDAD	ESTUDIOS	
<u>Atagando Raul Fernandez Alejo</u>	<u>8</u>	<u>3º primaria</u>	
<u>Gustavo Andres Fernandez Alejo</u>	<u>3</u>	<u>Inicial</u>	
<u>Valeria Bristol Fernandez Alejo</u>	<u>1</u>		

NOMBRES Y APELLIDOS	PARENTESCO	EDAD	ESTUDIOS

OBSERVACIONES: _____

ME COMPROMETO A CUMPLIR CON LA INSTITUCIÓN Y SUS ESTATUTOS

SECRETARIO (A)

FIRMA DEL ASOCIADO (A)

PRESIDENTE

Fuente: Municipalidad Distrital de Vitor