

UNIVERSIDAD AMAZÓNICA DE PANDO
ÁREA DE CIENCIAS Y TECNOLOGÍA
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL



“Planta Piloto de Tratamiento de Aguas Residuales por el Metodo de la UASB (Reactor Anaerobio de Manto de Lodos de Flujo Ascendente) en los barrios Progreso y Santa Cecilia”

“Trabajo de Titulación presentado en conformidad a los requisitos para obtener el Título de Licenciado en Ingeniería Civil”

POSTULANTE : Univ. Norma Lourdes Aguilar Arispe
TUTOR COLECTIVO : Ing. Erick Ronald Arrazola Iriarte
ASESOR : Ing. Leonardo Javier Churqui Aguirre

Cobija, Pando – Bolivia
2014

DEDICATORIA

A Dios por darme la vida y salud necesaria para concluir esta etapa de mi vida.

A mis padres: Ricardo Aguilar Pardo (†) y Carmen Rosa Arispe Vda. de Aguilar quienes siempre me dieron un gran ejemplo a seguir, porque gracias a sus consejos lograron la culminación de mi carrera profesional.

A mis hijos Ivan y Lorena que son la razón por la cual logre llegar hasta donde hoy me encuentro.

A mis hermanos Orlando, Sonia, Enrique, Silvia y Virginia Aguilar Arispe, que siempre confiaron en mí y me dieron un apoyo incondicional.

AGRADECIMIENTO

A mis padres por el amor que me brindaron, sus sacrificios, su amistad y por su ejemplo de amor y paciencia.

A mis hijos que siempre estuvieron conmigo, a mis hermanos por la ayuda incondicional que me dieron todo el tiempo.

A mi asesor el Ing. Javier Leonardo Churqui Aguirre por toda su paciencia y colaboración en la ejecución de mi proyecto.

A mis tribunales: Ing Víctor Vargas, Ing Alfredo Escobar, Ing. Erick Arrazola por su disposición de tiempo y su colaboración para la realización de mi proyecto.

A la Universidad Amazónica de Pando por abrirme las puertas y cobijarme hasta la culminación de mis estudio, en especial al Rector. Ing. Ludwing Reynaldo Arcienaga Baptista y a la Directora del ACyT Ing. M. Aida Mireya Monje Ascarrunz por todo su apoyo y colaboración.

A los docentes por sus consejos y enseñanzas, haciendo de nosotros personas de bien.

Y a todos mis compañeros y amigos que me brindaron su apoyo y ayuda desinteresada, impulsándonos a culminar esta parte de mis aspiraciones.

ÍNDICE

	PÁG.
CAPITULO I	1
1.- INTRODUCCIÓN	1
1.2.- ANTECEDENTES	3
1.2.1. Situación actual de los barrios que cuentan con alcantarillado sanitario	3
1.2.2. Barrió Mapajo	3
1.2.3. Barrió Villa Montes y Puerto Alto	3
1.2.4. Barrios Brisas del Acre y Villa Cruz	3
1.2.5. Barrió 27 Mayo	4
1.2.6. Situación Actual de los Barrios Progreso y Santa Cecilia	4
1.2.7. Planta de tratamiento UASB	8
1.2.8. Alcantarillado sanitario	9
1.2.9. Aguas residuales	10
1.3. Etapas del tratamiento de aguas servidas	10
<i>a) Recolección del afluente</i>	11
<i>b) Remoción de sólidos grandes y arenosos</i>	11
<i>c) Tratamiento</i>	11
<i>d) Desinfección</i>	11
<i>e) Descarga del efluente</i>	11
<i>f) Estabilización de los lodos</i>	12
1.3.1. Aguas residuales	12
1.4. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	13
1.4.1. Análisis de la planta de tratamiento	14
CAPITULO II	16
2. OBJETIVOS	16
2.1. OBJETIVO GENERAL	16
2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS	16
2.3. JUSTIFICACIÓN	17
2.3.1. Justificación económica	17

2.3.2. Justificación social	17
2.3.3. Justificación técnica	18
2.4. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	18
2.5. LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO	19
2.5.1. Ubicación física y geográfica del proyecto	20
2.5.2. Recursos hídricos	20
a) <i>El rio Acre</i>	20
b) <i>Orografía</i>	20
c) <i>Vías de transporte</i>	20
d) <i>Altitud</i>	20
e) <i>Indicadores climáticos</i>	21
f) <i>Riesgos climáticos</i>	22
g) <i>Población</i>	22
h) <i>Crecimiento poblacional</i>	23
i) <i>Tasa media de crecimiento anual de la población</i>	23
2.6. SERVICIOS BÁSICOS	24
2.7. VÍAS DE ACCESO	25
2.8. ESTABILIDAD POBLACIONAL	26
2.9. ASPECTOS ECONÓMICOS	26
2.9.1. Tenencia de tierras	26
2.10. ASPECTOS SOCIALES	26
2.10.1. Costumbres	26
2.11.2. Organización social	27
2.11.3. Enfermedades prevalentes	27
2.11.4. Natalidad	30
2.11.5. Mortalidad	31
a) <i>Energía eléctrica</i>	31
b) <i>Eliminación de basura</i>	31
c) <i>Educación</i>	32
d) <i>Equipamiento</i>	32
e) <i>Salud</i>	32
CAPITULO III	33

3.- METODOLOGÍA Y PARÁMETROS DE DISEÑO	33
3.1. RECOLECCIÓN DE AGUAS RESIDUALES	33
3.2. DESARROLLO TÉCNICO DEL PROYECTO	33
3.3. SISTEMAS DE ALCANTARILLADO	33
3.3.1. Periodo de diseño	34
3.3.2. Población del proyecto	34
3.3.3. Hidráulica de alcantarillas	35
3.3.4. Componentes de un sistema de alcantarillado sanitario	36
3.3.5. Parámetros del proyecto	37
3.3.5.1. Dotación media diaria	37
3.3.5.2. Coeficiente de retorno aporte (cr):	38
3.3.5.3. Coeficiente de punta (m):	38
3.3.5.4. Coeficiente de máximo caudal diario K_1	38
3.3.5.5. Coeficiente de máximo caudal horario K_2 :	39
3.3.5.6. Caudal por conexiones erradas (Q_e):	39
3.3.5.7. Caudal por infiltración (Q_i):	39
3.3.6. Cuantificación de caudales de aporte	40
3.3.6.1. Caudal medio diario (Q_m):	40
3.3.6.2. Caudal máximo horario (Q_{max}):	40
3.3.6.3. Aporte de aguas industriales (Q_{ind}):	40
3.3.6.4. Aporte de aguas comerciales (Q_c):	40
3.3.6.5. Aporte de aguas residuales de instituciones públicas (Q_{IP}):	41
3.3.5.6. Caudal de diseño (Q_D):	41
3.4. CRITERIOS DE DISEÑO DE REDES DE ALCANTARILLADO	41
3.4.1. Fórmula para diseño	41
3.4.2. Formula de Manning	41
3.4.3. Coeficiente de rugosidad (n)	44
3.4.4. Condiciones de flujo	44
3.4.5. Variación de caudales de aguas residuales	45
3.4.6. Criterio de la tensión tractiva (τ)	46
3.4.7. Tensión tractiva mínima (τ_{min})	46
3.5. CRITERIOS DE LA PENDIENTE PARA EL CÁLCULO	47
3.5.1. Pendiente mínima (S_{min})	47

3.5.2. <i>Diámetro mínimo</i>	48
3.5.3. <i>Caudal mínimo</i>	48
3.5.4. <i>Velocidad máximo</i>	48
3.5.5. <i>Velocidad critica</i>	49
3.5.6. <i>Pendiente admisible</i>	49
3.5.7. <i>Tirante de agua</i>	49
3.5.8. <i>Profundidad mínima de instalación</i>	50
3.5.9. <i>Profundidad máxima de instalación</i>	50
3.5.10. <i>Ancho de zanja</i>	50
3.5.12. <i>Distancia máxima entre cámaras</i>	50
3.6. TRATAMIENTO Y DISPOSICIÓN DE AGUAS RESIDUALES	51
3.6.1. <i>Características de las aguas residuales</i>	51
3.7. CARACTERÍSTICAS FÍSICO, QUÍMICAS Y BIOLÓGICAS DEL AGUA RESIDUAL	51
3.7.1. <i>Constituyente de las aguas residuales</i>	52
3.7.2. <i>Contaminantes de importancia en el tratamiento del agua residual</i>	54
3.7.3. <i>Características físicas y químicas: definición y utilidad</i>	54
3.7.3.1. <i>Sólidos totales</i>	54
3.7.3.2. <i>Sólidos suspendidos</i>	55
3.7.3.3. <i>Olores</i>	55
3.7.3.4. <i>Temperatura</i>	55
3.7.3.5. <i>Oxigeno disuelto</i>	55
3.7.3.6. <i>Turbiedad</i>	55
3.7.3.7. <i>Color</i>	56
3.7.3.8. <i>Grasas y aceites</i>	56
3.7.3.9. <i>Cloruros</i>	56
3.7.3.10. <i>DBO₅</i>	56
3.7.3.11. <i>DQO</i>	57
3.8. ETAPAS DEL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DOMESTICAS	57
3.8.1. CÁMARA DE REJAS	58
3.8.2. TIPOS DE REJAS	59
3.8.2.1. <i>Criterios de diseño de reja de barras de limpieza manual</i>	59

3.8.2.2. <i>Velocidad de flujo a través de las rejas</i>	59
3.8.2.3. <i>Inclinación de las barras</i>	59
3.8.2.4. <i>Abertura o espaciamiento de las barras</i>	60
3.8.2.5. <i>Dimensionamiento del canal de rejas de limpieza manual</i>	60
3.9. CRITERIOS DE DISEÑO	66
3.9.1. <i>Número de unidades y “BY –PASS”</i>	66
3.10. VELOCIDAD EN LOS DESARENADORES	66
3.10.1. <i>Área de los desarenadores</i>	66
3.10.3. <i>Profundidad de la lámina líquida</i>	67
3.10.4. <i>Angulo de transición</i>	67
3.11. DISEÑO HIDRÁULICO DEL DESARENADOR	67
3.11.1. <i>Sedimentación discreta:</i>	67
3.11.2. <i>Sedimentación con floculación:</i>	67
3.11.3. <i>Sedimentación por zonas:</i>	67
3.12. TEORÍA DE LA SEDIMENTACIÓN DISCRETA	68
3.13. DETERMINACIÓN DE LA VELOCIDAD DE SEDIMENTACIÓN	70
3.14. DETERMINACIÓN DE LAS DIMENSIONES DEL DESARENADOR	71
3.15. CANAL DE SECCIÓN RECTANGULAR CONTROLADO POR UNA CANALETA PARSHALL	72
3.16. REACTOR ANAEROBIO DE FLUJO ASCENDENTE Y MANTO DE LODOS U.A.S.B.	73
3.16.1. <i>Forma y tamaño del reactor U.A.S.B</i>	75
3.16.2. <i>Proceso de granulación</i>	77
3.16.3. <i>Formación del fango granular</i>	78
3.16.4. <i>Diseño del reactor U.A.S.B</i>	78
3.16.5. <i>Diseño por carga orgánica volumétrica</i>	79
3.16.6. <i>Diseño por carga hidráulica volumétrica</i>	80
3.16.7. <i>Tiempo de retención hidráulica (trh)</i>	80
3.16.8. <i>Velocidad superficial del flujo</i>	81
3.16.9. <i>Área del reactor</i>	82
3.16.10. <i>Distribución del afluente</i>	82
3.16.11. <i>Tubos de distribución primaria</i>	83
3.16.12. <i>Diseño del separador gas - sólido - líquido (GSL)</i>	84

3.16.12.1. Área libre $A_{(libre)}$	86
3.16.12.2. Ancho de la abertura entre el reactor y el separador GSL (Wq)	87
3.16.12.3. Traslape vertical del deflector	87
3.16.12.4. Altura de la campana (hg)	88
3.16.12.5. Ancho de los la dos de la campana (Wg)	88
3.16.12.6. Área de la superficie húmeda (As)	88
3.17. DETERMINACIÓN DE LA CONCENTRACIÓN DEL EFLUENTE	89
3.17.1. Concentración de DBO en el efluente	89
3.17.2. Concentración de DQO en el efluente	89
3.17.3. Concentración de sólidos en el efluente final	90
3.17.4. Sistema de descarte de lodos	91
3.17.5. Producción de lodos	91
3.18. VENTAJAS Y DESVENTAJAS REACTOR UASB	91
3.18.1. Las principales ventajas	91
3.18.2. Las principales desventajas	92
3.18.3. Humedales	92
3.18.4. Diseño hidráulico	94
3.18.5. Tiempo de retención hidráulica en humedales	96
3.18.6. Lechos de secado	97
3.18.6.1. Volumen de lodo fresco	98
3.18.6.2. Volumen de lodos a secar	98
3.18.6.3. Área del lecho de secado	99
3.18.6.4. Dimensiones del lecho de secado	99
3.19. COMPARACIÓN DEL REACTOR UASB CON OTROS SISTEMAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES	100
CAPITULO IV	101
4. INGENIERÍA DEL PROYECTO	101
4.1. METODOLOGÍA	101
4.1.1. Inspección zona de proyecto	101
4.1.2. Recopilación de información	101
4.1.3. Trabajo de campo	101

4.1.4. Trabajo de gabinete	102
4.1.5. Estudio topográfico	102
4.1.6. Estudio de geotécnicos	103
4.1.7 Estudios hidrológicos	103
4.2 DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO	104
4.2.1 Cálculo de la población de diseño	104
<i>a) Población actual</i>	104
<i>b) Población futura</i>	104
4.2.2. Calculo de la dotación de agua	105
<i>a) Demanda actual de agua</i>	105
<i>b) Dotación futura</i>	106
4.2.3. Determinación del caudal de diseño	107
<i>a) Caudal medio diario (Q_m)</i>	107
<i>b) Determinación del caudal máximo horario (Q_{max})</i>	108
<i>b.1 Coeficiente de punta (M)</i>	108
<i>b.2 Caudal máximo horario</i>	108
<i>c) Caudal por conexiones erradas (Q_e)</i>	108
<i>d) Caudal por infiltración (Q_i)</i>	109
<i>e) Caudal de diseño (Q_d)</i>	109
4.2.4. Consideraciones de diseño según la norma boliviana NB 688	110
4.2.5. Análisis hidráulico	111
4.3. Tratamiento y disposición de aguas residuales	12
4.3.1. Determinación de caudales	112
<i>a) Caudal máximo diario (Q_{maxd})</i>	112
<i>b) Caudal máximo horario (Q_{maxh})</i>	112
<i>c) Caudal por infiltración (Q_i)</i>	113
<i>d) Caudales de diseño para unidades de tratamiento de la U.A.S.B</i>	113
<i>e) Caudal medio de diseño</i>	113
<i>f) Caudal máximo diario de diseño</i>	114
<i>g) Caudal máximo horario de diseño</i>	114
4.3.2. Características de las aguas residuales	115
4.3.3. Análisis de los datos de temperatura del ambiente	116
<i>a) Temperatura del medio ambiente</i>	116

<i>b) La precipitación media anual</i>	117
<i>c) Temperatura del agua residual</i>	117
4.3.4. Unidades de tratamiento de las aguas residuales	118
<i>a) Diseño de la cámara de rejillas y desarenador</i>	119
<i>b) Dimensionamiento de los reactores UASB</i>	120
<i>c) Forma y tamaño del reactor U.A.S.B.</i>	120
<i>d) Cálculo del volumen del reactor</i>	120
<i>e) Cálculo de la altura del reactor</i>	121
<i>f) Cálculo del área del reactor</i>	122
<i>g) Cálculo de la longitud del reactor</i>	122
<i>h) Cálculo de distribución del afluente</i>	123
<i>i) Cálculo de número de difusores</i>	123
<i>j) Diseño del separador gas - sólido - líquido (GSL)</i>	124
<i>k) Humedales</i>	125
<i>l) Lecho de secado</i>	125
5. RESULTADOS DE REACTOR UASB	126
6. TRATAMIENTO DE LOS LODOS RESIDUALES	129
CAPITULO V	
CONCLUSIONES	132
RECOMENDACIONES	133
BIBLIOGRAFÍA	
ANEXOS	

ÍNDICE DE TABLAS

<i>TABLA 1. Problemas identificados en la red de alcantarillado sanitario</i>	5
<i>TABLA 1.2 Análisis fisicoquímico</i>	14
<i>TABLA 1.3 Análisis fisicoquímico</i>	15
<i>TABLA 1.4 Indicadores climáticos</i>	21
<i>TABLA 1.5. Censo poblacional</i>	23
<i>TABLA 1.6. Índice de crecimiento</i>	23
<i>TABLA 1.7. Enfermedades Prevalentes 2008</i>	27
<i>TABLA 1.8. Enfermedades Prevalentes año2009</i>	28
<i>TABLA 1.9. Enfermedades Prevalentes año 2010</i>	28
<i>TABLA 1.10. Enfermedades Prevalentes año 2011</i>	29
<i>TABLA 1.11. Enfermedades Prevalentes año 2012</i>	29
<i>TABLA 1.12. Centro de salud “COBIJA”</i>	30
<i>TABLA 3.1. Periodo de diseño años</i>	34
<i>TABLA 3.2. Aplicación de métodos de cálculo para la estimación de la población futura</i>	35
<i>TABLA 3.3. Métodos para el cálculo de población futura</i>	35
<i>TABLA 3.4. Dotación media (l/hab/día)</i>	38
<i>TABLA 3.5- Valores del coeficiente K_2</i>	39
<i>TABLA 3.6. Valores de Constante adimensional (f)</i>	47
<i>TABLA 3.7. Características físicas, químicas y biológicas del agua residual y sus procedencias</i>	52
<i>TABLA 3.8. Composición típica del agua residual domestica</i>	53
<i>TABLA 3.9. Contaminantes del agua residual e impacto ambiental</i>	54
<i>TABLA 3.10. Sistema de una UASB- secuencia típica</i>	57
<i>TABLA 3.11. Velocidades de flujo (V)</i>	59
<i>TABLA 3.12. Espesores y espaciamiento de rejillas</i>	60
<i>TABLA 3.13. Valores del coeficiente q</i>	71
<i>TABLA 3.14.- Dimensiones recomendadas para proyectos UASB</i>	76
<i>TABLA 3.15. Tiempo de retención hidráulica en reactores UASB</i>	81
<i>TABLA 3.16. Velocidades Superficiales Recomendadas para Diseño de Reactores</i>	81

UASB para Tratamiento de Aguas Residuales Domesticas

<i>TABLA 3.17. Velocidad en el área libre del reactor (en aberturas entre el reactor y GSL)</i>	86
<i>TABLA 3.18. Carga de aplicación superficial y tiempos de retención hidráulica en el Comportamiento de sedimentación</i>	88
<i>TABLA 3.19. Características típicas de los medios para humedales SFS</i>	93
<i>TABLA 3.20. Requerimiento de área en función del tipo de tratamiento</i>	98
<i>TABLA 4 .1 Tabla de Población</i>	104
<i>TABLA 4.2 Población inicial, índice de crecimiento y periodo de diseño</i>	104
<i>TABLA 4.3 Métodos para el cálculo de población futura</i>	105
<i>TABLA 4.4 Dotación familiar considerando un promedio de 5 habitantes</i>	105
<i>TABLA 4.5 Dotación individual</i>	106
<i>TABLA 4.6 Dotación per cápita</i>	106
<i>TABLA 4.7 Ancho de zanja</i>	111
<i>TABLA 4.8 Composición típica del agua residual domestica</i>	115
<i>TABLA 4.9 Valores de diseño de DBO₅ y DQO</i>	116
<i>TABLA 4.10. Datos de diseño del separador de GSL</i>	124
<i>TABLA 4.11. Dimensiones del separador de GSL</i>	125
<i>TABLA 5: Resumen de la eficiencia del reactor UASB, diseño según la Ley 1333 “Ley del Medio Ambiente “, (1992).</i>	128

ÍNDICE CÁLCULOS REACTOR UASB

	PÁG.
DISEÑO DE REJILLAS	1
DISEÑO DEL DESARENADOR	7
DISEÑO DEL REACTOR UASB	14
DISEÑO DEL HUMEDAL DE FLUJO SUBSUPERFICIAL (Flujo horizontal)	29
DISEÑO DEL LECHO DE SECADO	32

ÍNDICE ANEXOS

ANEXOS A: “CENSO DE LA POBLACIÓN”

ANEXOS B: “CALCULO DE LA POBLACIÓN”

ANEXOS C: “TOPOGRAFÍA”

ANEXOS D: “ESTUDIO DE SUELOS”

ANEXOS E: “PLANILLA DE ALCANTARILLADO SANITARIO”

ANEXOS F: “PROPIEDADES HIDRÁULICAS DE LA SECCIÓN CIRCULAR DE UN TUBO”

ANEXO G: “PRESUPUESTO POR ÍTEMS Y GENERAL DE LA OBRA”

ANEXOS H: “DISEÑO DEL REACTOR UASB”

ANEXOS I: “PLANOS”

CAPITULO I

1. INTRODUCCIÓN

La ciudad de Cobija del departamento de Pando, ha sido beneficiado con los mejoramientos de 5 barrios que tiene el componente de alcantarillado sanitario estos son:

- a. Mapajo
- b. 27 de Mayo
- c. Brisas del Acre y Villa Cruz
- d. Villa Montes y Puerto Alto
- e. Progreso y Santa Cecilia

En base a la referencia de la Empresa Prestadora de Servicios de Agua Potable y Alcantarillado Sanitario de la ciudad de Cobija solo un 20 % del total de la población cuenta con este servicio. Entre los años 2003 al 2007 Pras-Pando diseño superviso y fiscalizó la ejecución del plan maestro de alcantarillado sanitario y agua potable en la ciudad de Cobija funcionando a la fecha solo el sistema de agua potable.

La construcción de una red de alcantarillado sanitario y una planta de tratamiento de aguas servidas ubicada en el barrio Cataratas presenta en estos momentos problemas en su funcionamiento, ya que en el proyecto a diseño final ambos se conectaban atravez de dos inceptores A y B los cuales desembocaban a una estación de bombeo que debería encargarse de suministrar las aguas servidas a la planta de tratamiento. Estos a la fecha no funcionan, y no han sido traspasadas a la Municipal para su operación y mantenimiento.

El resolver la problemática que representa la producción de aguas servidas evidencia la importancia de aplicar lineamientos técnicos y políticas para la formulación de planes y programas en concertación con las entidades del orden regional y local que permitan proponer y elaborar proyectos alternativos de plantas de tratamiento económicos eficientes y seguros.

Los Barrios Progreso y Santa Cecilia fueron beneficiadas con el mejoramiento de Barrios y cuenta con red de agua potable y alcantarillado sanitario, con una cámara séptica que realiza

solo un tratamiento primario. Estas deben ser tratadas para evitar contaminación y enfermedades, por lo que se realizara la construcción de un Reactor Anaerobio de Manto de Lodos de Flujo Ascendente para poder realizar el tratamiento de acuerdo a la topografía y suelo existente las aguas servidas que produce una población que está en constante crecimiento en la ciudad.

Los desechos líquidos que se producen en estos Barrios, están constituidos fundamentalmente, por las aguas de abastecimiento domiciliario, estos desechos líquidos se componen esencialmente de agua, sólidos orgánicos disueltos y en suspensión, y residuos que provienen de la clínica UNEDI en la zona.

Según la Ley del Medio Ambiente (Ley N° 1333 Bolivia), se establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales provenientes de drenaje y alcantarillado sanitario, sin embargo no siempre se cumplen con dicha Ley.

Los sistemas de alcantarillado sanitario son diseñados y construidos para funcionar en forma independiente de las aportaciones pluviales, pero se ha evidenciado que en la población no se acata las normas establecidas por ley siendo la principal y la que tienen mayor aporte (aguas pluviales) a las redes de alcantarillado sanitario. A través del tiempo se ha observado que esta práctica genera grandes problemas de taponamientos en la red, logrando el mal funcionamiento de la misma por la totalidad de las aguas captadas, aumentando el caudal de aporte considerablemente, hecho que ocasiona problemas en el tratamiento de las aguas servidas.

Es necesario tener claro que el acceso al servicio de alcantarillado mejora las condiciones de salud y el nivel de vida de las familias que serán beneficiadas y un buen tratamiento de las aguas residuales evita la contaminación al medio ambiente y preserva los ecosistemas del mismo.

1.2 ANTECEDENTES

1.2.1. Situación actual de los barrios que cuentan con alcantarillado sanitario

1.2.2. Barrió Mapajo

El Barrió Mapajo cuenta con una red de Alcantarillado Sanitario y conexiones domiciliarias las cuales llegan al cárcamo de bombeo, para dirigirse a la cámara séptica del lugar para ser expulsadas hacia el río Acre sin recibir ningún tratamiento primario como se pudo evidenciar en las Figuras B1 y B2.

1.2.3. Barrió Villa Montes y Puerto Alto

El barrio Villa Montes y Puerto Alto constaba en el momento de su entrega con un Cárcamo de Bombeo, Cámara séptica y un Pozo Absorbente pero que en estos momentos no están cumpliendo con su función, porque no existe una institución encargada de su mantenimiento, como se observa en la Figura B3.

Se puede observar que el pozo absorbente no está realizando ninguna función, además se cuenta con tuberías de desagüe pluvial que socavaron el lado izquierdo del mismo y provocaron el deslizamiento parcial de un lado de la pared. La cámara de bombeo no está trabajando porque no existe la bomba para realizar esta función como se ve en la Figura B4.

Las aguas servidas de estos barrios son descargadas directamente al río Acre sin ser tratadas por lo cual realizan una contaminación constante, como se ve en la Figura B5.

1.2.4.- Barrios Brisas del Acre y Villa Cruz

Los barrios Brisas del Acre y Villa Cruz en el momento de la entrega del proyecto original contaba con una cámara séptica la cual no fue construida por que existe el impedimento para la construcción del alcantarillado sanitario previstos a ser ejecutados dentro el predio perteneciente a los hermanos Kerdy Balcázar, se realizo la notificación por parte de la empresa a los mencionados propietarios para que estos procedan en forma libre y de espontánea voluntad permitir la construcción de las obras de alcantarillado sanitario dentro su

terreno, desde la cual deberían ser bombeadas las aguas servidas a través del interceptor B que fue construido por Pras - Pando, pero la contra parte de la Prefectura de Pando debía realizar la conexión al interceptor a la fecha no fue realizada, por este motivo se observó que todas las aguas servidas son expulsadas directamente al río Acre como se ve en las Figuras B8 y B9.

1.2.5. Barrió 27 Mayo

Se puede observar en el lugar que la cámara séptica no tiene el mantenimiento adecuado por lo cual el crecimiento de la maleza en la zona hace casi imposible el acceso y el deterioro de todos los equipos y parte de las instalaciones ya construidas en el lugar, como se ve en la Figura B10.

En este lugar debería está instalado el interceptor A del que se bombearía todas las aguas hacia la planta de tratamiento ubicado en el barrio Cataratas, pero que por falta de la conexión no cumple dicha función.

1.2.6 Situación Actual de los Barrios Progreso y Santa Cecilia

Los barrios Progreso y Santa Cecilia actualmente cuentan con alcantarillado sanitario que fue ejecutada al igual que los otros barrios según el sub-programa mejoramiento de barrios que se encuentra dentro del marco del programa de apoyo a la política de vivienda, que está a cargo del Ministerio de Vivienda y Servicios Básicos del Gobierno de Bolivia con la cooperación financiera del Banco Interamericano de Desarrollo (BID), con el programa nacional de subsidio de la vivienda. El sub-programa va a contribuir a mejorar las condiciones de saneamiento básico y habitabilidad de la población asentada en los barrios en estudio a largo plazo, siendo los barrios Progreso y Santa Cecilia beneficiada con el misma, donde la función principal es de evacuar las aguas servidas a una cámara séptica que debería realizar un tratamiento primario. Sin embargo las aguas servidas son evacuadas directamente al arroyo Bahía canal natural del río Acre provocando contaminación en aguas de un Río Internacional con el que colindamos con el vecino país de Brasil.

En una evaluación preliminar a los barrios Progreso y Santa Cecilia se puede observar un grave problema, como es la gran contaminación que se realiza al arroyo Bahía por el cual las aguas servidas sin ningún tratamiento primario ingresan a su cauce para luego dirigirse al río

Acre, ya que la tubería de ingreso no está cumpliendo con su función por la falta de mantenimiento está rota y esto hace que las aguas servidas no puedan ingresar a la cámara séptica, como se muestra en la Figura B6 y B7.

Se ha podido evidenciar también mediante un relevamiento del lugar, que el barrio Progreso y Santa Cecilia cuenta en estos momentos con 36 cámaras de las cuales no todas están en funcionamiento ya que se observó la existencia de muchas conexiones precarias por parte de los pobladores de la zona que no utilizan el sistema de alcantarillado, vertiendo sus aguas servidas a la cuneta o canales de drenaje pluvial provocando de esta forma el peligro de atentar contra la salud de los transeúntes, además de una inminente contaminación ambiental.

A continuación se desglosara a detalle de los problemas de la red de alcantarillado sanitario y la cámara séptica.

TABLA 1. Problemas identificados en la red de alcantarillado sanitario

Calle	Cámara	Situación Actual
La Av. Internacional y calle Progreso es donde se comenzó el relevamiento tomando este como punto inicial. En la calle Progreso entre la Av. Internacional y la Av. Bahía.	Se encuentran la cámara 1, la cámara 2 y la cámara 3	Se verifico visualmente que estás cámaras no están en funcionamiento por no existir circulación de aguas servidas.
En la calle progreso entre la Av. Bahía y la calle Antofagasta	La cámara 4 y cámara 5	Se observó que no están funcionando adecuadamente porque no existe circulación de aguas servidas por las cámaras en este lugar.
En la calle Progreso entre la calle	La cámara 6 y cámara 7	No están funcionando adecuadamente porque las aguas

Antofagasta y Av. Miguel Becerra Toranzo		servidas son evacuadas aun canal improvisado que pasa por la puerta de las casas y se va a un canal natural se encuentra en esa zona.
La calle progreso entre la Av. Miguel Becerra Toranzo y Av. Otto Felipe Braum	La cámara 8 se pudo verificar que es la única que esta funcionando correctamente, la cámara 9 y cámara 10.	No están funcionando adecuadamente porque existen 3 conexiones que van directamente al desagüe pluvial provocando de esta forma unos olores ofensivos, y una contaminación constante al medio ambiente.
En la calle Progreso entre la Av. Otto Felipe Braum y la calle Bruno Racua	La cámara 11, cámara 12, y cámara 13	No están funcionando, existen seis conexiones que se dirigen por medio del desagüe pluvial al arroyo Bahía.
En la calle Progreso y la calle Manuel Canseco	La cámara 14 y cámara 15	No están en funcionamiento por que la expulsión de sus aguas servidas la realizan directamente al arroyo Bahía provocando una contaminación constante.
En la calle Progreso y la calle Arturo Posnanski	La cámara 16, cámara 17 y cámara 18	Son expulsadas las aguas servidas al desagüe pluvial y de ahí se dirigen al arroyo Bahía y a la calle.
En la calle Progreso y la calle Nicolás Suarez	La cámara 19, y cámara 20	No están funcionando porque en estos momentos se realiza la construcción de un paseo y mejoramiento del lugar por lo cual las cámaras están inhabilitadas. Desde este punto se deberían dirigir a la cámara séptica las aguas servidas de estos dos barrios pero por todos los problemas ya

		expuestos no se realiza.
En la Av. Internacional y 9 de febrero.	Las cámaras fueron nombradas como CN1, CN2, CN3, CN4, CN5 y CN6	Para el mejoramiento de esta avenida se pudo verificar la existencia de 6 cámaras. En estos momentos no están en funcionamiento hasta que se realice la entrega de la Av. Internacional.
En la Av. 9 de febrero y la Av. Internacional.	La cámara 21	Se realizó la verificación observada que no existía caudal.
En la Av. 9 de febrero y la Av. Bahía.	La cámara 22, cámara 23, cámara 24, cámara 25 y cámara 26.	Observando las cámaras se observó que existía poco caudal, pero existe 15 conexiones que van directamente al desagüe pluvial lo que nos demuestra que no se está utilizando el sistema de alcantarillado sanitario.
En la Av. 9 de febrero y La calle Antofagasta.	La cámara 27	No está funcionando, por el contrario existen 6 conexiones que van directamente al desagüe pluvial y luego desaparecen no se pudo verificar el rumbo al cual se dirigen.
En la Av. 9 de febrero y la Av. Miguel Becerra Toranzo.	La cámara 28	No se pudo verificar si está funcionando por la existencia de mucho tráfico vehicular además esta es la que se conecta directamente con la cámara 8, entonces se deduce que debe estar funcionando.
Sobre la Av. Bahía entre la Av. 9 de febrero y la calle Progreso.	las cámaras 29, cámara 30 y la cámara 31	No están realizando su función por que se observó que existe muy poca circulación de aguas servidas que están pasando por dichas cámaras.
En la calle Antofagasta	La cámara 32	Es la única en todos los 200 metros que funciona a medias, se destapo

		solo en la mañana donde se observó que la circulación de aguas servidas es poca para la cantidad de viviendas que están en el lugar.
En la avenida Internacional.	Las cámaras 33, cámara 34. Cámara 35 y la cámara 36	Estas cámaras no están funcionando mientras no sea entregada esta avenida.

Fuente: Elaboración propia.

La cámara séptica no está funcionando porque se verifico por medio de la observación que solo existen las aguas servidas dentro de esta juntamente con basuras como bolsas, botellas, por lo cual no se realiza ningún tratamiento primario para estas aguas servidas. A medida que pasa el tiempo están incrementando la contaminación ya que las bacterias se están multiplicando por el medio natural y por la temperatura ambiente. Por eso se debe dar una solución lo más pronto posible y se está planteando el proyecto del diseño de un reactor Upflow Anaerobic Sludge Blanket (Reactor Anaeróbico de Manto de Lodos de Flujo Ascendente) (U.A.S.B.) para este lugar para realizar un tratamiento primario para de esta forma evitar la contaminación al arroyo Bahía y posteriormente al Rio Acre como se muestra en la Figura C1.

1.2.7. Planta de tratamiento UASB

En base a la revisión bibliográfica realizada de Jordao E. & Alem P. (2010), el sistema de tratamiento del reactor aeróbico de manto de lodos de flujo son un tipo de bio reactor tubular que opera en régimen continuo y en flujo ascendente, es decir, el afluente entra por la parte inferior del reactor, pasa por todo el perfil longitudinal, y sale por la parte superior. Son reactores anaeróbicos en los que los microorganismos se agrupan formando biogránulos y realizan las transformaciones metabólicas bioquímicas.

En cambio en los sistemas anaeróbicos de flujo ascendente y bajo ciertas condiciones, las bacterias pueden llegar a agregarse de forma natural formando flóculos y gránulos. Estos densos agregados poseen cualidades de sedimentación y no son susceptibles al lavado del sistema bajo condiciones prácticas del reactor. La retención de fango activo, ya sea en forma

granular o floculenta, hace posible la realización de un buen tratamiento incluso a altas tasas de cargas orgánicas.

La turbulencia natural causada por el propio caudal del influente y de la producción de biogás provoca el buen contacto entre agua residual y fango biológico en el sistema. En los reactores anteriormente descritos, este método se puede aplicar mayores cargas orgánicas que en los procesos aerobios. Además, se requiere un menor volumen de reacción y de espacio, y al mismo tiempo, se produce una gran cantidad de biogás, y por tanto de energía.

Este reactor podría reemplazar al sedimentador primario, al digestor anaerobio de fangos, al paso de tratamiento aerobio y al sedimentador secundario de una planta convencional de tratamiento aerobio de aguas residuales. El efluente del reactor mencionado normalmente necesitan un tratamiento posterior, para lograr degradar la materia orgánica remanente, nutrientes y patógenos.

1.2.8. Alcantarillado sanitario

Según la Norma Boliviana NB 688-01 “Instalaciones Sanitarias- Alcantarillado Sanitario, Pluvial y Tratamiento de Aguas Residuales (Segunda revisión)”, el término alcantarillado hace referencia a la recolección, transporte y tratamiento de residuos líquidos. Las obras de alcantarillado y obras de aguas residuales incluyen todas las estructuras físicas requerida para la recolección, tratamiento y disposición.

El alcantarillado sanitario para un área urbana debe ser diseñado cuidadosamente teniendo muy en cuenta que los diámetros de tuberías deban cumplir con las norma boliviana de alcantarillado sanitario, pendiente mínimas o máximas que impidan la sedimentación de sólidos.

Antes de que se pueda comenzar el diseño, se debe estimar el caudal y las variaciones del lugar y el área donde será implantado el alcantarillado sanitario, el resultado esperado es la optimización del sistema y el buen uso de la infraestructura.

1.2.9. Aguas residuales

Son residuales, aquellas que habiendo sido ya usada no pueden ser reutilizadas directamente: y cloacales porque son transportadas mediante cloacas (del latín cloaca, alcantarilla), nombre que se le da habitualmente al colector. Algunos autores hacen una diferencia entre aguas servidas y aguas residuales en el sentido que las primeras solo provendrían del uso domestico y las segundas corresponderían a la mezcla de aguas domesticas e industriales. En todo caso, están constituidas por todas aquellas aguas que son conducidas por el alcantarillado e incluyen, a veces, las aguas de lluvia y las infiltraciones de agua de terreno.

El termino aguas negras también es equivalente debido a la coloración oscura que presentan. Típicamente existen dos formas generales de tratar las aguas residuales. Una de ellas consiste en dejar que las aguas servidas se asienten en el fondo de los estanques, permitiendo que el material solido se deposite en el fondo.

Después se trata la corriente superior de residuos con sustancias químicas, para reducir el número de contaminantes dañinos presentes.

El segundo método más común consiste en utilizar la población bacteriana para degradar la materia orgánica. Este método, conocido como tratamiento de lodos activados, requiere el abastecimiento de oxígeno a los microbios de las aguas servidas para su metabolismo.

1.3. Etapas del tratamiento de aguas servidas

Según la Norma Boliviana NB 688-01 “Instalaciones Sanitarias- Alcantarillado Sanitario, Pluvial y Tratamiento de Aguas Residuales (Segunda revisión)” se tiene las siguientes definiciones:

a) Recolección del afluente

Se conoce como afluente al agua usada que llega a la planta de tratamiento, en ocasiones hay estaciones de bombeo en la red para impulsar el agua en su recorrido.

b) Remoción de sólidos grandes y arenosos

El afluente consta de una rejilla, un desarenador que removerán los sólidos grandes como la basura, además de eliminar la arenisca, que por ser abrasiva deterioran los equipos de tratamiento.

c) Tratamiento

Según el tipo de tratamiento pueden ser de tres tipos:

- *Tratamiento físico o primario* separa los sólidos del agua por sedimentación por gravedad. En este proceso los sólidos se asientan en el fondo de un tanque clarificador obteniéndose en la parte superior el agua clara.
- *Tratamiento biológico o secundario* remueve y transforma químicamente por biodegradación aquellos sólidos no sedimentados y que permanecen disueltos en el agua. Los convierte en sustancias simples no degradables que no producen mal olor.
- *Tratamiento avanzado o terciario* es un método sofisticado y costoso que remueve sustancias como los nitritos y nitratos. Estos compuestos nitrogenados deben ser removidos en casos especiales según lo establezca el permiso de descarga de la planta. Por lo que su implantación no es requisito general en todos los tratamientos.

d) Desinfección

El agua clara recibe desinfección con cloro, haciéndola compatible con el agua de los ríos y océanos.

e) Descarga del efluente

El agua desinfectada se reoxigena para conservar la vida acuática, su calidad y se reincorpora al ambiente. El efluente es el agua tratada que produce la planta y cuyos parámetros de calidad están estipulados en un documento de la Norma Boliviana NB 688-01 “Instalaciones Sanitarias- Alcantarillado Sanitario, Pluvial y Tratamiento de Aguas Residuales (Segunda revisión)”.

f) Estabilización de los lodos

Los sólidos recuperados son llamados lodos o cieno. Ellos son estabilizados mediante biodegradación con bacterias que convirtiéndolos en materia inerte y simple pierden su mal olor y peligrosidad. También son secados al sol o con máquinas para reducir su volumen y servir como fertilizante (abono o estiércol) o relleno sanitario para vertederos.

El tratamiento de las aguas servidas da como resultados la eliminación de microorganismos patógenos, evitando así que estos microorganismos lleguen a ríos o a otras fuentes de abastecimientos. Específicamente el tratamiento secundario ya que este está ligado íntimamente a dos procesos microbiológicos, los cuales pueden ser aeróbicos y anaeróbicos.

El tratamiento secundario de las aguas servidas comprende una serie de reacciones complejas de digestión y fermentación efectuadas por un huésped de diferentes especies bacterianas, el resultado neto es la conversión de materiales orgánicos en CO₂ (Dióxido de carbono) y gas metano, este último se puede separar y quemar como una fuente de energía. Debido a que ambos productos finales son volátiles, el efluente líquido ha disminuido notablemente su contenido en sustancias orgánicas. La eficiencia de un proceso de tratamiento se expresa en términos de porcentaje de disminución de la DBO (Demanda Bioquímica de Oxígeno) inicial.

1.3.1. Aguas residuales

El termino agua residual define un tipo de agua que está contaminada con sustancias fecales y orina, procedentes de desechos orgánicos humanos o animales. Su importancia es tal que requiere sistemas de canalización, tratamiento y desalojo, su uso indebido generan graves problemas de contaminación.

La contaminación principal de las aguas residuales domesticas está formada por materia orgánica, tanto en suspensión como en disolución, las aguas residuales urbanas presentan una cierta homogeneidad en cuanto a su composición y carga contaminante, ya que sus aportes son los mismos.

1.4. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Análisis de la red de Alcantarillado Sanitario: la red de alcantarillado sanitario consta:

- Longitud de tubería = 1896.86 metros
- Tipo de material de la tubería= PVC SDR 41
- Diámetros DN =150 a 200 mm,
- Cantidad de cámaras; 28 cámaras de inspección tipo I,

- Acometidas domiciliarias con cámaras de inspección = 282 unidades.
- Tipo de cámara para tratamiento cámara séptica, la cual servirá como un pre-tratamiento,

Actualmente en la ciudad de Cobija el sistema de agua potable es administrado y operado por parte de la EPSA (Empresa Pública de Servicio de Agua Potable y Alcantarillado Sanitario). La calidad del servicio no es regular ya que por el crecimiento demográfico y el mal estado de las acometidas de agua por el mal uso de los beneficiarios y la existencia de muchas fugas, la distribución de agua a la ciudad de Cobija es de dos veces por semana.

En los barrios Progreso y Santa Cecilia barrios ya existe un sistema de alcantarillado sanitario actualmente no se encuentra en funcionamiento como se observa en la Figura B13, la tubería que debería servir como conexión a la cámara séptica está rota por lo cual se dirige directamente al canal natural que es afluente del arroyo Bahía sin ningún tratamiento primario.

En la Figura B14, se puede observar que la cámara séptica está llena de aguas servidas las cuales desprenden un olor insoportable por estar tanto tiempo retenido implicando esto una contaminación constante.

Las instalaciones domiciliarias realizadas en estos barrios en algunos casos han sido realizadas por los mismos habitantes del lugar según sus necesidades y posibilidades instalando precarios medios para la evacuación de sus aguas servidas, hacia las calles directamente o a través del desagüe pluvial sin ser tratadas previamente por lo que existe una contaminación constante.

Actualmente los barrios Progreso y Santa Cecilia anexo A.1 tiene una población de: 1412 habitantes.

1.4.1. Análisis de la planta de tratamiento

La cámara séptica que existe en la zona en estos momentos no se encuentra en funcionamiento y a manera de conocer el grado de contaminación se realizó el análisis

fisicoquímico del lugar. Según la Ley 1333, año 1992 existen parámetros que deben ser tomados en cuenta y se detallan a continuación: El presente análisis nos dio como resultados:

TABLA 1.2 Análisis fisicoquímico

PARÁMETRO	CONCENTRACIONES [mg/L]	LIMITES MÁXIMOS PERMISIBLES PARA DESCARGAS LIQUIDAS ANEXO A 2, LEY 1333	COMPOSICIÓN TÍPICA DEL AGUA RESIDUAL DOMESTICA BRUTA MEDIA , METCALF & EDDY(PÁG. 125)
SÓLIDOS TOTALES	1732,0	-	720
SÓLIDOS DISUELTOS	1694,0	-	250
SÓLIDOS SUSPENDIDOS	38,0	60	100
GRASAS Y ACEITES	71,0	10	100
D.B.O ₅	664,0	80	220
D.Q.O.	1496,0	250	500
NITRÓGENO AMONICAL	179,8	4	25
SULFUROS	7,91	2	30

Fuente: Elaboración propia en base a informe Laboratorio Aguas UMSS¹. (28/07/13)

Como se puede observar los resultados emitidos muestran están fuera de los rangos de los límites permitidos por la Ley 1333. La muestra puntual analizada, supera en aceites y grasas, DBO₅, DQO, nitrógeno amoniacal y sulfuros a los límites permisibles establecido por la ley y reglamento del Medio Ambiente N° 1333 para las descargas líquidas, por lo que se tomo los valores típicos del agua residual domestica bruta.

TABLA 1.3 Análisis fisicoquímico

PARÁMETRO	CONCENTRACIONES UFC/ 100 ml	LIMITES MÁXIMOS PERMISIBLES PARA DESCARGAS LIQUIDAS ANEXO A 2, LEY 1333
COLIFORMES TERMOTOLERANTES	1,0 x 10 ⁵	1000

Fuente: Elaboración propia en base a informe Laboratorio Aguas UMSS²

El valor obtenido de Coliformestermotolerantes en nuestra muestra supera el valor limite permisible establecido. Según los resultados obtenidos se deben priorizar un mejoramiento a la red del sistema de alcantarillado sanitario para los barrios en estudio, de acuerdo a normas y especificaciones técnicas vigentes con vida útil de 20 años según la Norma Boliviana NB 688-01 “Instalaciones Sanitarias- Alcantarillado Sanitario, Pluvial y Tratamiento de Aguas Residuales (Segunda revisión)” para la realización del presente proyecto.

¹Laboratorio de Aguas Saneamiento Ambiental facultad de Ciencias y Tecnología de la Universidad Mayor de San Simón de la ciudad de Cochabamba.

²Laboratorio de Aguas Saneamiento Ambiental facultad de Ciencias y Tecnología de la Universidad Mayor de San Simón de la ciudad de Cochabamba.

Para solucionar este problema latente en la sociedad se tiene como objetivo diseñar el sistema de alcantarillado sanitario y diseñar un Reactor Anaeróbico de Manto de Lodos de Flujo Ascendente para las aguas servidas para los barrios Progreso y Santa Cecilia el cual será desarrollado de la siguiente manera:

- Estudio topográfico y estudio de suelos de la zona de proyecto barrios Progreso y Santa Cecilia.
- Caracterizar las aguas servidas en la zona del proyecto.
- Diseño de la planta de tratamiento mediante Reactor de Manto de Lodos de Flujo Ascendente (U.A.S.B).
- Seleccionar el lugar de construcción del Reactor de Manto de Lodos de Flujo Ascendente (U.A.S.B).

CAPITULO II

2. OBJETIVOS

2.1. OBJETIVO GENERAL

Proponer la implementación de una planta piloto de tratamiento de aguas residuales por el método de la U.A.S.B (Reactor Anaerobio de Manto de lodos de Flujo Ascendente) en los barrios Progreso y Santa Cecilia de la ciudad de Cobija.

2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Diseñar una planta de tratamiento de aguas servidas domesticas de acuerdo a la (Norma Boliviana NB 688-01) “Instalaciones Sanitarias- Alcantarillado Sanitario, Pluvial, y Tratamiento de Aguas Residuales (Segunda revisión).
- Implantar soluciones para el sistema de alcantarillado sanitario para los barrios Progreso y Santa Cecilia de acuerdo a la (Norma Boliviana NB 688-01).
- Transportar las aguas servidas desde la cámara séptica de los barrios Progreso y Santa Cecilia a una planta de tratamiento tipo U.A.S.B.
- Determinar mediante análisis fisicoquímico el porcentaje y cantidad de DBO (Demanda Bioquímica de Oxígeno) y DQO (Demanda Química de Oxígeno) del

efluente final en la zona de descarga y que este dentro de los rangos admisibles de la ley 1333.

- Presentar el presupuesto total del proyecto: construcción de planta de tratamiento y la extensión del alcantarillado sanitario en las calles donde existe asentamientos nuevos en la zona.

2.3. JUSTIFICACIÓN

2.3.1. Justificación económica

- Las lagunas facultativas deben ser estructuras de profundidades que oscilan entre 1 a 2 metros.
- Las lagunas aerobias son poco utilizadas, ya que debido a su escasa profundidad necesitan mayores extensiones de terreno.
- Las lagunas facultativas pueden generar problemas debido a la proliferación de insectos.
- Para la implantación de Lagunas Facultativas y de Maduración, se desprenden olores desagradables, que obliga a situarlas en lugares alejados de las zonas habitadas.
- Un tanque séptico es un sistema de eliminación de las aguas residuales y uno de los más costosos que en relación a otros sistemas de tratamiento de aguas residuales.
- El tanque imhoff remueve los lodos acumulados en el digester que es extraído periódicamente y se conducen a lechos de secado, significando esto un costo elevado.
- El reactor UASB es un sistema que es adaptado para tratamiento de aguas residuales domesticas que da solución sencilla, económica y eficiente para estas aguas en zonas tropicales.
- Los lodos acumulados en los reactores de la UASB es el sistema más económico para el secado de lodo en lechos de arena, operados manualmente.
- El reactor UASB requiere de pequeñas aéreas para su funcionamiento mientras que los demás métodos como las lagunas facultativas requieren de grandes aéreas para funcionamiento.

2.3.2. Justificación social

- Actualmente la ciudad de Cobija cuenta con un total de 43 barrios divididos en 10 zonas de los que solo el 80 % según datos del INE tienen alcantarillado sanitario, por la ejecución de los subprogramas y por la intervención de Pras Pando en sus componentes de alcantarillado sanitario y mas planta de tratamiento de aguas residuales ubicada en el barrio Cataratas pero en la actualidad no está siendo operada por ninguna institución.
- Mejorar el estado de salud y bienestar de la población de 1412 beneficiarios que viven actualmente en 282 familias en los 2 barrios en estudio, con una proyección de 20 años tendremos un total de 5317 habitantes. (ver anexos)
- La vida útil del sistema de alcantarillado será de 20 años según la (Norma Boliviana NB 688-01 “Instalaciones Sanitarias- Alcantarillado Sanitario, Pluvial, y Tratamiento de Aguas Residuales (Segunda revisión”).

2.3.3. Justificación técnica

Los sistemas anaerobios como los reactores U.A.S.B. tienen las siguientes ventajas técnicas:

- Es un sistema compacto utiliza una superficie pequeña de área.
- Prácticamente no se requiere ningún equipo en el proceso anaeróbico, con costos bajos de construcción y operación.
- Consumo de energía muy bajo.
- Se produce poco lodo en exceso. El lodo en exceso tiene una buena concentración (aproximadamente 5 a 6 por ciento) con buenas características de secado.
- No se requieren aparatos de calefacción en climas cálidos (como el nuestro departamento).

2.4. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El proyecto busca rediseñar y ampliar el sistema de alcantarillado sanitario existente y diseñar una planta de tratamiento de aguas servidas para los barrios Progreso y Santa Cecilia. Se realizaran las siguientes actividades:

- Levantamiento topográfico con estación total.

- Toma de muestras y estudio de suelos.
- Ubicación de la planta.
- Memoria de cálculo del U.A.S.B.
- Diseño y cálculo de la red de alcantarillado sanitario.
- Análisis de precios unitarios.
- Cómputos métricos
- Presupuesto general.
- Cronograma de actividades.
- Especificaciones técnicas.
- Planos del proyecto.

2.5. LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO

2.5.1. Ubicación física y geográfica del proyecto

El departamento de Pando, es uno de los nueve departamentos de Bolivia, ubicado en la parte noroeste del país. Limita con territorio brasileño al norte y peruano al oeste, así como con los departamentos de La Paz y del Beni al sur. El departamento tiene un relieve mayormente llano y posee una altitud media de 280 m.s.n.m. Posee un clima tropical y está cubierto por la selva de la Amazonia y surcado por innumerables ríos. Los suelos bajos se caracterizan por frecuentes inundaciones que afectan gran parte de las tierras varios meses al año.

Gran parte de las comunicaciones terrestres se utilizan solo durante el período seco, mientras que durante el período lluvioso los transportes se deben realizar por vía aérea, o en menor grado por vías fluviales. Su capital es Cobija y está dividido en 5 provincias y 15 municipios.

JURISDICTION	UBICACIÓN GEOGRÁFICA	
	LATITUD SUR	LONGITUD OESTE
Departamento Pando	9°38' y 12°30'	69°35' y 65°17'
Provincia Nicolás Suárez	10°36' y 11°26'	69°30' y 67°31'
Municipio Cobija	11°8' y 10°58'	69° y 68°43'
Ciudad de Cobija	11°01'50''	68°44'05''

PROVINCIA	CAPITAL	Km ²
Abuna	Santa Rosa de Abuna	7.468
Federico Román	Fortaleza	13.200

Madre de Dios	Puerto Gonzalo Moreno	10.879
Manuripi	Puerto Rico	22.461
Nicolás Suarez	Porvenir	9.819

2.5.2. Recursos hídricos

a) El río Acre

La cuenca de río Acre se localiza en la amazonia sud-occidental en la frontera entre Bolivia, Brasil y Perú donde se encuentran el departamento peruano de Madre de Dios, el Estado Brasileiro del Acre y el departamento boliviano de Pando. El área específica de la cuenca es de aproximadamente de 7.577 Km² dividida en las siguientes proporciones: 26% en territorio Boliviano, el 41% en el territorio Brasileiro y el 33% en el territorio peruano, en un perímetro de 918 Km:

El río Acre tal vez es el único canal en la ciudad de Cobija que cuando crece su nivel del agua provoca inundaciones que son devastadoras en muchos casos para los pobladores que viven en sus cercanías.

b) Orografía

El departamento de Pando con su capital Cobija en su totalidad es llano. Presenta ligeras ondulaciones proyectadas paralela y longitudinalmente de occidente a oriente. El territorio de Pando tiene algunas plataformas intermedias de poca elevación.

c) Vías de transporte

El departamento de Pando con su capital Cobija se comunica con el interior y exterior del país por vía aérea mediante un aeropuerto en el que operan naves del tipo Boeing, con capacidad para operaciones de mayor envergadura. Esta es la principal vía de comunicación física. Los ríos, naturales vías de comunicación le sirven como enlace entre sus regiones. Por vía terrestre, están en realización varias carreteras ínter departamental e interprovincial por donde también se realizan viajes a los demás departamentos.

d) Altitud

El municipio de Cobija está ubicado en una zona geográficamente variable donde las alturas oscilan entre 160 a 260 m.s.n.m. datos obtenidos por el Instituto Geográfico Militar (I.G.M.).

Los barrios “Progreso y Santa Cecilia”, donde se realizara el estudio se encuentran a una altura promedio de 200 m.s.n.m.

e) Indicadores climáticos

El clima en Cobija es típico de las zonas de los llanos siendo un clima tropical húmedo cálido, se puede observar una época seca en los meses de mayo a septiembre. Durante la época seca se presentan frentes fríos provenientes del Sur, conocidos como “Surazos”. La precipitación media anual es de 1834 mm. La temperatura media anual es de 26,2° C. La dirección predominante del viento es del noroeste a sudeste, como se muestra en la Tabla 1.4. y Figura 1

Los indicadores climáticos de la región proporcionados por AASANA Cobija.

TABLA 1.4 *Indicadores climáticos*

AÑO	ENE	FEB	MAR		MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	TOTAL
2001	322.20	210.40	19.00	156.10	113.60	68.40	10.40	27.80	116.80	254.00	337.40	237.60	1874.00
2002	264.20	316.60	194.80	281.50	90.10	10.40	20.20	13.70	25.00	200.80	139.50	273.70	1831.00
2003	397.70	406.40	196.00	135.50	78.50	9.80	0.80	44.10	106.40	227.70	186.10	183.90	1973.00
2004	253.30	354.10	173.70	62.60	50.00	74.80	43.80	47.20	51.20	176.80	285.40	172.50	1745.00
2005	231.60	363.10	102.10	107.30	19.00	2.50	1.40	20.20	85.20	176.50	246.20	248.60	1604.00
2006	348.70	459.20	135.40	175.50	37.20	60.30	27.40	40.40	56.70	156.70	166.40	264.50	1928.00
2007													0.00
2008	280.50	336.00	158.40	177.30	11.60	2.90	24.00	81.10	9.60	254.30	167.10	340.00	1843.00
2009	176.30	410.00	580.10	438.30	339.80	63.70	51.50	67.10	95.30	157.50	390.80	773.90	3544.00
2012	643.60	522.70	336.50	234.70	82.80	0.60	22.60	39.10	58.80	171.60	219.80	0.00	2333.00
2011	259.60	216.40	395.50	211.00	123.40	6.20	0.70	9.00	77.00	101.80	116.40	234.00	1751.00
2012	397.20	271.60	259.60	154.10	85.30	31.20	20.50	17.20	147.80	198.80	250.30	201.00	2038.00
2013	179.60	220.50	227.90	74.50	83.70	107.10	43.30	63.30	31.60				1032.00

Fuente: AASANA COBIJA

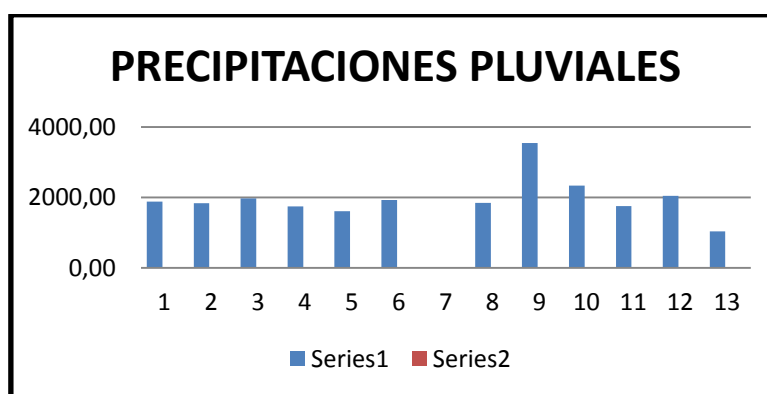


FIGURA 4: *Indicadores climáticos*

En Cobija la estación lluviosa se presenta en el verano, con mayores precipitaciones los meses de octubre, noviembre, diciembre, enero y febrero.

Los meses con menor precipitación son junio, julio, agosto y septiembre, esta época, se caracteriza por los bajos volúmenes de precipitación pluvial.

f) Riesgos climáticos

La frecuencia e intensidad de las lluvias que se tiene en los meses de noviembre a marzo hace que se produzcan inundaciones dentro el área urbana en gran parte del departamento por la topografía existente en el departamento, pero los barrios en estudio que son “Progreso y Santa Cecilia” se encuentran en una altura privilegiada por lo que nunca presentaron inundaciones hasta el día de hoy. No obstante las frecuentes lluvias ocasionan la erosión de las calles que actualmente no cuentan con ningún tipo de mejoramiento, de tal forma que estas no pueden ser transitables, especialmente la parte norte de estos barrios donde existen pendientes que fácilmente se socaban, siendo este objeto de constante mantenimiento por parte del Gobierno Municipal.

g) Población

La población de Bolivia alcanza según el último censo de población y vivienda realizado el 2012 reveló que la población es de 10.027.254 millones de habitantes lo que representa una densidad de cerca de 9.13 personas por kilómetro cuadrado, mientras que en el departamento de Pando es de 110.436 habitantes lo que representa una densidad de cerca de 1.73 personas por kilómetro cuadrado de los cuales son 45.75% mujeres y 54.25% hombres, de acuerdo al censo Nacional de Población y vivienda 2012 realizado por el Instituto Nacional de Estadística (INE).

h) Crecimiento poblacional

TABLA 1.5. Censo poblacional

Censo- año	1950	1976	1992	2001	2012
Población	16.284	34.493	38.072	52.525	110.436

Fuente: INE (Instituto Nacional de Estadístico) (Censo 2012)

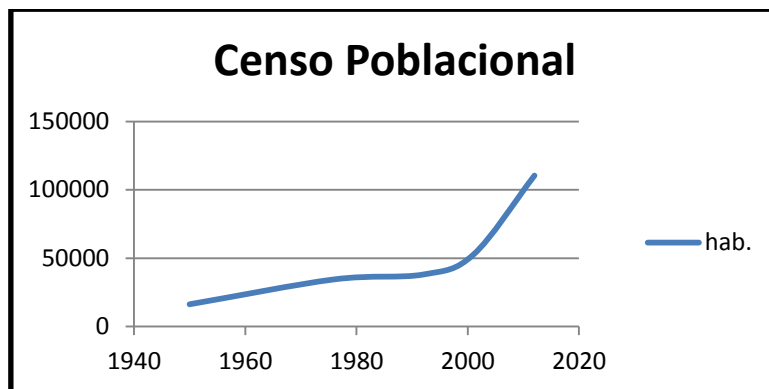


FIGURA 5. Censo poblacional

i) *Tasa media de crecimiento anual de la población*

TABLA 1.6. Índice de crecimiento

PANDO	1992 – 2001	2001 – 2012
	3,48	6,63

Fuente: INE (Instituto Nacional de Estadística) (Censo 2012)

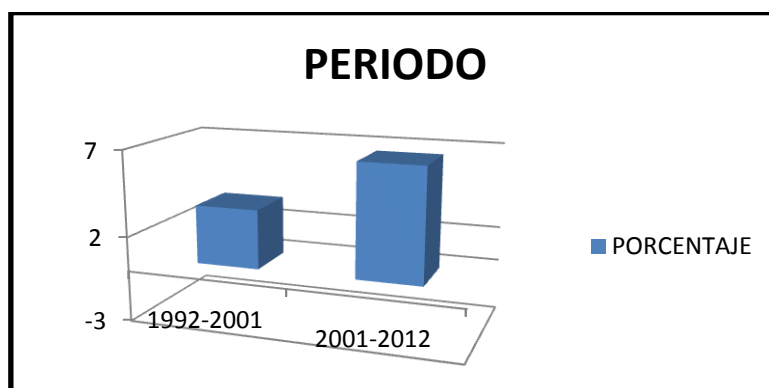


FIGURA1.6. Índice de crecimiento

2.6. SERVICIOS BÁSICOS

Los servicios básicos de la ciudad de Cobija se lo realiza por:

Agua Potable: El servicio de agua potable en los barrios Progreso y Santa Cecilia se encuentra bajo la administración de EPSA (Empresa Prestadora de Servicios de Agua y Alcantarillado Sanitario). Existe red de agua potable que fue ejecutado por el mejoramiento de barrios que se realizó en el departamento donde fueron beneficiados varios barrios, el costo recién mediante un censo 2012 que realizó la empresa fue tarifado con nuevos precios modificando de esta forma del cobro del antiguo que era 20 Bs como tarifa plana a los habitantes de la ciudad de Cobija, siendo ahora de 25, 60, 90 como tarifas domésticas y más dependiendo del escalafón que se tiene desde el censo 2012, ya que hoy en día fue re categorizado según la infraestructura y la ubicación de la vivienda.

Alcantarillado: En estos momentos existente alcantarillado sanitario casi en un 80% de la población en toda la ciudad de Cobija (según el INE Censo 2012), por el sub programa de mejoramiento de barrios ya se cuenta con Alcantarillado sanitario en los barrios Progreso y Santa Cecilia no será a un 100% pero ayudo con la evacuación de las aguas servidas por medio de una cámara inspección en la acera de casi todas las viviendas habitadas en la zona.

El tramo que está sobre la Av. Internacional, y se une al tramo que sale de la calle Progreso está siendo ejecutado la construcción de un sistema de alcantarillado sanitario por el mejoramiento de la Avenida Internacional.

Se realizó la construcción de una cámara séptica, la cual servirá como un pre-tratamiento, y finalmente pasarán al pozo absorbente cuya profundidad alcanzará la capa de arena natural un total de 6 metros, que servirá para filtrar el agua que penetrará en el terreno en condiciones más saneadas por las constantes lluvias y la erosión del terreno esto no funciono como se esperaba ya que empezó la cámara séptica a rellenarse de tierra natural.

2.7. VÍAS DE ACCESO

Los barrios “Progreso y Santa Cecilia” están ubicados dentro el área urbana al nor- este de la ciudad perteneciente al distrito N°1, limitando al norte con el barrio central, al sur con el barrio Internacional y Conavi, al Este con el río Acre y al Oeste con los barrios 16 de Julio y Miraflores, se puede acceder por calles y avenidas centrales.

Las vías de acceso principales son la Av. 9 de Febrero, Fernández Molina y la Av. Miguel Becerra Toranzo que comunica la zona con el resto de la ciudad, las mismas que se encuentran enlocetada y parte de ellas cuentan con asfalto en las vías principales. Las demás constituyen vías secundarias que se tienen una carpeta de rodadura de tierra o ripio.

Las frecuentes lluvias ocasionan la erosión de las calles de tal forma que estas se tornan intransitables, especialmente la parte norte de estos barrios, siendo este objeto de constante mantenimiento por parte del Gobierno Autónomo Municipal.

Debido a que estos barrios se encuentran prácticamente ubicados en una zona central, se cuenta con un servicio de transporte público bastante fluido, mediante minibuses con un recorrido de Norte a Sur, no obstante ninguno de ellos ingresa al interior de los barrios, solo la línea “A”, “C”, “H”, “U” pasa por la Av. Fernández Molina que delimita el barrio con la parte central. El transporte es en minibús o en moto que son los medios más utilizados en estas zonas, también se lo realiza a pie por que existen zonas que no se puede llegar en ningún tipo de movilidad por el terreno. La circulación de vehículos particulares no cobra mucha importancia, pese a que por estar ubicados en una zona central existen muchos vehículos, pocos ingresan al interior del barrio.

2.8. ESTABILIDAD POBLACIONAL

El fenómeno migratorio en el ámbito urbano se da de manera creciente como efecto de la economía de nuestro país, la población de los demás departamentos están migrando para establecerse en el ámbito económico y comercial por ser zona franca. Siendo que los resultados del último censo nos demostró que el índice de crecimiento sobera el 7,5% en nuestro departamento siendo esto un fenómeno constante no teniendo una época alta. El turismo en nuestro departamento no esta tan difundido como en otros departamentos por lo cual los lugares turísticos de nuestro departamento son pocos pero de igual forma son visitados por turistas en nuestra ciudad.

2.9. ASPECTOS ECONÓMICOS

2.9.1. Tenencia de tierras

La mayoría de los habitantes no tiene tenencia de sus tierras por lo costoso que es pagar impuestos a la alcaldía pero en estos momentos se realiza el saneamiento de los terrenos.

2.10. ASPECTOS SOCIALES

2.10.1. Costumbres

La composición social de la gente que habita los barrios Progreso y Santa Cecilia son personas generalmente comerciantes por la cercanía con el centro de la ciudad por lo cual es enteramente comercial parte de la zona. La dinámica mercantil ha promovido la constitución de un “grupo económico emergente”, son personas que poseen propiedades y capital, lo que hace prever la configuración de “la nueva burguesía local”.

2.11.2. Organización social

Dentro del sistema de organizaciones sociales que existen en los barrios Progreso y Santa Cecilia se cuenta con varias organizaciones de base elegidas democráticamente, por lo cual son libres de ser en cualquier momento ser revocados de sus cargas si no cumplen sus funciones o violan alguna norma y regla establecidas dentro de la Constitución Política del Estado Plurinacional de Bolivia.

- Juntas Vecinales
- Comité de Vigilancia.
- Junta de Distrito Escolar de Cobija

2.11.3. Enfermedades prevalentes

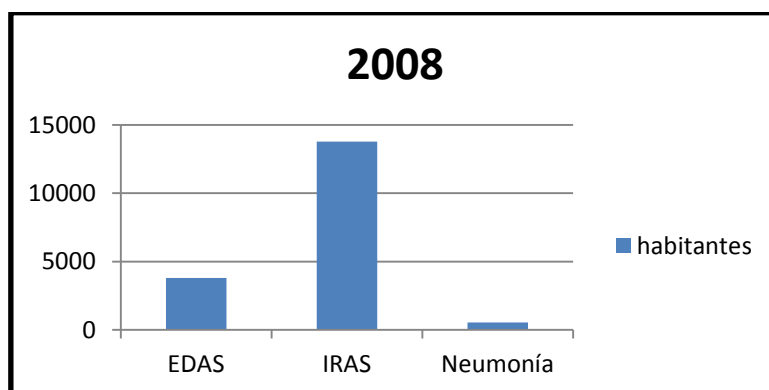
Las enfermedades más comunes en la ciudad de Cobija y puntualmente en los barrios Progreso y Santa Cecilia son las EDAS (enfermedades diarreicas agudas) y las IRAS (enfermedades respiratorias agudas) en niños menores de 5 años en los últimos años, en adultos las enfermedades más frecuentes son enfermedades respiratorias, politraumatismos, enfermedades gastrointestinales, cefaleas y enfermedades urinarias. Para tener datos más

reales se recurrió al SEDES para recabar información y se pudo conseguir gracias al SNIS (Sistema Nacional de Información en Salud) los siguientes datos:

TABLA 1.7. Enfermedades Prevalentes 2008

	< de 1 año	1 a 4 año	5 a 9 año	10 a 20 año	21 a 59 año	60 y mas	total
EDAS	1280	2053	170	104	194	28	2070
IRAS	3250	4363	836	339	884	222	5047
Neumonía	453	314	23	22	39	18	442
TOTAL	4983	6731	1031	444	1117	268	7559

Fuente: SNIS (Sistema Nacional de Información en Salud)



Fuente: SNIS (Sistema Nacional de Información en Salud)

FIGURA 1.7. Enfermedades Prevalentes 2008

TABLA 1.8. Enfermedades Prevalentes año 2009

	< de 1 año	1 a 4 año	5 a 9 año	10 a 20 año	21 a 59 año	60 y mas	total
EDAS	1281	1966	121	89	177	48	3682
IRAS	4351	5866	1085	952	1378	167	13799
Neumonía	478	476	62	33	50	32	1131
TOTAL	6110	8308	1268	1074	1605	247	18612

Fuente: SNIS (Sistema Nacional de Información en Salud)

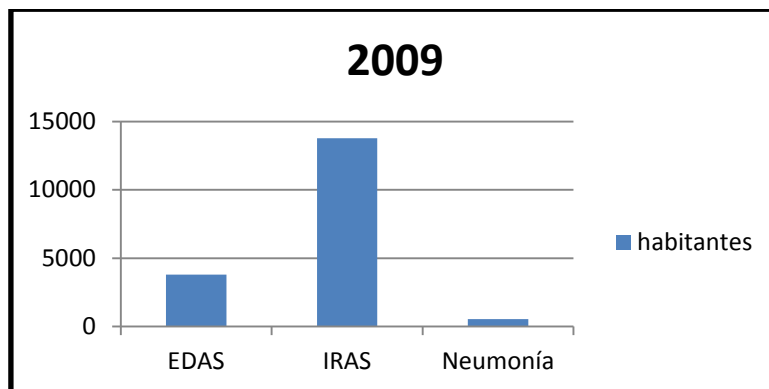


FIGURA 1.8. Enfermedades Prevalentes 2009

TABLA 1.9. Enfermedades Prevalentes año 2010

	< de 1 año	1 a 4 año	5 a 9 año	10 a 20 año	21 a 59 año	60 y mas	total
EDAS	1381	2004	142	90	200	20	3837
IRAS	4551	5899	1000	816	1234	150	13650
Neumonía	458	206	62	13	49	22	810
TOTAL	6390	8109	1204	919	1483	192	18297

Fuente: SNIS (Sistema Nacional de Información en Salud)

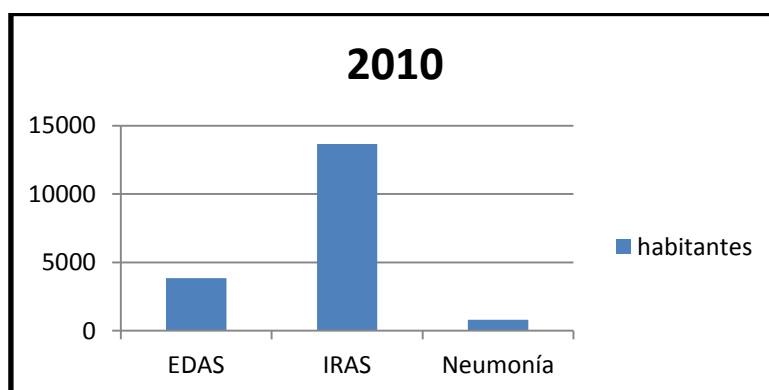


FIGURA 1.9. Enfermedades Prevalentes año 2010

TABLA 1.10. Enfermedades Prevalentes año 2011

	< de 1 año	1 a 4 año	5 a 9 año	10 a 20 año	21 a 59 año	60 y mas	total
EDAS	1402	2435	156	126	263	18	4400
IRAS	4642	6041	752	713	1243	106	13497
Neumonía	165	181	19	23	48	11	447
TOTAL	6209	8657	927	862	1554	135	18344

Fuente: SNIS (Sistema Nacional de Información en Salud)

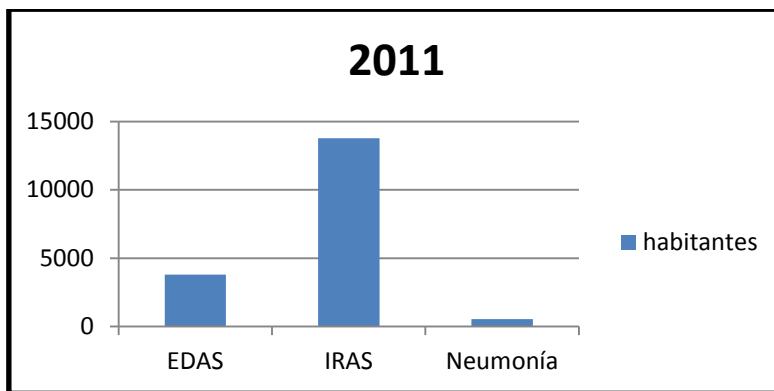


FIGURA 1.10. Enfermedades Prevalentes año 2011

TABLA 1.11. Enfermedades Prevalentes año 2012

	< de 1 año	1 a 4 año	5 a 9 año	10 a 20 año	21 a 59 año	60 y mas	total
EDAS	1196	2085	121	124	229	49	3804
IRAS	4227	5953	869	772	1596	368	13785
Neumonía	189	211	23	17	72	34	546
TOTAL	5612	8249	1013	913	1897	451	18135

Fuente: SNIS (Sistema Nacional de Información en Salud)

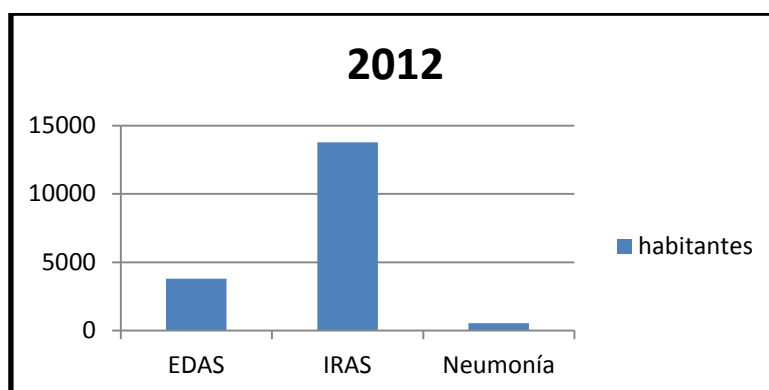


FIGURA 1.11. Enfermedades Prevalentes año 2012

2.11.4. Natalidad

La natalidad desempeña un papel muy importante ya que existe un crecimiento y un desarrollo población debida a la relación con los niveles de fecundidad demarcando el aumento gradual de la población joven. Se puede plantear una baja difusión acerca de la planificación familiar ya que el grupo etario más predominante de embarazos son en personas entre los 15 a 25 años de edad lo que corresponde a niñas embarazadas. Para realizar una relación más real se procedió a recurrir al SEDES con sus datos proporcionados por el SNIS

(Sistema Nacional de Información en Salud) los siguientes datos son del Centro de Salud Cobija que se encuentra dentro del área de estudio:

TABLA 1.12. Centro de salud “COBIJA”

Gestión	Mujeres 15 – 59 años	Embarazos esperados
2005	4109	248
2006	5757	452
2007	5913	364
2008	2541	453
2009	5306	369
2010	5657	378
2011	4615	250
2012	4620	252

Fuente: SNIS (Sistema Nacional de Información en Salud)

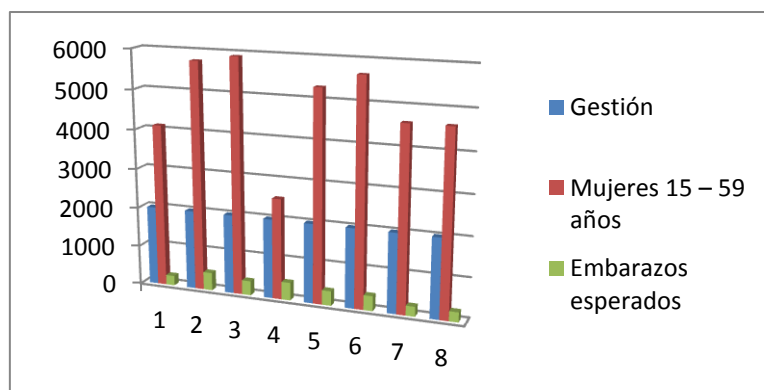


FIGURA 1.12. Centro de salud “COBIJA”

2.11.5. Mortalidad

El grupo que se encuentra más vulnerable en el marco del desarrollo poblacional son los niños debido a una diversidad de condiciones que son: Biológicas, climáticas, socio-cultural en las que interactúan. La mortalidad infantil es la más importante dentro del municipio conjuntamente con la mortalidad materna. Una de las variables que más inciden en el nivel de la mortalidad infantil, es la disponibilidad de servicios básicos, la disponibilidad de agua potable en determinadas cantidades y alcantarillado determina la salud de la población.

a) Energía eléctrica

Casi el 100% de los barrios Progreso y Santa Cecilia ya cuentan con energía eléctrica por ser una zona céntrica del departamento, cuenta con alumbrado público que funciona pero no al 100% por razones de mantenimiento.

b) Eliminación de basura

El recojo de basura de los barrios Progreso y Santa Cecilia se lo realiza con normalidad en la época seca con la ayuda del carro basurero de la Honorable Alcaldía Municipal de Cobija, no obstante en tiempo lluvioso el servicio se torna más dificultoso debido al mal estado de las vías, por lo que el recojo de basura se lo realiza a pie y los vecinos deben llevar a los lugares por donde pasa el basurero para que se realice el recojo.

c) Educación

El sistema educativo en la zona de proyecto cuenta con los núcleos educativos “María auxiliadora” y Unidad Educativa “Cobija”.

d) Equipamiento

El barrio Progreso cuenta con el siguiente equipamiento: la plaza “Humbert Terrazas”, el Cementerio General de la ciudad, Campo Deportivo, Centro de Salud COBIJA y SEDES – PANDO, Servicio Integral Social Universitario SISU de la Universidad Amazónica de Pando, y la EPSA “Empresa Prestadora de Servicios de Agua Cobija” Colegio “María Auxiliadora” empresa aérea Boliviana de Aviación BOA, La Clínica UNEDI. El barrio Santa Cecilia cuenta con el siguiente equipamiento: El Comando Departamental de la Policía Boliviana, CORDES.

e) Salud

Los barrios Progreso y Santa Cecilia se cuenta con el Centro de Salud Cobija donde los habitantes de la zona reciben atención integral de su salud puesto que es un centro de segundo nivel de atención donde existen especialidades y no necesitan ser derivadas a otros centros de salud en la mayoría de los casos atendidos. Brindan atención de medicina general y consulta externa, se brindan permanentemente atención de curaciones, vacunaciones y inyectables, además ofrece atención primaria para casos de EDAS (Enfermedades diarreicas agudas) y para IRAS (enfermedades respiratorias agudas).

CAPITULO III

3.- METODOLOGÍA Y PARÁMETROS DE DISEÑO

3.1. RECOLECCIÓN DE AGUAS RESIDUALES

Para la elaboración del proyecto se realizo los estudios previos a su diseño, que permitan caracterizar la región desde el punto de vista físico y socioeconómico conociendo los sistemas existentes de abastecimiento de agua potable y saneamiento básico y teniendo en cuenta los planes de desarrollo urbano y ordenamiento territorial. Esto contribuirá a seleccionar la alternativa más adecuada y factible, técnica, económica, financiera y de menor impacto ambiental.

3.2. DESARROLLO TÉCNICO DEL PROYECTO

En el proyecto se tomo los siguientes puntos:

- Estudio socioeconómico.
- Topografía de la zona de proyecto.
- Diseño del colector(s) de recolección del sistema.
- Diseño de planta de tratamiento (Reactores UASB).

3.3. SISTEMAS DE ALCANTARILLADO

Los parámetros básicos de diseño que se deben considerar según la Norma Boliviana NB 688 " Instalaciones Sanitarias- Alcantarillado Sanitario, Pluvial y tratamiento de Aguas Residuales son:

- Periodo de Diseño.
- Población del Proyecto.
- Caudal de Proyecto.
- Hidráulica de Alcantarillas.
- Estudio Reactores de UASB.

3.3.1. Periodo de diseño

La selección del periodo de diseño es:

- Vida útil de las estructuras y equipos tomando en cuenta la obsolescencia, desgastes y daños
- Ampliaciones futuras y planeación de las etapas de construcción del proyecto.
- Cambios en el desarrollo social y económico de la población.
- Comportamiento hidráulico de las obras cuando estas no estén funcionando a su plena capacidad

TABLA 3.1. Periodo de diseño años

Componentes del sistema	Población menor a 20000 habitantes	Población mayor a 20000 habitantes
Interceptores y emisarios	20	30
Plantas de tratamiento	15 a 20	20 a 30
Estaciones de bombeo	20	30
Colectores	20	30
Equipamiento		
Equipamientos eléctricos	5 a 10	5 a 10
Equipos de combustión interna	5	5

Fuente: (Norma Boliviana NB 688-01 " Instalaciones Sanitarias- Alcantarillado Sanitario, Pluvial y tratamiento de Aguas Residuales (Tercera revisión) ") abril 2007

El proyecto tendrá un periodo de diseño de 20 años, el cual está acorde a la (Norma Boliviana NB 688- 01 " Instalaciones Sanitarias- Alcantarillado Sanitario, Pluvial y Tratamiento de Aguas Residuales) Tercera Revisión ") Pág. 42.

3.3.2. Población del proyecto

El número de habitantes que ha de ser beneficiado con el proyecto es de 1412 habitantes para un periodo de diseño de 20 años. Para la estimación de la población de proyectos se considero los siguientes aspectos:

- *Población inicial* es el número de habitantes dentro el área del proyecto, donde se aplicaran los datos estadísticos del Instituto Nacional de Estadísticas (INE) y la EPSA Cobija, para determinar la población de referencia y los índices de crecimiento demográfico.
- *Población futura* es el número de habitantes dentro el área del proyecto estimada en base a la población inicial, el índice de crecimiento poblacional y el periodo de diseño.

TABLA 3.2. Aplicación de métodos de cálculo para la estimación de la población futura

Método	Población (hab).			
	Hasta 2000	De 2001 a 10000	De 10001 a 100000	Mayores a 100000
Aritmético	X	X		
Geométrico	X	X	X	X
Exponencial		X(2)	X(1)	X
Curva logística				X

(1) Optativo, recomendable

(2) Sujeto a justificación

Fuente: (Norma Boliviana NB 688-01 " Instalaciones Sanitarias- Alcantarillado Sanitario, Pluvial y tratamiento de Aguas Residuales (Tercera revisión) ") abril 2007.

TABLA 3.3. Métodos para el cálculo de población futura

METODO	FORMULA	OBSERVACIONES
Aritmético	$P_f = P_o (1 + i \cdot t)$	Donde: P _f = Población futura en habitantes.
Geométrico	$P_f = P_o (1 + i)^t$	P _o = Población inicial en habitantes. I = Índice de crecimiento poblacional anual en porcentaje.
Exponencial	$P_f = P_o \cdot e^{(i \cdot t / 100)}$	T = Numero de años de estudio o periodo diseño en años.

Fuente: (Norma Boliviana NB 688-01 " Instalaciones Sanitarias- Alcantarillado Sanitario, Pluvial y tratamiento de Aguas Residuales (Tercera revisión) ") abril 2007

3.3.3. Hidráulica de alcantarillas

Dentro el proceso de cálculo a seguir se admite el escurrimiento de las aguas en régimen permanente y uniforme donde el caudal y tirantes de aguas permanezcan constantes en una determinada longitud. La profundidad de instalación dependerá además del tipo de suelo determinado en el estudio geotécnico y del material de la tubería.

3.3.4. Componentes de un sistema de alcantarillado sanitario

Los componentes que conforman el sistema de recolección de un alcantarillado sanitario son según la (Norma Boliviana NB 688-01 " Instalaciones Sanitarias- Alcantarillado Sanitario, Pluvial y tratamiento de Aguas Residuales (Tercera revisión) ") abril 2007:

- *Bajante sanitaria o albañal interior*: Es la tubería que recoge las aguas servidas de una edificación y termina en un registro.
- *Descarga domiciliaria o albañal exterior*: Instalación que conecta el último registro de una edificación (albañal interior) a la del colector.
- *Cámara de Arranque o Cabeza de atarjea*: Extremo inicial de una atarjea.
- *Colector*: Es la tubería que recoge las aguas residuales puede terminar en un interceptor en un emisor o en la planta de tratamiento. No es conveniente conectar los albañales (tuberías de 15 y 20 cm) directamente a un colector de diámetro mayor a 76 cm debido a que el colector mayor a este diámetro generalmente va instalado profundo.
- *Interceptor*: Es la tubería que intercepta las aguas servidas de los colectores y termina en un emisor o en la planta de tratamiento. Es un modelo de interceptores las tuberías principales (colectores) se instalan en zonas con curvas de nivel mas o menos paralelas y sin grandes desniveles y descargan a una tubería de mayor diámetro (interceptores) generalmente paralelo a alguna corriente natural.
- *Emisor*: Es el conducto que recibe las aguas de un colector o de un interceptor. No recibe ninguna aportación adicional en su trayecto y su función es conducir las aguas servidas a la caja de entrada de la planta de tratamiento
- *Pozo de visita*: Estructura que permite la inspección, limpieza y ventilación de la red de alcantarillado. Se utiliza para la unión de dos o varias tuberías y en todos los cambios de diámetro, dirección y pendiente.
- *Pozos comunes*: Son pozos de visita que tienen forma cilíndrica en la parte inferior troncocónica en la parte superior. Tienen un diámetro interior de 1,2 m y se utilizan en tuberías de hasta 0,61 m de diámetro.
- *Estructuras de caída*: Estructuras que permitan efectuar en su interior los cambios bruscos de nivel por condiciones topográficas o por tenerse elevaciones obligadas para las plantillas de algunas tuberías.

- *Caída libre*: es la caída permisible en los pozos de visita hasta de 0,5 m sin la necesidad de utilizar alguna estructura especial (No se consideran en este caso las uniones a claves de tuberías).
- *Colector secundario*: colector domiciliario de diámetro menor a 150 (6") que se conecta con un colector principal
- *Colector principal*: capta el caudal proveniente de dos o más colectores secundarios domiciliarios
- *Interceptor*: colector que recibe la contribución de varios colectores principales, localizados en forma paralela y a lo largo de los márgenes de quebrada y ríos en la parte más baja de la cuenca
- *Emisario final*: colector que tiene como origen el punto más bajo del sistema y conduce todo el caudal de aguas residuales a su punto de entrega, que puede ser una planta de tratamiento o un vertimiento a un cuerpo de agua como un río, lago o el mar. Se caracteriza por que a lo largo de su desarrollo no recibe contribución alguna.

3.3.5. Parámetros del proyecto

Según la (Norma Boliviana NB 688-01 " Instalaciones Sanitarias- Alcantarillado Sanitario, Pluvial y tratamiento de Aguas Residuales (Tercera revisión) ") abril 2007:

3.3.5.1. Dotación media diaria: Para el dimensionamiento del sistema de alcantarillado sanitario debe ser utilizado el consumo de agua efectivo per cápita sin tomar en cuenta las pérdidas de agua, la dotación media diaria de agua debe ser obtenida sobre la base de la población y zona geográfica dada.

TABLA 3.4. Dotación media (l/hab/día)

			Población (hab)			
Zona	Hasta 500	De 501 a 2000	De 2001 a 5000	De 5001 a 20000	De 20001 a 100000	Más de 100000
Del altiplano	30 a 50	30 a 70	50 a 80	80 a 100	100 a 150	150 a 200
De los valles	50 a 70	50 a 90	70 a 100	100 a 140	150 a 200	200 a 250
De los llanos	70 a 90	70 a 110	90 a 120	120 a 180	200 a 250	250 a 350

Notas		(1)			(2)	
--------------	--	------------	--	--	------------	--

Fuente: (Norma Boliviana NB 688-01 " Instalaciones Sanitarias- Alcantarillado Sanitario, Pluvial y tratamiento de Aguas Residuales (Tercera revisión) ") abril 2007

(1) Justificar a través de un estudio social.

(2) Justificar a través de un estudio socio – económico.

3.3.5.2. Coeficiente de retorno aporte (cr): Se toma en cuenta el hecho de que no todas las aguas consumidas son devuelta al alcantarillado, por razones de usos múltiples como riego, lavado de pisos, y otros. Entonces se puede establecer que solo un porcentaje total del agua consumida es de vuelta al alcantarillado este porcentaje es el coeficiente de retorno o de aporte. Según estudios estadísticos han estimado el porcentaje de agua abastecida que llega a la red de alcantarillado varía entre el 60% y 80% de la dotación de agua potable. Para el proyecto se asumirá un coeficiente de retorno (Cr) de 70%.

3.3.5.3. Coeficiente de punta (m): Relacionado con las variaciones diarias, horarias y mensuales del escurrimiento de agua residual. Realiza una relación entre el caudal medio, máximo horario, con la población considerada, cubriendo los factores ligados con el tamaño del área servida, la densidad y la forma del área. Según el tamaño de la población, los manuales recomiendan diferentes formulas. En este caso se empleara el método por coeficientes k1 y k2

$$M=K_1 * K_2 \quad (3)$$

3.3.5.4. Coeficiente de máximo caudal diario K₁: Es la relación entre mayor caudal diario verificado al año y el caudal medio diario anual, 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.

3.3.5.5. Coeficiente de máximo caudal horario K₂: Es la relación entre mayor caudal observado en una hora del día de mayor consumo y el caudal medio del mismo día.

TABLA 3.5. Valores del coeficiente K₂

TAMAÑO DE LA POBLACIÓN (Hab)	COEFICIENTE K ₂
Hasta 2000	2.2 a 2
De 2000 a 10000	2 a 1,8
De 10001 a 100000	1,8 a 1,5
Más de 10000	1,5

Fuente: (Norma Boliviana NB 688-01 " Instalaciones Sanitarias- Alcantarillado Sanitario, Pluvial y tratamiento de Aguas Residuales (Tercera revisión) ") abril 2007

Para el proyecto, para calcular el coeficiente de punta (M), se asumirá los valores de $k_1=1.3$
 $k_2=2$

3.3.5.6. Caudal por conexiones erradas (Q_e): Se consideran caudales provenientes por malas conexiones o conexiones clandestinas. Por tanto se trata de un factor de seguridad equivalentes del 5% al 10% del caudal máximo horario de aguas residuales.

Para el cálculo del caudal por conexiones erradas en proyectos se tomara un coeficiente de conexiones erradas (C_e) de 10% esto de acuerdo con la norma NB 689

$$Q_e = C_e * Q_{\max} \quad (3.1)$$

Donde:

- Q_e : caudales por conexiones erradas
- C_e : coeficiente de conexiones erradas (5% al 10%)
- Q_{\max} : caudal máximo horario (l/s)

3.3.5.7. Caudal por infiltración (Q_i): Es un caudal adicional al caudal de diseño debido a la infiltración del agua en el sub suelo, varía según la altura del nivel freático, la permeabilidad del suelo, la cantidad de precipitación pluvial, y las dimensiones, estado y tipo de alcantarillas y cuidado en la construcción de las cámaras de inspección.

3.3.6. Cuantificación de caudales de aporte

3.3.6.1. Caudal medio diario (Q_m): Se define como una contribución durante un periodo de 24 horas, obtenida como el promedio durante un año. Como no se dispone de aportes de agua residuales, se cuantifica este aporte en base al consumo de agua potable obtenido en el diseño del sistema de agua potable.

$$Q = \frac{P_f \cdot \text{Dot} \cdot \text{gr}}{86400} \quad (3.2)$$

Donde:

- $Q_m =$ Caudal medio diario (l/s)
- $P_f =$ Población futura (hab)
- $C_r =$ Coeficiente de retorno (%)

DOT = Dotación futura de agua potable en (1/hab/día)

3.3.6.2. Caudal máximo horario (Q_{max}): Se determina a partir del producto entre el caudal medio horario y el coeficiente de punta.

$$Q_{max} = M * Q_m \quad (3.3)$$

Q_{max} : Caudal máximo horario (l/s)

M : Coeficiente de punta

Q_m : Caudal medio horario (l/s)

3.3.6.3. Aporte de aguas industriales (Q_{ind}): La contribución de aguas residuales industriales se evaluará en forma puntual y como descarga concentrada de acuerdo al consumo de cada industria en sus diferentes operaciones de producción o como un % del consumo global de agua potable.

3.3.6.4. Aporte de aguas comerciales (Q_c): Se justificará el consumo estimado por los habitantes en los sectores comerciales la densidad en dicha zona debe basarse en datos confiables para cálculos de caudal aportado en forma concentrada.

3.3.6.5. Aporte de aguas residuales de instituciones públicas (Q_{IP}): Se estudiarán los puntos de descarga concentrada provenientes de instituciones públicas, hospitalarias, hoteles, colegios, cuarteles y otros similares.

3.3.5.6. Caudal de diseño (Q_D): Finalmente se debe tener en cuenta el caudal de diseño que viene a ser el caudal máximo y se le adiciona los caudales de infiltración y por malas conexiones se tiene:

$$Q_d = Q_{max} + Q_i + Q_e + Q_c + Q_{ip} + Q_{ind} \quad (3.4)$$

Donde:

Q_d	Caudal de diseño (l/s)
Q_{max}	Caudal máximo horario (l/s)
Q_i	Caudal por infiltraciones (l/s)
Q_e	Caudal por conexiones erradas (l/s)
Q_c	Caudal de aguas comerciales (l/s)
Q_{ip}	Caudal de instituciones públicas (l/s)
Q_{ind}	Caudal de industrias (l/s)

3.4. CRITERIOS DE DISEÑO DE REDES DE ALCANTARILLADO

Según la (Norma Boliviana NB 688-01 " Instalaciones Sanitarias- Alcantarillado Sanitario, Pluvial y tratamiento de Aguas Residuales (Tercera revisión) ") abril 2007, se tomaran las siguientes definiciones:

3.4.1. Fórmula para diseño

La técnica de cálculo admite el escurrimiento en el régimen permanente y uniforme donde el caudal y la velocidad media permanecen constantes en una determinada longitud de conducto.

3.4.2. Formula de Manning

Representada por la siguiente expresión:

$$V = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} \times S^{\frac{1}{2}} \quad (3.5)$$

Donde:

- R = Radio hidráulico (m)
- S = Pendiente del tramo de colector
- n = Coeficiente de rugosidad del conducto (0.013)
- V= Velocidad (m/seg).

- Para tuberías con sección llena:
 - Radio hidráulico:

$$Rh = \frac{D}{4} (3.6)$$

- Velocidad:

$$V = \frac{0,397}{n} * D^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}} \quad (3.7)$$

- Ecuación de Continuidad:

$$Q = V * A \quad (3.8)$$

Donde:

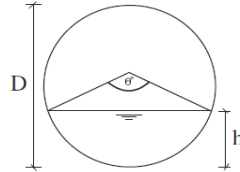
- Q = Caudal en (lt/seg)
- V= Velocidad (m/seg)

A = Área mojada a tubo lleno del conducto (m²)

Caudal:

$$Q = \frac{0,312}{n} * D^{\frac{8}{3}} * S^{\frac{1}{2}} \quad (3.9)$$

- Para tuberías con sección parcialmente llena:



El ángulo central Θ° (en grado sexagesimal):

$$\theta^\circ = 2 \arccos \left(1 + \frac{2h}{D} \right) \quad (3.9.1)$$

Radio hidráulico:

$$Rh = \frac{D}{4} * \left(1 + \frac{360 \operatorname{sen} \theta^\circ}{2\pi \theta^\circ} \right)^{2/3} \quad (3.9.2)$$

Velocidad:

$$V = \frac{0,397 D^{\frac{2}{3}}}{n} * \left(1 + \frac{360 \operatorname{sen} \theta^\circ}{2\pi \theta^\circ} \right)^{2/3} * S^{\frac{1}{2}} \quad (3.9.3)$$

Caudal:

$$Q = \frac{D^{\frac{8}{3}}}{7257,15 * n * (2\pi \theta^\circ)^{2/3}} * (2\pi \theta^\circ - 360 \operatorname{sen} \theta^\circ)^{5/3} * S^{\frac{1}{2}} \quad (3.9.4)$$

Durante el diseño del sistema de alcantarillado se toma en cuenta la relación entre el caudal de diseño y el caudal a tubo lleno (q/Q) y se desea hallar, la relación entre el diámetro a tubo lleno (d/D), radio hidráulico real y radio hidráulico a tubo lleno (rh/Rh) y la velocidad real y la velocidad a tubo lleno (v/V). Para obtener en forma sencilla los resultados se toman en cuenta las formulas anteriores y remplazando en la formula de Manning a tubo lleno de donde se obtienen las siguientes ecuaciones:

$$\frac{q}{Q} = \frac{(2\pi \theta^\circ - 360 \operatorname{sen} \theta^\circ)^{5/3}}{720 * \pi * (2\pi \theta^\circ)^{2/3}} \quad (3.10)$$

$$\frac{v}{V} = \left(1 - \frac{360 \operatorname{sen} \theta^\circ}{2\pi \theta^\circ} \right)^{2/3} \quad (3.10.1)$$

$$\frac{rh}{Rh} = \left(1 - \frac{360 \operatorname{sen} \theta^\circ}{2\pi \theta^\circ} \right) \quad (10.2)$$

$$\frac{d}{D} = \frac{1}{2} \left(1 - \cos \frac{\theta^\circ}{2} \right) \quad (10.3)$$

Donde:

q	Caudal a tubo parcialmente lleno (l/s)
Q	Caudal a tubo lleno (l/s)
v	Velocidad a tubo parcialmente lleno (l/s)
V	Velocidad a tubo lleno (l/s)
rh	Radio hidráulico a tubo parcialmente lleno (l/s)
Rh	Radio hidráulico a tubo lleno (l/s)
d	Diámetro a tubo parcialmente lleno (l/s)
D	Diámetro a tubo lleno (l/s)

Con estas formulas se implementará la tabla y se graficara las propiedades hidráulicas de la sección circular, tubo parcial y totalmente lleno.

3.4.3. Coeficiente de rugosidad (n)

Se debe tomar un valor de 0.013 en alcantarillados sanitarios para cualquier tipo de material de tubería. Este valor se adopta por la película biológica formada dentro la tubería hace que este coeficiente sea uniforme independiente del material. Por lo anterior mencionado en el proyecto coeficiente de rugosidad (n) será de 0.013.

3.4.4. Condiciones de flujo

Cuando se proyectan colectores de alcantarillado se debe tener en cuenta las condiciones de flujo debido a los bajos caudales que se producen durante los primeros años después de su construcción. Se debe garantizar que las velocidades y pendientes no sean demasiado bajas como para producir sedimentación ocasionando costos de mantenimiento elevados antes de alcanzar los caudales del proyecto.

3.4.5. Variación de caudales de aguas residuales

En sistemas construidos en nuestro país y otros países permiten afirmar que generalmente los colectores no funcionan a sección llena. El volumen de aguas residuales está determinado por las siguientes condiciones:

- *Caudales mínimos* que se producen por la noche y son aproximadamente de dos o tres veces menores que el caudal medio y ocasionan la sedimentación de arena y otras sustancias sedimentales (carga de residuos).
- *Caudales máximos* incluyendo el ingreso de agua de lluvia por conexiones erradas que alcanzan a no más del 50% o 60% de la capacidad de la tubería.
- *Caudal máximo futuro* igual a dos veces el caudal máximo presente en aéreas residuales con densificación y/o incremento del consumo específico de agua potable.

Conjugando las condiciones de flujo se puede asumir que el caudal medio presente es del 15% al 20% de la capacidad del colector según las siguientes relaciones.

$$\begin{aligned} \text{Caudal medio diario} &= 50\% \text{ del caudal máximo diario} \\ \text{Caudal máximo presente} &= 50\% \text{ del caudal máximo futuro} \\ \text{Caudal máximo futuro} &= 60\% \text{ de capacidad de la tubería} \end{aligned}$$

Conjugando las relaciones de caudal, obtenemos las siguientes relaciones.

$$\frac{Q_m}{Q_u} = 0.5 * 0.5 * 0.6 = 0.15 \quad (15\%)$$

Según la Norma Boliviana 688 ($\frac{Q_m}{Q_u}$) debería estar comprendida entre:

$$\frac{Q_m}{Q_u} = 0.10 \text{ a } 0.15 \quad (10\% \text{ a } 15\%)$$

Donde:

- Qm: Caudal de aporte medio diario en la etapa inicial (sección parcialmente llena)
- Qu: Capacidad de la tubería para conducir el caudal de diseño futuro Qd (sección llena)

3.4.6. Criterio de la tensión tractiva (τ)

Es el esfuerzo tangencial unitario ejercido por el líquido sobre el colector y en consecuencia sobre el material depositado:

$$\tau = \rho * g * R_h * S \quad (3.11)$$

Donde:

- τ : Tensión tractiva en pascal (Pa)
- ρ : Densidad del agua 1000 kg/m³
- g : Aceleración de la gravedad 9.81 (m/s²)
- R_h : Radio hidráulico (m)
- S : Pendiente (m/m)

3.4.7. Tensión tractiva mínima (τ_{min})

Debe superar la resistencia del flujo del sedimento al movimiento. Como resultado de las investigaciones en el campo y simulaciones en laboratorio realizado por Shields, la resistencia tractiva está dada por la siguiente ecuación:

$$\tau_{min} = f * (\gamma a - \gamma w) * d_{90\% - 95\%} \quad (3.12)$$

Donde:

- τ_{min} : Tensión tractiva en pascal (Pa)
- f : Constante adimensional
- γa : Peso específico del material de fondo como arena (Kg/m³)
- γw : Peso específico del agua (Kg/m³)
- $d_{90\% - 95\%}$: Diámetro del 90% de las partículas a ser transportadas (m)

TABLA 3.6. Valores de Constante adimensional (f)

Material	Constante adimensional (f)
Arena limpia	0.04
Arena en suspensión	0.05 a 0.06
Arena pegajosa	0.8

Fuente : (Norma Boliviana NB 689- Instalaciones de agua – Diseño para sistemas de agua potable (Segunda revisión, Sistema de abastecimiento de agua), diciembre de 2004)

La tensión tractiva mínima para los sistemas de alcantarillado sanitario será:

$$\tau_{min} = 1 \text{ Pa}$$

En los tramos iniciales la verificación de la tensión tractiva mínima no debe ser inferior a 0.6

Pa.

3.5. CRITERIOS DE LA PENDIENTE PARA EL CÁLCULO

3.5.1. Pendiente mínima (S_{\min})

La pendiente mínima es el tramo capaz de provocar la tensión suficiente para arrastrar el material que se deposita en el fondo. La pendiente del colector será calculada con el criterio de la tensión tractiva según la siguiente expresión:

- Pendiente mínima para tuberías con sección llena

$$S_{\min} = \frac{\tau_{\min}}{\rho * g * R} \quad (3.13)$$

- Pendiente mínima para tuberías con sección parcialmente llena

$$S_{\min} = \frac{\tau_{\min}}{\rho * g * \frac{D}{4} * \left(1 - \frac{360 \operatorname{sen} \theta^{\circ}}{2\pi \theta^{\circ}}\right)} \quad (3.13.1)$$

Donde:

- S_{\min} :Pendiente mínima del tramo de la tubería (m/m)
- ρ :Densidad del agua 1000 kg/m³
- g :Aceleración de la gravedad 9.81 (m/s²)
- D : Diámetro de la tubería en (m)
- τ_{\min} :Tensión tractiva mínima (Pa)
- θ° : El ángulo central θ° (en grado sexagesimal)

3.5.2. Diámetro mínimo

El diámetro no está determinado por requerimientos hidráulicos sino por consideraciones de facilitar limpieza y evitar obstrucciones. De acuerdo a lo establecido en la Norma Boliviana NB 688 el diámetro de los colectores de alcantarillado sanitario es de 150 mm (6") este diámetro es suficiente para transportar caudales de los tramos de arranque.

3.5.3. Caudal mínimo

El valor del caudal mínimo de diseño que se acepta como límite inferior del menor caudal probable para cualquier tramo de alcantarilla tiene un valor de 2 l/s que corresponde a la descarga de un inodoro considerando además la aplicación de la probabilidad de uso.

3.5.4. Velocidad máximo

Está determinada por la velocidad requerida para erosionar una alcantarilla la cual es mayor que la necesaria para mantener en movimiento las partículas o sólidos que ocasionan la erosión. De acuerdo a la Norma Boliviana 688 se recomienda una velocidad máxima a tubo lleno de 5 m/s.

3.5.5. Velocidad critica

Esta velocidad está determinada por la siguiente ecuación:

$$V_c = 6 * \sqrt{g - R_h} \quad (3.14)$$

Donde:

- V_c : Velocidad critica (m/s)
- g : Aceleración de la gravedad 9.81 (m/s²)
- R_h : Radio hidráulico (m)

Si la velocidad final alcanza los 5 (m/s) y se comprueba que es mayor a la velocidad crítica podría provocar la ocurrencia de un resalto hidráulico en las aguas residuales. Como esa mezcla aire – líquido tiene un volumen superior al del líquido aire en la sección de escurrimiento el tirante no deberá ser superior a 0,5 del diámetro (para interceptores emisarios) y 0,75 del diámetro (para colectores primarios y secundarios).

3.5.6. Pendiente admisible

La máxima pendiente admisible será para una velocidad máxima de 5 (m/s).

3.5.7. Tirante de agua

Los tirantes de agua para colectores primarios, secundarios, interceptores y emisarios deben ser siempre calculados admitiendo que el escurrimiento sea en régimen uniforme y permanente siendo su máximo valor para caudal de diseño (Q_d) correspondiente al fin del periodo de diseño igual o inferior al 75% del diámetro interno del colector. A la vez permita

al agua escurrir sin presión interna a tubo parcialmente lleno (ventilación) y con un tirante mínimo igual al 26,18% del diámetro (0,2618D), que permite transportar las partículas en suspensión.

3.5.8. Profundidad mínima de instalación

La profundidad mínima de instalación de una tubería será definida en función de los siguientes aspectos.

- *Recubrimiento mínimo:* La profundidad del recubrimiento será definida por el caudal estructural de la tubería instalada en zanja considerando que los esfuerzos a la que está sometida depende de las características del suelo, cargas de relleno y vehicular, tipo de material de la tubería, cama de asiento, ubicación y trazado en el terreno.
- *Conexión de descargas domiciliarias:* La profundidad mínima del colector deberá permitir la correcta conexión de las descargas domiciliarias a la red pública de alcantarillado. La norma vigente de instalaciones domiciliarias de alcantarillado establece una pendiente mínima del 2% desde la cámara de inspección hasta la tubería de recolección.

3.5.9. Profundidad máxima de instalación

La profundidad máxima será aquella que no ofrezca dificultades constructivas de acuerdo al suelo y que no obligue al tendido de alcantarillas auxiliares. La profundidad máxima admisible recomendada es de 5 metros.

3.5.10. Ancho de zanja

Según la Norma Boliviana NB 688 se recomienda dimensiones de zanja en función al diámetro de la tubería, la profundidad de excavación y si esta será con o sin entibado.

3.5.12. Distancia máxima entre cámaras

La distancia máxima entre cámaras en ningún caso será mayor a 1.50 m para tuberías de 6" esto para facilitar la limpieza.

3.6. TRATAMIENTO Y DISPOSICIÓN DE AGUAS RESIDUALES

El tratamiento contempla un conjunto de técnicas y métodos de procesamiento: físico, químicos y biológicos que se aplican a las aguas residuales con la finalidad de modificar sus características. El tratamiento de agua residual está destinado a mejorar la calidad del agua residual de tal forma que produzcan en los cuerpos receptores efectos compatibles con las exigencias legales con la utilización de aguas debajo de la población.

El volumen de las aguas residuales aportadas a un sistema de recolección y evacuación está integrado por las aguas residuales domésticas, industriales, comerciales e institucionales. Su estimación debe basarse en lo posible en información histórica de consumos, mediciones periódicas y evaluaciones regulares. Las impurezas se encuentran en el agua como materia en suspensión, material coloidal, o como materia en solución, mientras que la materia en suspensión siempre se separa por medio mecánico, con intervenciones o no de la gravedad, la materia coloidal requiere un tratamiento fisicoquímico preliminar y la materia en solución puede tratarse en el propio estado molecular o iónico o precipitarse y separarse utilizando procesos semejantes a los empleados para la separación de los sólidos inicialmente en suspensión. A esto es lo que se denomina tratamiento de las aguas.

3.6.1. Características de las aguas residuales

El conocimiento de la naturaleza del agua residual es fundamental de cara al proyecto y explotación de las infiltraciones tanto de recogida como de tratamiento y evacuación de las aguas residuales así como para la gestión de la calidad del medio ambiente.

3.7. CARACTERÍSTICAS FÍSICO, QUÍMICAS Y BIOLÓGICAS DEL AGUA RESIDUAL

La composición de las aguas residuales está compuesta esencialmente carga orgánica y con un elevado porcentaje de agua teniéndose en 99% de agua y 0.1% de sólidos. Sin embargo

esta pequeña fracción sólida es la que presenta los mayores problemas en el tratamiento y su disposición, el agua apenas es el medio de transporte de los sólidos.

3.7.1. Constituyente de las aguas residuales

Los análisis realizados con las aguas residuales pueden clasificarse en físicos, químicos y biológico del agua residual así como sus principales constituyentes químicos y biológicos y su procedencia.

TABLA 3.7. Características físicas, químicas y biológicas del agua residual y sus procedencias

CARACTERÍSTICAS	PROCEDENCIA
	PROPIEDADES FÍSICAS:
<i>Color</i>	Aguas residuales domésticas e industriales, degradación natural de materia orgánica.
<i>Olor</i>	Aguas residuales en descomposición, residuos industriales.
<i>Sólidos</i>	Agua de suministro, aguas residuales domésticas e industriales, erosión del suelo, infiltración y conexiones incontroladas.
<i>Temperatura</i>	Aguas residuales domésticas e industriales.
	CONSTITUYENTES QUÍMICOS
	ORGÁNICOS:
<i>Carbohidratos</i>	Aguas residuales domésticas, industriales y comerciales.
<i>Grasas animales, aceites y grasas</i>	Aguas residuales domésticas, industriales y comerciales.
<i>Pesticidas</i>	Residuos agrícolas
<i>Fenoles</i>	Vertidos industriales
<i>Proteínas</i>	Aguas residuales domésticas, industriales y comerciales.
<i>Contaminantes prioritarios</i>	Aguas residuales domésticas, industriales y comerciales.
<i>Agentes tensoactivos</i>	Aguas residuales domésticas, industriales y comerciales.
<i>Compuestos orgánicos volátiles</i>	Aguas residuales domésticas, industriales y comerciales.
<i>Otros</i>	Degradación natural de materia orgánica.
	INORGÁNICOS:
<i>Alcalinidad</i>	Aguas residuales domésticas, aguas de suministro, infiltración de agua subterránea.
<i>Cloruros</i>	Aguas residuales domésticas, aguas de suministro, infiltración de agua subterránea.
<i>Metales pesados</i>	Vertidos industriales
<i>Nitrógeno</i>	Residuos agrícolas y aguas residuales domésticas
<i>pH</i>	Aguas residuales domésticas, industriales y comerciales.
<i>Fósforo</i>	Aguas residuales domésticas, industriales y comerciales; aguas de escorrentía.
<i>Contaminantes prioritarios</i>	Aguas residuales domésticas, industriales y comerciales.
<i>Azufre</i>	Aguas de suministro, aguas residuales domésticas, comerciales e industriales.
	GASES:
<i>Sulfuro de hidrógeno</i>	Descomposición de residuos domésticos.
<i>Metano</i>	Descomposición de residuos domésticos.
<i>Oxígeno</i>	Agua de suministro, infiltración de agua superficial
	CONSTITUYENTES BIOLÓGICOS
<i>Animales</i>	Curso de agua y plantas de tratamiento
<i>Plantas</i>	Curso de agua y plantas de tratamiento
	PROTISTAS:

<i>Eubacterias</i>	Aguas residuales domesticas, infiltración de agua superficial, plantas de tratamiento.
<i>Arqueobacterias</i>	Aguas residuales domesticas, infiltración de agua superficial, plantas de tratamiento.
<i>Virus</i>	Aguas residuales domesticas.

Fuente: (Ingeniería de las aguas residuales- Metcalf And Eddy, (1995))

Según la cantidad de estos componentes el agua residual se clasifica como fuerte media o débil. La tabla siguiente muestra estas concentraciones en aguas residuales domesticas.

TABLA 3.8. Composición típica del agua residual domestica bruta

PARÁMETROS:	CONCENTRACIÓN			
	UNIDAD	DÉBIL	MEDIA	ALTA
Sólidos totales (ST)	mg/l	350	720	1200
Sólidos disueltos totales (SDT)	mg/l	250	500	850
Sólidos disueltos fijos	mg/l	145	300	525
Sólidos disueltos volátiles	mg/l	105	200	325
Sólidos suspendidos (SS)	mg/l	100	220	350
Sólidos suspendidos fijos	mg/l	20	55	75
Sólidos suspendidos volátiles	mg/l	80	165	275
Sólidos sedimentables	mgO ₂ /l	5	10	20
DBO ₅ (20° C*)	mgO ₂ /l	110	220	400
DQO	mg/l	250	500	1000
Nitrógeno (total en la forma N)	mg/l	20	40	85
Nitrógeno orgánico	mg/l	8	15	35
Nitrógeno amoniacal	mg/l	12	25	50
Nitrógeno de nitritos	mg/l	0	0	0
Nitrógeno de nitratos	mg/l	0	0	0
Fosforo (total en la forma de P)	mg/l	4	8	15
Cloruros	mg/l	30	50	100
Sulfatos	mg/l	20	30	50
Alcalinidad (como CaCO ₃)	mg/l	50	100	200
Grasas	mg/l	50	100	150
Coliformes fecales	UFC/100ml	10 ⁶ -10 ⁷	10 ⁷ - 10 ⁸	10 ⁷ - 10 ¹²

(*) Demanda bioquímica de Oxigeno 5 días, 20 °C

Fuente: (Ingeniería de las aguas residuales- Metcalf And Eddy, (1995))

3.7.2. Contaminantes de importancia en el tratamiento del agua residual

Las normas que regulan los tratamientos secundarios están basadas en las tasas de eliminación de la materia orgánica, sólidos en suspensión y patógenos presentes en el agua residual. Cuando se pretende reutilizar el agua residual las exigencias normativas incluyen

también la eliminación de compuestos orgánicos refractarios, metales pesados en algunos casos sólidos.

TABLA 3.9. Contaminantes del agua residual e impacto ambiental

<i>CONTAMINANTE</i>	<i>PARÁMETRO TÍPICO DE MEDIDA</i>	<i>IMPACTO AMBIENTAL</i>
<i>Materia orgánica biodegradable</i>	DBO, DQO	Desoxigenación del agua, generación de olores indeseables.
<i>Materia suspendida</i>	SST, SSV	Causa turbiedad en el agua, deposita lodos
<i>Patógenos</i>	Coliformes fecales	Hace el agua insegura para consumo y recreación.
<i>Amoniaco</i>	NH ₄ -N	Desoxigenación del agua, es toxico para organismos acuáticos y puede estimular el crecimiento de algas.
<i>Fosforo</i>	Ortofosfatos	Puede estimular el crecimiento algal
<i>Materiales tóxicos</i>	Materia toxica	Peligroso para la vida animal y vegetal.
<i>Sales orgánicas</i>	SDT	Limita los usos agrícolas e industriales del agua.
<i>Energía térmica</i>	temperatura	Reduce la concentración de saturación de oxígeno en el agua, acelera el crecimiento de organismos acuáticos.
<i>Iones hidrogeno</i>	pH	Riesgo potencial para organismos acuáticos.

Fuente: (Ingeniería de las aguas residuales- Metcalf And Eddy, (1995)

3.7.3. Características físicas y químicas: definición y utilidad

Las más importantes son el contenido total de sólidos término que engloba la materia en suspensión, la materia sedimentables, la materia coloidal y la materia disuelta. Otras características físicas importantes son el olor, la temperatura, la densidad, el color y la turbiedad.

3.7.3.1. Sólidos totales

Analíticamente se define el contenido de sólidos totales como la materia que se obtiene como residuo después de someter al agua a un proceso de evaporación a entre 103 y 105 ° C. no se define como solida aquella materia que se pierde durante la evaporación debido a su alta presión de vapor.

3.7.3.2. Sólidos suspendidos

Pueden conducir al desarrollo de depósitos de fango y de condiciones anaerobias cuando se vierte agua residual sin tratar al entorno acuático.

3.7.3.3. Olores

Normalmente los olores son debidos a los gases liberados durante el proceso de descomposición de la materia orgánica, el agua residual reciente tiene un olor peculiar algo desagradable que resulta más tolerable que el agua residual séptica, el olor más característico del agua residual séptica es el debido a la presencia del sulfuro de hidrogeno que se produce al reducirse los sulfatos a sulfitos por acción de microorganismos anaerobios. La problemática de los olores está considerada como la principal causa de rechazo a la implantación de instalaciones de tratamiento de aguas residuales.

3.7.3.4. Temperatura

Es uno de los medios físicos más importantes por su efecto en la vida acuática, en las reacciones químicas, velocidades de reacción y en la aplicabilidad del agua a usos útiles.

3.7.3.5. Oxigeno disuelto

Es necesario para la respiración de microorganismos aerobios así como para otras formas de vida.

3.7.3.6. Turbiedad

La turbiedad siempre ha estado relacionada con la calidad del agua y es causada por partículas que varían de tamaño y van desde coloidales hasta granulares para medir la turbiedad se ha adoptado una unidad estándar denominada NTU (*unidad nefelométrica de turbidez*) expresada habitualmente con el acrónimo NTU es una unidad utilizada para medir la turbidez cuyo patrón de turbidez de 400 NTU.

3.7.3.7. Color

Este es un indicativo de la edad de las aguas residuales cuando estas son de color grises su contaminación es reciente cuando se toman negras es porque la contaminación es antigua.

3.7.3.8. Grasas y aceites

El contenido de grasa del agua residual puede producir muchos problemas tanto en alcantarilladas como en plantas de tratamiento. Si la grasa no se elimina antes del vertido del agua residual interfiere en la vida biológica en las aguas y crea una película y materia en flotación imperceptible.

3.7.3.9. Cloruros

Los cloruros que se encuentran en el agua natural provienen de la disolución del suelo y rocas que los contienen y otra fuente importante que los contienen son la descarga de las aguas residuales domésticas por tal motivo se deben medir para su control.

3.7.3.10. DBO₅

Este parámetro se aplica a las aguas residuales y en menor medida a las aguas superficiales. Es la cantidad de oxígeno consumido (durante 5 días en la oscuridad y a una temperatura de 20° C), para oxidar la materia orgánica presente en el agua por medio de procesos aerobios (biodegradación).

Esta medida define el grado de polución o contaminación de una corriente de agua así como determina la cantidad de oxígeno requerido para oxidar y estabilizar las aguas residuales por medio de un tratamiento biológico la DBO₅ se expresa en mg/l.

3.7.3.11. DQO

La demanda química de oxígeno es la cantidad de oxígeno necesario para descomponer químicamente la materia orgánica degradable y biodegradable en un periodo de tres horas.

Este proceso oxida todos los compuestos orgánicos en gas carbónico (CO₂) y agua (H₂O). La ventaja de las mediciones de DQO es que los resultados se obtienen rápidamente (cerca de tres horas) pero no ofrecen información de la proporción del agua residual que puede ser oxidada por las bacterias ni de la velocidad del proceso de la oxidación de la materia orgánica. Este parámetro siempre es mayor que el DBO₅ y se expresa en mg/l.

3.8. ETAPAS DEL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DOMESTICAS

Según la Norma Boliviana NB 688-01

- *Operaciones unitarias*: Metodo de tratamiento en los que predominan los fenómenos físicos.
- *Procesos unitarios*: Metodo de tratamiento en los que la eliminación de los contaminantes se consigue mediante la adición de productos químicos o por la actividad biológica.

Las diversas fases o grados de Tratamiento Convencional se clasifican de la siguiente forma:

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

TABLA 3.10. Sistema de una UASB- secuencia típica

<i>TRATAMIENTO</i>	<i>TIPO DE PROCESO</i>	<i>OBJETIVOS</i>	<i>EJEMPLO</i>
<i>Pretratamiento</i>	Procesos físicos	Retención de gruesos flotantes. Reducción del tratamiento de los sólidos. Separación de arena en suspensión. Separación de grasas y aceites. Homogenizar la concentración y el caudal del agua residual.	Cribado y tamizado Dilaceración Desarenado homogenizado
<i>Tratamiento primario</i>	Procesos físicos	Reducción de la DBO ₅ en al menos un 20%. Reducción de los sólidos en suspensión en un 50 -85%	Sedimentación. Flotación. Floculación. Neutralización
<i>Tratamiento secundario</i>	Procesos biológicos	El afluente del tratamiento secundario debe haber reducido su DBO inicial en un 70 – 90% y los sólidos totales en un 90%.	Procesos aerobios. Procesos anaerobios. Procesado de los residuos sólidos.
<i>Tratamiento avanzados</i>	Procesos químicos	Separación de los contaminantes orgánicos no biodegradables y los nutrientes minerales.	Eliminación de contaminantes no biodegradables. Eliminación de nutrientes.
<i>Desinfección</i>	Procesos químicos.	Eliminación de microorganismos patógenos.	Desinfección química. Desinfección.

Fuente: (Adscripción Planta de Tratamiento de aguas residuales- Ing Juan Carlos Rocha U.M.S.S.)

3.8.1. CÁMARA DE REJAS

Son el principal paso en la remoción de gran cantidad de objetos voluminosos y abrasivos (troncos, botellas, trapos, arena y otras sustancias que pueden causar daño al sistema bombeo o que obstruyen tuberías, orificios, válvulas, compuertas, etc.) que por ningún motivo deben llegar a las unidades posteriores. Las rejillas son empleadas para proteger contra obstrucciones

las válvulas, bombas, equipos de aireación, tuberías y otras partes de la planta, también contribuyen a dar una mejor apariencia a la planta y reducen el volumen de flotantes (espuma).

El tratamiento preliminar se compone de rejillas de barras y desarenadores dependiendo del tipo de desecho.

Tienen como finalidad la:

- Protección de los dispositivos de transporte de las aguas residuales contra la obstrucción, principalmente bombas, registros, tuberías, piezas especiales.
- Protección de los equipos de tratamientos y del aspecto estético de los equipos receptores,

Cuando las aguas residuales se alejan por simple dilución.

- *Ventajas:* no provoca pérdidas de carga significativas (con mantenimiento regular) ocupa un espacio reducido, de fácil construcción, el costo es mínimo en relación a otros sistemas y aumenta la efectividad de los tratamientos posteriores.
- *Desventajas:* presenta oxidación de las barras y una alta pérdida de carga si no se realiza una limpieza periódica.

3.8.2. TIPOS DE REJAS

Con relación al sistema de limpieza las rejas pueden ser clasificadas en dos categorías:

- Rejas sencillas de limpieza manual.
- Rejas mecanizadas de accionamiento mecanizado.

3.8.2.1. Criterios de diseño de reja de barras de limpieza manual

El dimensionamiento de esta unidad se realiza para las condiciones más desfavorables es decir para el caudal máximo horario y también se deberá verificar a caudal mínimo y medio. Las dimensiones principales de una reja son establecidas para que se tenga una sección de flujo con velocidad adecuada.

3.8.2.2. Velocidad de flujo a través de las rejillas

Velocidades muy bajas a través de las barras pueden contribuir a un aumento indeseable de material retenido y también a la sedimentación de la arena en el canal de acceso por el contrario velocidades muy grandes fomentan el arrastre de material que debería sedimentarse como la arena que debería quedar retenido y otros materiales pesados en el fondo del canal de las rejas se recomienda emplear en el diseño las siguientes velocidades de flujo.

TABLA 3.11. Velocidades de flujo (V)

Mínimo	0,30 m/s
Medio	0,40 m/s
Máximo	0,60 m/s

3.8.2.3. *Inclinación de las barras*

En las instalaciones de limpieza manual de las rejas de barras generalmente son instaladas haciendo un ángulo de 30 a 60 grados con la horizontal. En las instalaciones mecanizadas este ángulo es establecido en función de las condiciones locales de acuerdo con el tipo de equipo empleado generalmente las rejas forman un ángulo de 60 hasta 90 grados con la horizontal (más frecuente 75°).

3.8.2.4. *Abertura o espaciamiento de las barras*

El espaciamiento libre entre las barras depende de la finalidad que se pretenda lograr. Las rejas gruesas son instalaciones aguas arriba de bombas de gran capacidad, turbinas, etc. y a veces preceden a rejas más finas no son empleados antes de bombas de tornillo o cuando lo son tienen espaciamiento superior a los 150 mm. Las rejas finas presentan muchas veces problemas de operación y mantenimiento, siendo entonces en general mecanizadas.

TABLA 3.12. Espesores y espaciamiento de rejillas

		BARRAS
TIPO DE REJILLAS	ESPESOR (Pulgadas)	ESPACIAMIENTO (Centímetro)
Rejas gruesas	½ - 3/8	4 - 10
Rejas medias	5/16 - 3/8	1 - 4
Rejas finas	¼ - 5/16	1 - 2

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Humano, Reglamento Técnico de Diseño de Unidades de Tratamiento. No Mecanizadas para Aguas Residuales, Norma Boliviana DINASBA, (1996)

3.8.2.5. *Dimensionamiento del canal de rejas de limpieza manual*

- *Área transversal de flujo del canal:* Donde se ubicara la reja de barras será determinado asumiendo la velocidad de flujo en el canal utilizando los criterios de velocidades del cuadro velocidad de flujo a través de las rejillas posteriormente aplicando la ecuación de continuidad para flujo permanente incompresible.

$$A_t = \frac{Q_{\max h}}{V} \quad (3.15)$$

Dónde:

- A_t :Área transversal total del canal (m^2)
- $Q_{\max h}$:Caudal máximo horario (m^3/s)
- V :Velocidad de flujo en el canal (m/s)

El ancho del canal de la reja de barras acostumbra a ser igual o más grande que el diámetro o al ancho del emisario y debe igualar el ancho de las propias rejillas evitándose espacios muertos. Por consiguiente el tirante de agua del canal de la reja de barras será:

$$h_a = \frac{A_t}{b} \quad (3.16)$$

Dónde:

- h_a :Tirante de agua máximo del canal (m)
- A_t :Área transversal total del canal (m^2)
- b :Ancho del canal (m)

Según el reglamento técnico de diseño para unidades de tratamiento no mecanizadas para sistemas de agua potable y aguas residuales recomienda utilizar un borde libre (h_o) de 0.20 a 0.25 metros. Por lo que la altura total h (m) del canal de reja de barras será:

$$H = h_a + h_o \quad (3.16.1)$$

- *Pendiente del canal:* Debe de ser descendiente en la dirección de circulación a través de la reja sin baches o imperfecciones en las que pudieran quedar atrapados algunos sólidos asimismo es conveniente achaflanar las uniones de las paredes laterales. La pendiente del canal será determinado utilizando la ecuación de Manning.

$$S = \left(\frac{V \cdot n}{R h^{2/3}} \right)^2 \quad (3.16.2)$$

Donde:

- S :Pendiente del canal

- V :Velocidad de flujo de canal (m/s)
- n ;Coeficiente de rugosidad de Manning
(para revestimiento de cemento n=0,013)
- Rh ;Radio hidráulico (m)

El radio hidráulico esta dado por la ecuación:

$$R_h = \frac{A_t}{P} \quad (3.16.3)$$

Donde:

- R_h :Radio hidráulico (m)
- A_t :Área transversal total del canal (m²)
- P :Perímetro mojado (m)

- *Longitud de las barras:* La longitud de las barras depende del grado de inclinación que tienen estas con la horizontal y del tirante de agua máximo del canal de raja de barras.

$$L_b = \frac{h}{\sin \alpha} \quad (3.16.4)$$

Donde:

- L_b :Longitud de las barras (m)
- h :Altura total del canal de rejas (m)
- α :Grado de inclinación de las barras con la horizontal (grados)

- *Calculo del número de barras:* Siendo N_b el número de barras en la reja del canal se puede utilizar la siguiente ecuación para determinar el número de barras.

$$N_b = \frac{b+e}{s_t+e} - 1 \quad (3.16.5)$$

Donde:

- N_b :El numero de barras en la reja del canal
- b :Ancho del canal (cm)
- e :Espesor de barras (cm)
- S_t :Separación entre barras (cm)

- *Longitud del depósito o canal:* El canal de acceso debe ser suficientemente largo para que se evite la turbulencia junto a las barras se recomienda utilizar la siguiente expresión.

$$L=3,5 *b \quad (3.16.6)$$

Donde:

L :Longitud del depósito o canal (m)

b :Ancho del canal (m)

- *Perdida de carga:* Se producen al circular el agua a través de las rejillas dependen de la velocidad de aproximación del agua (velocidad de flujo en el canal donde se ubican las rejillas) y de la velocidad de circulación a través del elemento: la pérdida de carga puede estimarse empleando la expresión conocida como la de Metcalf & Eddy caracterizada por su simplicidad.

$$h_f = \frac{1}{0,7} * \left(\frac{V_c^2 - V^2}{2 * g} \right) \quad (3.16.7)$$

Donde:

h_f :Perdida de carga (m)

0,7 :Coeficiente empírico que incluye los efectos de la turbulencia y las pérdidas por formación de remolinos

V :Velocidad de aproximación a la rejilla (m/s)

V_c :Velocidad de circulación entre las barras de la rejilla (m/s)

g :Aceleración de la gravedad (9,81 m/s²)

Para estimar la velocidad de circulación a través de la rejilla de barras se empleara la ecuación de continuidad.

$$V_c = \frac{Q_{maxh}}{A_t} \quad (3.16.8)$$

Donde:

V_c :Velocidad de circulación a través de la rejilla (m/s)

Q_{maxh} :Caudal máximo horario de diseño (m³/s)

A_t :Área transversal de flujo de la rejilla de barras (m²)

Para A_t :

$$A_t = h_a * [b - (Nb * e)] \quad (3.16.9)$$

Donde:

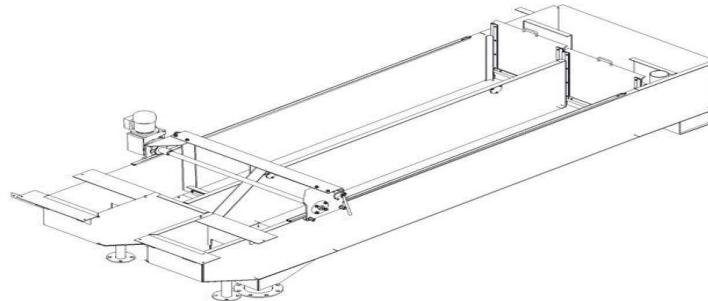
A_t :Área transversal de flujo de la rejilla de barras (m²)

h_a :Tirante de agua máximo del caudal (m)

b :Ancho del canal (m)

- N_b :El numero de barras en la reja del canal
- e :Espesor de barras (transversal al canal que fluye)(m)

- *Desarenadores*



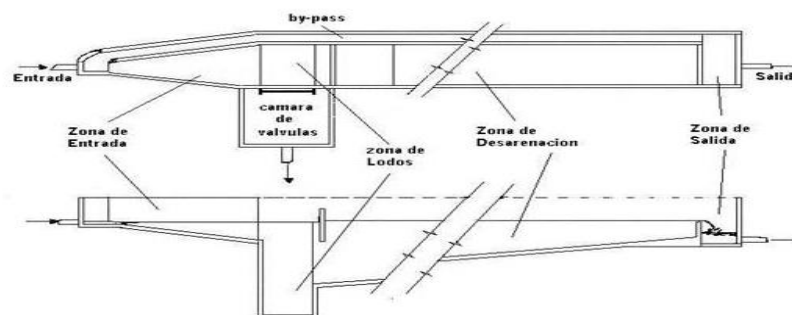
FUENTE: guía para el diseño de desarenadores y sedimentadores (organización panamericana de la salud).

Los desarenadores son unidades destinadas a retener sólidos inorgánicos como arena, cenizas y grava, a los que se denominan generalmente como arenas o partículas discretas que por lo general contienen las aguas residuales. Los desarenadores pueden ser diseñados como canales con velocidad controlada o como tanques cuadrada o circular y de área adecuada a la sedimentación de las partículas a remover.

Estos tanques de sedimentación son diseñados para remover materia no putrescible que pueda causar abrasión en el canal y ocasionar su obstrucción.

- *Partes de un desarenador*

Los desarenadores están compuestos por cuatro partes como se muestra en la figura:



Fuente: guía para el diseño de desarenadores y sedimentadores (Organización Panamericana de la Salud).

Zona de entrada: Es la que une el canal con el desarenador tiene como función el conseguir una distribución uniforme de las líneas de flujo dentro de la unidad uniformizando a su vez la velocidad.

Zona de desarenación: Cámara de sedimentación en la cual las partículas sólidas caen al fondo por acción de la gravedad debido a la disminución de la velocidad producida por el aumento de la sección.

Zona de salida: Conformado por un vertedero de rebose al final de la cámara sobre el cual pasa limpia hacia el canal las capas superiores son la que primero se limpian es por esto que la salida del agua desde el desarenador se hace por medio de un vertedero que hasta donde sea posible debe trabajar con descarga libre. La velocidad límite es 1 m/s para evitar turbulencias.

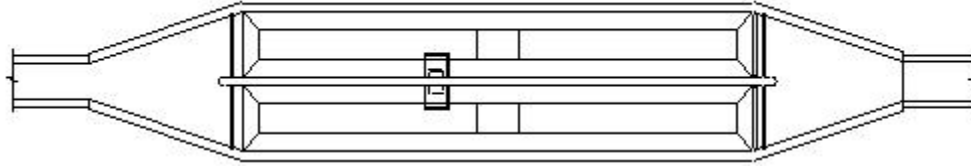
Zona de depósito y eliminación de la arena sedimentada: Constituida por una tolva con pendiente mínima del 2 al 6% que permita el deslizamiento de la arena hacia el canal de limpieza de los sedimentos este gradiente no se incluye en el tirante de cálculo si no que el volumen adicional se lo toma como depósito para las arenas sedimentadas.

3.9. CRITERIOS DE DISEÑO

3.9.1. Número de unidades y “BY –PASS”

De acuerdo con la reglamentación nacional se dimensionan por lo menos dos desarenadores en paralelo cada uno de ellos calculando para el caudal máximo horario. Una se mantiene en operación y la otra en “satnd by” para realizar la limpieza de las arenas removidas o su reparación los desarenadores son obligatorios en las plantas que tienen sedimentadores y digestores (Tanques Imhoff, RAFA (UASB) < filtros biológicos, etc.).

Desarenador de dos unidades en paralelo (vista en planta)



Fuente: GUÍA PARA EL DISEÑO DE DESARENADORES Y SEDIMENTADORES (Organización Panamericana de la Salud).

3.10. VELOCIDAD EN LOS DESARENADORES

En los canales de remoción de arena la velocidad recomendable es del orden de 0,30 a 0,40 m/s velocidades inferiores a 0,30 m/s causan la deposición simultanea de cantidades relativamente grandes de materia orgánica y velocidades mayores a 0,40 m/s causan arrastre sedimentario. Por esto se debe procurar controlar y mantener la velocidad de flujo alrededor de 0,30 m/s con una tolerancia de $\pm 20 \%$.

3.10.1. Área de los desarenadores

Destinándose a la sedimentación de partículas granulares discretas los desarenadores pueden ser dimensionados por la teoría de sedimentación de Hazen. Como la experiencia indica que las partículas de arena nocivas son las de tamaño igual o superior a 0,2 mm cuyo peso específico es de $2,65 \text{ g/m}^3$ y velocidad de sedimentación del orden de 2,0 cm/s se constata que los desarenadores deben ser diseñados con tasas de aplicación de 600 a $1200 \text{ m}^3 / (\text{m}^2 \cdot \text{dia})$ estos valores permiten determinar el área necesaria para los desarenadores.

3.10.2. Profundidad de la lámina líquida

En los desarenadores de tipo “canal” la profundidad del agua para el caudal mínimo, medio y máximo es determinada partiéndose de las condiciones de funcionamiento del controlador de velocidad (vertedero de salida). Cada vertedero tiene su ecuación que relaciona la altura del agua con el caudal.

3.10.3. Angulo de transición

El objetivo de estas obras es reducir las pérdidas de carga debidas al cambio de sección del canal o de la pendiente del mismo. El Bureau of Reclamation, recomienda un Angulo de 12° 30' en aquellas estructuras donde las pérdidas de carga deben reducirse al mínimo.

3.11. DISEÑO HIDRÁULICO DEL DESARENADOR

Pueden considerarse tres tipos de mecanismos o procesos de sedimentación dependiendo de la naturaleza de los sólidos en suspensión.

3.11.1. Sedimentación discreta: En este caso las propiedades físicas de las partículas (tamaño, forma, peso específico) no cambian durante el proceso.

3.11.2. Sedimentación con floculación: La aglomeración de las partículas va acompañada de cambios en la densidad y en la velocidad de sedimentación o precipitación.

3.11.3. Sedimentación por zonas: Las partículas forman una especie de manto que sedimenta como una masa total presentando una interface distinta con fase líquida.

3.12. TEORÍA DE LA SEDIMENTACIÓN DISCRETA

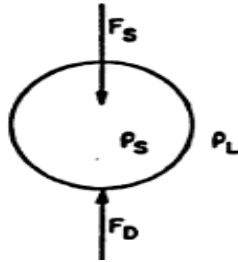
El fundamento para la sedimentación de las partículas discretas es la ley de Newton que se basa en la suposición de que las partículas son esféricas con diámetros homogéneos. Cuando se llega a este equilibrio la partícula alcanza una velocidad de sedimentación constante denominada velocidad final de sedimentación de la partícula. La fuerza que provoca la sedimentación es en este caso el peso efectivo de la partícula, es la diferencia entre su peso y el empuje hidrostático.

$$F_s = v * p_s * g - P_L * g = (P_s - P_L) * v * g \quad (3.17)$$

Donde:

- F_s :Peso efectivo de la partícula
- P_s :Densidad de la particular
- P_L :Densidad del líquido

- g :Aceleración de la gravedad
 v :Volumen de la particular, $1/6 \pi d^3$, donde d es el diámetro de la partícula esférica



Fuente: Elaboración propia

La fuerza de resistencia que trata de impedir la sedimentación son:

$$F_d = C_d * \left(\frac{A * V^2}{2} \right) \quad (3.18)$$

Donde:

- F_d :Fuerza de resistencia
 C_d :Coeficiente de fricción
 A :Área proyectada de la partícula $A = 1/4 * \pi * d^2$
 V :Velocidad relativa entre la partícula y el fluido

Para las condiciones que definen la velocidad final de sedimentación, $F_s = F_d$ con lo que las ecuaciones son:

$$(\rho_s - \rho_L) * v * g = C_d * \left(\frac{\rho_L * V^2}{2} \right) \quad (3.19)$$

$$\frac{(\rho_s - \rho_L)}{\rho_L} = S - 1 \quad (3.19.1)$$

Donde:

- S :Gravedad específica de los granos (para arenas 2,65)
 $V = V_s$:Velocidad de sedimentación
 Sustituyendo $v = 1/6 \pi d^3$, $A = 1/4 * \pi * d^2$

Resolviendo esta ecuación para la velocidad final, se obtiene la ecuación general de sedimentación para partículas discretas que es la ley de Newton.

$$V_s = \frac{\sqrt{4 * g * d * (S - 1)}}{23 * C_d} \quad (3.19.2)$$

Donde:

- d : Diámetro de la partícula (m)
- S : Gravedad o densidad específica de los granos (para arenas 2,65 g/cm³)
- g : Aceleración de la gravedad (9,81 m/s²)
- ν : Viscosidad cinemática del agua (1.32 x 10⁻⁶ m²/s a 10° C en agua limpia)
- C_d : Coeficiente de resistencia de las partículas.

El procedimiento que se presenta a continuación es válido para partículas discretas las cuales durante la sedimentación no alteran su tamaño, forma o peso es decir no existe interacción sustancial con las partículas vecinas.

3.13. DETERMINACIÓN DE LA VELOCIDAD DE SEDIMENTACIÓN

Como primera aproximación utilizamos la Ley de Stokes sedimentación de la partícula en régimen de flujo laminar (Re < 1), reemplazando C_d igual a 24/ Re en la ecuación general de sedimentación para partículas discretas se obtiene la Ley de Stokes.

$$V_s = \frac{(S - a) * g * d^2}{18 * \nu} \quad (3.20)$$

Se comprueba el número de Reynolds:

$$Re = \frac{V_s * d}{\nu} \quad (3.20.1)$$

En caso que el número de Reynolds no cumpla para la aplicación de la Ley Stokes (Re < 1) se realizara un ajuste al valor de la velocidad de sedimentos (V_s) considerando la sedimentación de la partícula en régimen turbulento (Re > 2000) rige la Ley de Newton la cual se obtiene reemplazando el valor de C_d igual a 0,5 para granos redondos en la ecuación general de sedimentación.

$$V_s = \sqrt{2,66 * g * d * (S - 1)} \quad (3.20.2)$$

En caso que el numero de Reynolds no cumpla para la aplicación de la ley Stokes ($Re > 2000$) se realizara un reajuste al valor de la velocidad de sedimentos (V_s) considerando la sedimentación de la partícula en régimen de transición mediante la Ley de Allen. Sedimentación de la partícula en régimen de flujo en transición ($1 > Re < 2000$):

$$C_d = \frac{24}{Re} + \frac{3}{\sqrt{Re}} + 0,34 \quad (3.20.3)$$

La velocidad horizontal critica de arrastre en el tanque según “Camp” es:

$$V_d = q + \sqrt{d} \quad (3.20.4)$$

Donde:

- V_d : Velocidad critica (cm/s)
- q : Constante en función del diámetro
- d : Diámetro de la partícula

Además la velocidad horizontal:

$$V_h = V_d = \frac{Q_{maxh}}{A_{transversal}} \quad (3.20.5)$$

Donde:

- Q_{maxh} : Caudal máximo horario (m^3/s)
- $A_{transversal}$: Área transversal de flujo del desarenador (m^2)

Para la velocidad horizontal se tomara los valores del coeficiente q :

TABLA 3.13. Valores del coeficiente q

q	Diámetro
36	$d > 1 \text{ mm}$
44	$1 \text{ mm} > d > 0,1 \text{ mm}$
51	$d < 0,1 \text{ mm}$

3.14. DETERMINACIÓN DE LAS DIMENSIONES DEL DESARENADOR

La longitud teórica del canal desarenador (L) está dada por la profundidad que requiere la velocidad de sedimentación y la sección de control. El reglamento técnico de diseño para unidades de tratamiento no mecanizadas de agua potable y aguas residuales recomienda que la longitud del desarenador oscile entre 15 h a 25 h. para determinar el largo necesario para los canales de retención de arena se puede emplear la siguiente ecuación aplicando la teoría de simple sedimentación.

$$L = \frac{v_d * h}{v_s - 0,04 * v_d} \quad (3.21)$$

Es necesario prever una longitud adicional para incluir el efecto de la turbulencia que se produce en la entrada y en la salida del canal desarenador. Metcalf & Eddy recomiendan un incremento del 50% de la longitud teórica prevista. Para evitar que el paso de una sección a la siguiente de dimensiones y características diferentes se realice de un modo brusco hay que prever un tramo de transición bien diseñado y así lograr corrientes de flujo tranquila uniforme en el desarenador.

$$L = \frac{B - B'}{2 * \tan(\alpha)} < \frac{L}{3} \quad (3.22)$$

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

$$T_d > T_s \quad (3.23)$$

- *El periodo teórico de retención (T_s)* es el tiempo que precisa una partícula de arena para depositar en el fondo del canal desde el instante que ingresa en la cámara desarenadora se denomina también tiempo de sedimentación.
- *El periodo de desplazamiento (T_d)* es el tiempo que emplea el volumen unitario de fluido para alcanzar el canal de salida del desarenador desde que entra en el mismo.

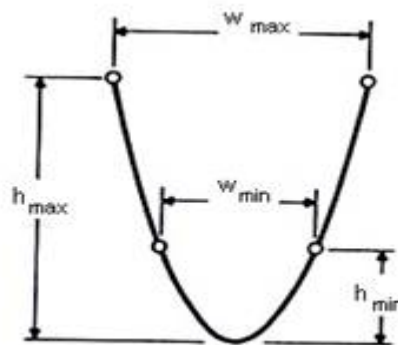
$$T_s = \frac{h}{v_s}$$

$$T_d = \frac{L}{v_d}$$

3.15. CANAL DE SECCIÓN RECTANGULAR CONTROLADO POR UNA CANALETA PARSHALL

Determinamos la altura máxima (h_{\max}), altura mínima (h_{\min}), ancho máximo (w_{\max}) y ancho mínimo (w_{\min}) para los caudales máximo y mínimo respectivamente para un ancho de garganta "b".

Sección parabólica del Parshall



Fuente: Elaboración propia

$$Q = K * b * h^{3/2} \quad (3.24)$$

$$W = 3/2 * \left(\frac{K * b * h^{3/2}}{v_h} \right) = 3/2 * \frac{Q}{h * v_h} \quad (3.24.1)$$

Donde:

K : Constante 1,85 (sistema métrico)

Q : Caudal (m^3/s)

V_h : Velocidad horizontal (m/s)

3.16. REACTOR ANAEROBIO DE FLUJO ASCENDENTE Y MANTO DE LODOS U.A.S.B.

Los fundadores de los reactores Upflow Anaerobic Sludge Blanket (U.A.S.B.) fueron concebidos durante los años 1970 por el profesor Gatze Lettinga de la Universidad de

Wageningen en Holanda. Esta sigla se refiere a los reactores anaerobios de flujo ascendente *RAFA* en su traducción española que por su simplicidad se ha difundido en varios países. Su gran ventaja consiste en que no requiere ningún tipo de soporte para retener biomasa lo que implica un ahorro importante. Su principio de funcionamiento se basa en la buena sedimentación de la biomasa producida dentro del reactor la cual se aglomera en forma de granos o flóculos. Estos granos o flóculos cuentan además con una actividad metanogénica muy elevada lo que explica los buenos resultados del proceso. El perfil de sólidos varía de muy denso con partículas granulares de elevada capacidad de sedimentación próximas al fondo del reactor (lecho de lodos) hasta un lodo más disperso y leve próximo al tope del reactor (manto de lodo).

La estabilización de la materia orgánica ocurre en todas las zonas de reacción (lecho y manto de lodos) siendo la mezcla del sistema promovida por el flujo ascensional del agua residual y las bolas de gas. El reactor de flujo ascendente cuenta en la parte superior con un sistema de separación gas-líquido-sólido el cual evita la salida de los sólidos suspendidos en el efluente y favorece la evacuación del gas y la decantación de los flóculos que eventualmente llegan a la parte superior del reactor. Un punto importante en su diseño es la distribución de las entradas del agua residual ya que una mala repartición puede provocar que ciertas zonas del manto de lodos no sean alimentadas desperdiciando así su actividad. El punto débil del proceso consiste en la lentitud del arranque del reactor (generalmente 6 meses): por otro lado en desagües diluidos como son las aguas residuales domésticas las variables críticas de diseño son las hidráulicas (velocidad ascensional, velocidad de paso a través del separador de fases, dispositivos de entrada y salida) y no así la carga orgánica.

De acuerdo al esquema de tratamiento diseñado para el tratamiento de aguas residuales del proyecto, se dispuso un tratamiento primario por medio de un reactor anaerobio del tipo UASB, esto con el fin de bajar al máximo la materia orgánica esto para disminuir el área del tratamiento posterior con humedales, de este modo que estas tengan como objetivo principal la disminución de la contaminación fecal.

En Latinoamérica los países que han implementado estos reactores en el tratamiento de aguas residuales son Brasil, Colombia y Perú destacándose investigadores como Van Haandel, Marais, Souza, Suzana vieira, Pol Hulshoff, Moscoso.

Según las experiencias en plantas de tratamiento UASB tanto en escala de demostración como en escala real, existen dos criterios para dimensionamiento de los reactores UASB (HULSHOF, 1993).

- **Carga hidráulica máxima aplicable:** que define el tiempo de permanencia mínima y por lo tanto el volumen del reactor. La carga hidráulica máxima es generalmente menor a 1m/h en el cuerpo del reactor.
- **Carga orgánica máxima aplicable:** que es, según la literatura generalmente $< 10 \text{ KgDQOm}^{-3}\text{d}^{-1}$ para una temperatura óptima y pocos sólidos en suspensión.

3.16.1. Forma y tamaño del reactor U.A.S.B

Según Van Haandel y Lettinga (1994), para aguas residuales domésticas la carga hidráulica y no así la carga orgánica es el parámetro más importante en la determinación del tamaño y forma del reactor U.A.S.B., en cuanto a la forma geométrica del reactor existen dos opciones: rectangular y circular. La forma circular tiene ventaja de una estabilidad estructural mayor pero la construcción del separador GSL (Gas, Sólidos, Líquido) es más complicada que en uno rectangular. En el caso de la forma rectangular la sección cuadrada es la más barata (Van Haandel, 1998).

Van Haandel, (1998) estudiaron la relación aérea superficial/profundidad en reactores UASB a escala piloto encontrando que la variación en la eficiencia de remoción de la materia orgánica no es significativa (eficiencia de 80% en promedio considerando el efluente decantado).

Un reactor anaerobio de flujo ascendente y manto de lodos consta de cuatro partes esenciales de abajo para arriba.

- El reactor propiamente dicho donde proliferan los organismos anaerobios que transforman la materia orgánica en biogás y nuevos organismos.
- Una zona de transición donde el movimiento del agua hacia arriba tienden a arrastrar a los organismos que no están aglutinados en flóculos o esferas y en la que se busca evitar que estas partículas salgan con el efluente tratado.
- Una zona de separación del gas, sólidos de la fase líquida de forma de garantizar la retención y el retorno de lodo.

- Colectores de agua tratada y de gas en la parte superior en este proceso el agua residual o lodo entran al digester por el fondo y fluyen hacia arriba a través de una cama de lodos granulares relativamente densa y de un manto de partículas de lodo floculado. Dentro de estas zonas se efectúa la conversión de materia orgánica a metano y dióxido de carbono principalmente.

La profundidad del reactor para tener un tiempo de residencia adecuado e incrementar el área superficial por unidad de volumen se requiere una altura mínima: generalmente $4m < H < 6m$, la carga hidráulica aplicada puede limitar la profundidad. El rango de variación recomendado en la altura del reactor se basa en la conservación de una presión óptima de trabajo para las bacterias reductoras, por lo que es recomendable excederse en la altura ni tener reactores muy bajos (VAN HAANDEL & LETTINGA, 1994).

Las dimensiones de un reactor UASB utiliza como primer dato para un proyecto de tratamientos de aguas residuales el tiempo mínimo de residencia, este tiempo depende básicamente de la temperatura a la que va a trabajar el reactor, esta es inversamente proporcional al tiempo de residencia (menor temperatura mayor residencia) (VAN DERLAST, 1991). El tiempo de residencia no es un parámetro que se pueda ser calculado en forma matemática, sino más bien resulta de la adecuación de datos que han sido observados en proyectos a lo largo de muchos años, teniendo al respecto elaboradas tablas con datos recopilados por las experiencias de diversos autores.

En la siguiente tabla se resumen algunas dimensiones y recomendaciones constructivas dadas por Lettinga y Van Haandel.

TABLA 3.14.- Dimensiones recomendadas para proyectos UASB

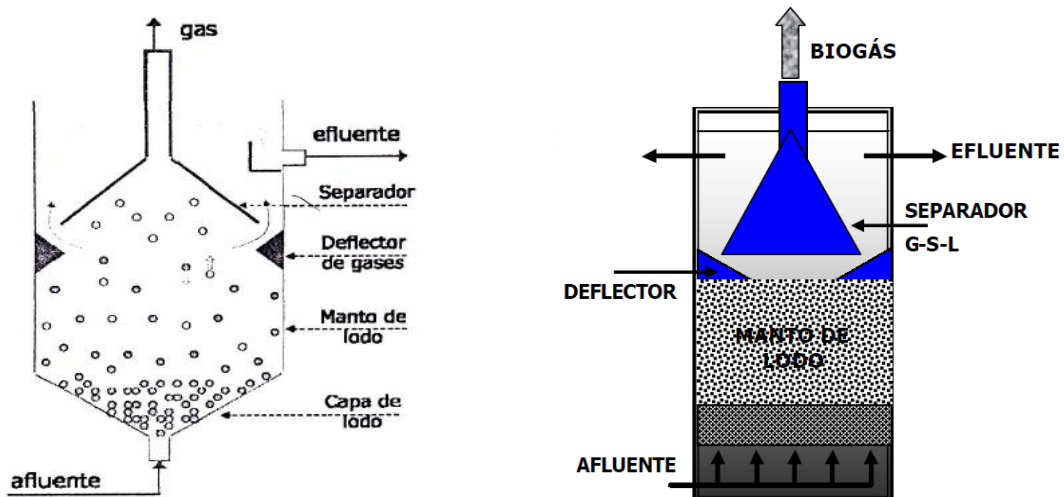
Parámetro	UASB 10 Hab	UASB 100 Hab	UASB 1000 Hab	UASB 10000 Hab	UASB 10 0000Hab.
Caudal (m^3/d)	12	12	120	1200	12000
Forma	circular	circular	circular	rectangular	Restang. (**)
Tiempo de perm (h)	18 (**)	12 (**)	9 (**)	6	6
Volumen	0.9	6	45	300	3000
Profundidad	2	3	4.5	4	5
Área (m^2)	0.45	2	10	75	600

<i>Diámetro(m)</i>	0.75	16	3.5	-	-
<i>Largo (m)</i>	-	-	-	10	2*15
<i>Ancho(m)</i>	-	-	-	7.5	20
<i>Área per cápita (m²)</i>	0.045	0.03	0.01	0.0075	0.006
<i>Vol per capita (lit)</i>	90	60	45	30	30
<i>Puntos de alimentación</i>	1	1	4	20	150
<i>Vel ascendente (m/h)</i>	0.11	0.25	0.5	0.67	0.83

FUENTE: Curso sobre reactores UASB (febrero de 1998)

(**) Volumen adicional para sedimentación de lodos

Partes de un reactor anaerobio de flujo ascendente U.A.S.B.



Fuente: www.wastewaterengineering.com(1999)

3.16.2. Proceso de granulación

El fango granular constituye el corazón de la tecnología UASB un fango granular es un agregado de microorganismos formados durante el tratamiento de agua residual en un medio en el que exista un régimen hidráulico constante de flujo ascendente. En ausencia de algún tipo de soporte las condiciones del tipo de flujo crean un ambiente selectivo en el cual solo esos organismos capaces de anclarse a los otros sobreviven y prolifera. La configuración de los agregados dentro de la biopelícula densa y compactada es a lo que se denomina granulo. Debido a su gran tamaño de partícula (generalmente en el rango de 0,5 a 2 mm de diámetro) los gránulos resisten el lavado del sistema de reacción permitiendo cargas hidráulicas

elevadas. Además las biopelículas son compactas permitiendo elevadas concentraciones de microorganismos activos y de este modo poder tratar elevadas cargas volumétricas en los reactores UASB. Un grano de fango granular (peso seco) puede catalizar la conversión de 0,5 a 1 g de DQO al día la composición del granulo esta estratificada en el centro se localizan los agregados de Methanosaeta (principalmente) y otros organismos metanogenos, como Methanothrix y methanosarcina. En la siguiente capa están localizados organismos productores y consumidores de hidrogeno, en una asociación simbiótica. En la capa superficial se localizan las primeras etapas de degradación anaerobia como los acidogenos y otros organismos consumidores de hidrogeno.

3.16.3. Formación del fango granular

Es una de las cuestiones más interesantes y enigmáticas cuando se intenta entender los fundamentos de las tecnologías de fango granular por lo que alrededor de este tema han surgido numerosas investigaciones. Muchas teorías sobre la granulación confirman que las bacterias metano genasacetotroficas del genero Methanosaeta juegan un papel clave en la granulación.

Según la teoría del spaguetti, propuesta por el Doctor W. Wiegant, los filamentos de Methanosaeta se agregan enmarañándose formando los primeros pellets conocidos como “bolas de spaguetti” estos agregados sirven de superficie de anclaje o soporte para otros microorganismos involucrados en el proceso de degradación anaerobia.

3.16.4. Diseño del reactor U.A.S.B

En la zona inferior se desarrolla una capa de lodo concentrado (4-10%) con buenas características de sedimentación, sobre esa capa se desarrolla una zona de crecimiento bacteriano más disperso (manto de lodos) en el que los sólidos presentan velocidades de sedimentaciones más bajas, la concentración de lodo en esa zona es 1,5 – 3%.

En el diseño del reactor intervienen los siguientes factores existen parámetros que se usan como criterios para realizar el dimensionamiento del reactor anaeróbico.

- *Por carga orgánica:* En base a la descarga diaria de DQO y la carga volumétrica (kg DQO /m³ reactor.día) escogida para trabajar.
- *Por carga hidráulica:* A partir de un valor máximo de diseño de la velocidad ascendente dentro del reactor.
 - *Velocidad superficial.*
 - *Alturas del reactor.*

3.16.5. Diseño por carga orgánica volumétrica

Se define como la cantidad de masa de materia orgánica aplicada diariamente al reactor por unidad de volumen:

$$COV = \frac{Qm * S}{Vr} \quad (3.25)$$

Donde:

- COV :Carga orgánica volumétrica (Kg DQO/m³ día)
 S :Concentración del sustrato del afluente (kg DQO/m³)
 Qm :Caudal medio diario (m³/día)
 Vr :Volumen de reactor (m³)

Se despeja el valor del volumen del reactor utilizando el más extremo de los casos (mayor caudal y mayor DQO que se pretenden manejar en el tratamiento) de aquí se tiene:

$$Vr = \frac{DQOaft * Q}{COV * 1000} \quad (3.26)$$

La carga orgánica volumétrica (COV) debe ser inferior a 15 kg DQO/m³ día pero para el caso de tratamiento de aguas residuales domesticas (baja concentración) la carga orgánica volumétrica (COV) no es un factor limitante debido a que siempre es inferior a 2.5 – 3,0 kg DQO/m³ día.

3.16.6. Diseño por carga hidráulica volumétrica

Es la cantidad de volumen de agua residual aplicada diariamente al reactor por unidad de volumen del mismo. El tiempo de retención hidráulica es inverso a la carga hidráulica volumétrica.

$$CHV = \frac{Qm}{Vr} \quad TRH = \frac{1}{CHV}$$

Donde:

CHV :Carga hidráulica volumétrica (m³/m³.dia)

Qm :Caudal medio diario (m³/día)

Vr :Volumen del reactor (m³)

TRH :Tiempo de retención hidráulico (hr)

Se despeja el valor del volumen del reactor, de aquí se tiene:

$$Vr = Qm * TRH \quad (3.26)$$

Estudios experimentales demostraron que la carga hidráulica volumétrica no debe pasar el valor de 5,0 m³/m³día, lo que equivale a un tiempo de retención hidráulica mínimo de 4,8 horas.

3.16.7. Tiempo de retención hidráulica (trh)

Está directamente relacionado con la velocidad del proceso de digestión anaerobia que a su vez depende del tamaño del reactor. Para temperaturas medias próximas a los 20°C, el tiempo de retención hidráulica puede variar de 6 a 16 horas dependiendo del tipo de agua. Para aguas residuales domesticas que son tratadas a temperaturas próximas a los 20°C el tiempo de retención hidráulica deberá ser de orden de 8 a 10 horas para caudal medio a caudal máximo horario el tiempo de retención no deberá ser inferior a 4 horas y los picos de caudal máximo no deberán prolongarse por más de 4 a 6 horas.

TABLA 3.15. Tiempo de retención hidráulica en reactores UASB

<i>Temperatura del AR</i>	<i>Tiempo de Retención</i>	<i>Hidráulica (hr)</i>
<i>(°C)</i>	<i>Caudal Medio</i>	<i>Caudal Máximo</i>
16 -19	>10 -14	>7 - 9
20 -26	>6 -10	> 4 -6

>26	>6	>4
-----	----	----

FUENTE: (Ingeniería de las aguas residuales- Metcalf And Eddy, (1995))

3.16.8. Velocidad superficial del flujo

Corresponde a la zona de digestión la velocidad superficial máxima en el reactor depende del tipo de lodo presente y las cargas aplicadas. Para reactores operando con lodo floculento y con cargas orgánicas de hasta 5 a 6 kg DQO/m³ día las velocidades superficiales medias deben ser del orden de 0,5 a 0,7 m/hr siendo tolerantes picos temporarios durante 2 a 4 horas de hasta 1,5 a 2,0 m/hr.

TABLA3.16. Velocidades Superficiales Recomendadas para Diseño de Reactores UASB para Tratamiento de Aguas Residuales Domesticas

<i>Caudal del afluente</i>	<i>Velocidad Ascendente</i>
<i>Q(m³/h)</i>	<i>VA (m/h)</i>
Medio	0,5 - 0,7
Máximo	0,9 - 1,1
Pico	< 1,5

Fuente: (Adaptado de Lettinga & Hulshoff Pol (1995))

$$VA = \frac{Qm}{Ar} = \frac{H}{TRH} \quad (3.27)$$

Donde:

- VA :Velocidad ascendente de diseño (0,5 -1,0 m/hr)
- Qm :Caudal medio diario (m³/hr)
- H :Altura del reactor (m)
- TRH :Tiempo de retención hidráulico (hr)
- Ar :Área del reactor (m²)

Se despeja el valor de la altura, de aquí se tiene:

$$H = VA * TRH \quad (3.27.1)$$

La velocidad de ascensión deberá ser verificada en el área superficial del reactor. La altura recomendable para el reactor deberá estar comprendida entre 3 y 6 m.

3.16.9. Área del reactor

En el caso de la forma rectangular la sección cuadrada es la más barata. Elegimos un reactor de forma rectangular específicamente de sección cuadrada.

$$Ar = \frac{Vr}{H} \quad (3.27.2)$$

Donde:

- Ar :Área del reactor (m²)
Vr :Volumen del reactor (m³)
H :Altura del reactor

Para la sección cuadrada la longitud del reactor será:

$$Lr = \sqrt{Ar} \quad (3.27.3)$$

Donde:

- Lr :Longitud del reactor (m)
Ar :Área del reactor (m²)

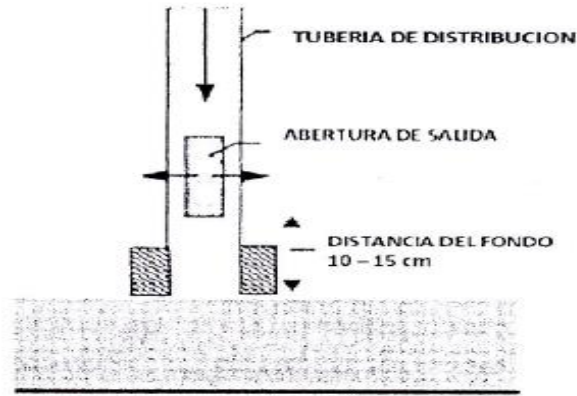
3.16.10. Distribución del afluente

El sistema se diseña a partir de un canal de distribución ubicado en la parte superior que distribuye el afluente a través de tubos que descargan el líquido en la zona inferior del reactor. A continuación se verán los parámetros de diseño para cada uno de los componentes del sistema (canaletas y tubos de distribución).

3.16.11. Tubos de distribución primaria

Son los tubos que se encargan de distribuir uniformemente la carga de agua residual, al interior del reactor UASB.

Tubos de distribución de aguas residuales al interior del reactor



Fuente: (Manual de diseño para plantas de tratamiento de aguas residuales
Lesly Da Cámara, Mario Hernández)

Para el cálculo del diámetro de las tuberías de distribución se consideran los siguientes parámetros de diseño.

- *El diámetro* debe ser grande o bastante para evitar que los sólidos presentes en el agua residual afluyente provoquen obstrucción frecuente de los tubos también la presencia excesiva de sólidos puede aumentar la obstrucción es importante entonces la previsión de un eficiente sistema para la remoción previa de los sólidos. La experiencia práctica indica que los tubos de distribución con diámetros de 75 a 100 mm atienden satisfactoriamente este requisito.

$$V_{tp} = \frac{Q_m}{A_{tp}} \quad (3.28)$$

Donde:

- V_{tp} :Velocidad medio diario (3m/s)
 Q_m :Caudal medio diario (m³/s)
 A_{tp} :Área de la tubería primaria (m²)
 D :Diámetro de las tuberías de distribución (m)

Se despeja el valor del are de la tubería, y se tiene:

$$A_{tp} = \frac{Q_m}{V_{tp}} \quad A_{tp} = \pi * \frac{D^2}{4}$$

Por lo tanto el diámetro de las tuberías de distribución será:

$$D = \sqrt{\frac{Q_m}{V_{tp}} * \frac{4}{\pi}} \quad (3.29)$$

- *Numero de difusores:* Es la cantidad de tubos de distribución que servirá para distribuir la carga residual al reactor UASB. se determina en función del área del reactor y del área de influencia de cada distribuidor (Ad). Para líquidos domésticos se puede asumir 1 difusor por cada 2 a 4 m² de la superficie del fondo (Norma Boliviana NB 688-01).

$$N_d = \frac{A_r}{A_d} \quad (3.29.1)$$

Donde:

- Nd : Numero de difusores
- Ar : Área del reactor (m²)
- Ad : Área de influencia de cada distribuidor (entre 2 a 4 por m²)

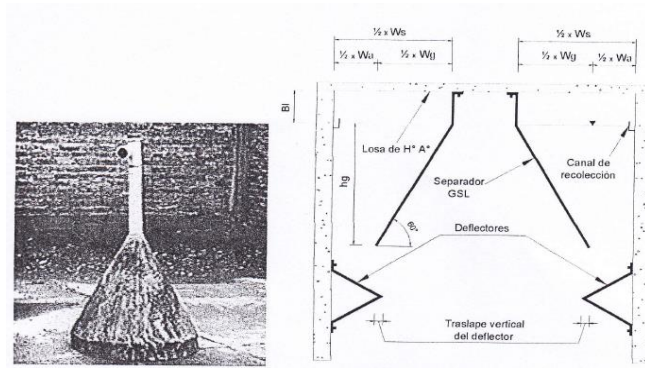
3.16.12. Diseño del separador gas - sólido - líquido (GSL)

El separador "GSL" es el dispositivo más importante del reactor UASB el cual desempeña cuatro funciones:

- Colecta el gas que se produce en la parte inferior o zona de digestión donde existe un manto de lodos responsable de la digestión anaerobia.
- Permite la sedimentación de los sólidos en suspensión en la parte superior del reactor encima del separador.
- Ayuda a conservar una baja concentración de sólidos sedimentables en el efluente.
- El espacio encima del separador puede ser usado para almacenar lodo durante periodos de sobrecarga hidráulica.

El separador GSL ha sido diseñado de acuerdo a las guías tentativas presentadas por Lettinga y Hulshoff.

Separador GSL (gas-sólidos-liquido)



FUENTE: (Adaptado de Lettinga & Hulshoff Pol (1995))

Algunos de los parámetros y detalles constructivos para el dimensionamiento y la construcción del separador de GSL, propuestos por Lettinga y Hulshoff, son los siguientes.

- La mampara debe tener un ángulo entre 45 y 60° con respecto a la horizontal.
- El área de paso entre los colectores debe ser de 15 a 20% de la superficie del reactor.
- La altura del colector de gas debe estar entre 1,5-2 metros para reactores de 5-7 metros de altura.
- Una interface liquido-gas debe ser mantenida en el colector de gas para facilitar la descarga y recolección de las burbujas de gas y para combatir la formación de una capa espumosa.
- El traslape de los baffles instalados debajo de la apertura debe ser de 10-20 cm con el fin de evitar que las burbujas de gas ascendentes entren al compartimiento de sedimentación.
- Generalmente los baffles de la capa espumosa deben instalarse al frente de los vertederos del efluente.
- El diámetro de los conductos de salida de gas deben ser suficientes para garantizar la fácil remoción del biogás de la campana de recolección de gas particularmente en el caso de formación de espuma.
- En la parte de arriba de la campana de gas se deben instalar boquillas rociadoras antiespumantes *en* el caso de tratamiento *de* aguas residuales con alto contenido de espuma.
- El material de construcción puede ser acero recubierto con algún material plástico para evitar su pronta corrosión o bien de plásticos estructurales moldeados.

3.16.12.1. Área libre $A_{(libre)}$

Es el área total de las aberturas que existe entre la pared del reactor y el separador de GSL:

$$A_{(libre)} = \frac{Qm}{V} \quad A_{(libre)} = \frac{Qmaxd}{V}$$

Donde:

- $A_{(libre)}$:Área libre (m^2)
 Qm :Caudal medio diario ($m^3/día$)
 $Qmaxd$:Caudal máximo diario ($m^3/día$)
 V :Velocidad en el área libre del reactor
(Aberturas entre reactor y GSL) (m/hr)

Velocidad en el área libre del reactor (aberturas entre reactor y GSL) según Wlidscfout (1989), la velocidad de flujo máxima permitida en la abertura entre el reactor y el separador GSL, no debe ser mayor a 6 (m/hr) como máximo y preferiblemente 4 (m/hr). Para caudal medio se asumirá una velocidad de 2 m/hr de acuerdo a la siguiente tabla:

TABLA 3.17. Velocidad en el área libre del reactor (en aberturas entre el reactor y GSL)

Caudal del afluente	Velocidades (m/hr)
Caudal medio	< 2,0 - 2,5
Caudal máximo	< 4,0 - 4,2
Picos temporarios	< 5,5 - 6,0

Fuente: (Adaptado de Lettinga & Hulshoff Pol (1995))

3.16.12.2. Ancho de la abertura entre el reactor y el separador GSL (Wq)

Las aberturas entre el reactor y el separador GSL que posibilitan el paso de las aguas residuales al compartimiento de sedimentación deben ser proyectados de forma de posibilitar lo siguiente:

- La separación de gases antes que el agua residual tenga acceso al sedimentador favoreciendo la sedimentación de los sólidos en su interior. Por tanto para el diseño de las aberturas se debe prever una superposición con el deflector de gases de forma de garantizar la correcta separación de los mismos.

- La retención de los sólidos en el compartimiento de digestión manteniendo las velocidades en las aberturas por debajo de las recomendadas en la.
- El retorno de los sólidos sedimentados en el decantador al compartimiento de digestión el cual se garantiza a partir de una adecuada inclinación de las paredes del decantador y los deflectores de gases y también manteniendo las velocidades a través de las aberturas.

Según el Ancho de la abertura entre el reactor y entre separadores de GSL es:

$$Wq = \frac{A(\text{libre})}{Lr} \quad (3.30)$$

Donde:

Wq	:Ancho de las aberturas, entre el reactor y entre separadores de GSL (m)
$A_{(\text{libre})}$:Área Libre (m ²)
Lr	:Longitud del reactor (m)

3.16.12.3. Traslape vertical del deflector

Los deflectores permiten la separación del biogás y permiten que el líquido y los sólidos entren al compartimiento de sedimentación. Estos deflectores deben tener un traslape mínimo de 10 a 15 cm. en relación a la abertura del decantador. Por tanto se asume un traslape vertical del deflector igual a 0,10 m.

3.16.13.4. Altura de la campana (hg)

La altura del colector de gas debe estar comprendido entre 1,5 a 2 m para reactores de 4 a 7 m de profundidad.

3.16.13.5. Ancho de los la dos de la campana (Wg)

La inclinación de las paredes del separador GSL es necesaria para crear una superficie sobre la cual los sólidos puedan sedimentar y deslizarse hacia el fondo (zona de digestión).

$$\frac{1}{2} * Wg = \frac{hg}{\tan \alpha} \quad (3.31)$$

Donde:

- Wg :Ancho de los lados de la campana (m)
 hg :Altura de la campana (m)
 α :Angulo de inclinación con la horizontal
 de la campana (40 – 60°)

3.16.13.6. Área de la superficie húmeda (As)

Las superficies inclinadas de las campanas separadoras actúan como sedimentadores. La verificación de las tasas de aplicación de carga superficial y los tiempos de retención hidráulica en el compartimiento de sedimentación se realiza de acuerdo con la siguiente tabla:

TABLA 3.18. Carga de aplicación superficial y tiempos de retención hidráulica en el Comportamiento de sedimentación.

<i>Caudal de la fuente</i>	<i>Velocidad de Aplicación Superficial (m/h)</i>	<i>Tiempo de Retención Hidráulica (h)</i>
<i>Caudal Medio</i>	0,6 – 0,8	1,5 - 2,0
<i>Caudal Máximo</i>	< 1,2	> 1,0
<i>Picos Temporarios *</i>	<1,6	>0,6

(*) Caudales pico con duración entre 2 y 4 horas

Fuente: (Adaptado de Lettinga & Hulshoff Pol (1995))

$$As = \frac{Q}{Vs} \quad Ws = \frac{As}{Lr}$$

Donde:

- As :Área superficial húmeda (m²)
 Lr :Longitud del reactor (m)
 Ws :Ancho de la superficie húmeda (m)
 Q :Caudal medio o máximo (m³/h)
 V :Velocidad de Aplicación Superficial (m/h)

3.17. DETERMINACIÓN DE LA CONCENTRACIÓN DEL EFLUENTE

A partir de ajustes realizados a los resultados obtenidos de cinco reactores en funcionamiento se obtuvieron curvas de eficiencia las ecuaciones que permiten estimar las eficiencias de reactores UASB tratando aguas residuales domesticas en función del tiempo de retención hidráulica, para parámetros de DQO y DBO respectivamente se presentan a continuación:

3.17.1. Concentración de DBO en el efluente

$$EDBO = 100 * (1 - 0,70 * TRH^{-0,50}) \quad SDBO = S_o - \frac{EDBO * S_o}{100}$$

Donde:

- EDBO : Eficiencia de remoción de DBO (%)
- SDBO : Concentración de DBO en el efluente final (mg/l)
- So : Concentración de DBO en el afluente (mg/l)
- THR : Tiempo de retención hidráulica (hr)

3.17.2. Concentración de DQO en el efluente

$$EDQO = 100 * (1 - 0,68 * TRH^{-0,35}) \quad SDQO = S_o - \frac{EDQO * S_o}{100}$$

Donde:

- EDQO : Eficiencia de remoción de DBQ (%)
- SDQO : Concentración de DQO en el efluente final (mg/l)
- So : Concentración de DQO en el afluente (mg/l)
- THR : Tiempo de retención hidráulica (hr)

3.17.3. Concentración de sólidos en el efluente final

Depende de una serie de factores entre los cuales se pueden destacar:

- La concentración de las características de sedimentabilidad de lodo presente en el reactor.
- La frecuencia del descarte de lodo a una altura del lecho de lodo en el reactor.
- Las velocidades en las aberturas para el decantador.
- La existencia de retención de espuma en el compartimiento de decantación.
- La eficiencia del separador de gases, sólidos y líquidos.

- Las tasas de aplicación y los tiempos de retención hidráulica en los compartimientos de digestión y de decantación.

Se puede observar que las concentraciones de sólidos en el efluente son afectados de forma significativa por el tiempo de retención hidráulica en el sistema los cuales varían entre 20 a 100 mg / l. De la misma forma para el DQO que para el DBO se resalta las limitaciones de la expresión debido al número bastante reducido de datos utilizados para la determinación de las constantes empíricas y también de los grandes desvíos observados entre los datos.

$$SS = \frac{250}{THR} + 10 \quad (3.32)$$

Dónde:

SS	: Concentración de sólidos en suspensión en el efluente (mg/l)
THR	: Tiempo de retención hidráulica (hr)
250	: Constante empírica
10	: Constante empírica

3.17.4. Sistema de descarte de lodos

Se refiere a la extracción periódica de lodo en exceso dentro del reactor posibilitando también la retirada de material inerte que eventualmente se vaya acumulando en el fondo del reactor. Deben ser previstos por lo menos dos puntos de descarte de lodos uno junto al fondo del reactor y el otro a aproximadamente 1 a 1,5 m encima del fondo (dependiendo de la altura del compartimiento de digestión) con el objetivo de proporcionar mayor flexibilidad operacional. Se recomienda un diámetro mínimo de 100 mm para los tubos de descarte de lodos.

3.17.5. Producción de lodos

La producción de lodos puede ser calculada por la siguiente ecuación:

$$P_{\text{lodo}} = Y * DQO_{\text{aplica}} \quad (3.33)$$

Donde:

P_{lodo}	: Producción de lodos (Kg SST/día)
Y	: Coeficiente de Producción de lodos (Kg SST / kg DQO _{aplica})
DQO _{aplica}	:Masa de DQO removida (kg DQO / día)

El coeficiente de producción de lodos (Y), para el tratamiento de aguas residuales domesticas varia de 0,1 a 0,2 (Kg SST / kg DQO_{aplica}).

Debido al caudal elevado de funcionamiento y por razones de mantenimiento se decidió dimensionar 2 módulos se realizara con $\frac{1}{2}$ (la mitad del área requerida (que corresponde a la $\frac{1}{2} Q$))

3.18. VENTAJAS Y DESVENTAJAS REACTOR UASB

3.18.1. Las principales ventajas

- Sistema compacto utilizando un área de superficie pequeña.
- Prácticamente no se requiere ningún equipo en el proceso anaeróbico con costos bajos de construcción y operación.
- Se produce poco lodo en exceso.
- El lodo en exceso tiene una buena concentración (aproximadamente 5 a 6 por ciento) con buenas características de secado no se requieren aparatos de calefacción en climas cálidos (como el de Brasil o como nuestro departamento).

3.18.2. Las principales desventajas

- Posibilidad de malos olores particularmente en el caso de un mal diseño o fallas operacionales ya que éste es un proceso con un alto potencial de generación de H₂S.
- Baja capacidad para recibir cargas tóxicas (por lo general no es el caso para las aguas de alcantarilla domésticas).
- El arranque requiere inoculación simiente.
- Eficiencia limitada según los parámetros de diseño: aproximadamente 45 por ciento a 70 por ciento para la eliminación de demanda química de oxígeno (DQO) y 55 por ciento a 75 por ciento para la eliminación de demanda biológica de oxígeno (DBO).

- La concentración del efluente de DBO siempre es por encima de 60 mg/l, hasta 120 mg/l.
- La concentración del efluente de sólidos suspendidos totales (SST) entre 40 y 80 mg/L, menos de un orden logarítmico para la eliminación de coliforme fecal (CF), prácticamente ninguna eficiencia para la eliminación de nitrógeno (N) y fósforo (P).
- Por lo general el efluente tratado no cumple con las normas legales.

3.18.3. Humedales de flujo subsuperficial (sfs)

Los sistemas de flujo subsuperficial (conocidos en inglés como Subsurface Flow Constructed Wetlands), se caracterizan por que la circulación del agua en los mismos se realiza a través de un medio granular (subterráneo) con una profundidad de agua cercana a los 60 cm. La vegetación se planta en este medio granular y el agua está en contacto con los rizomas y raíces de las plantas. Los humedales de flujo subsuperficial pueden ser de dos tipos en función de la forma de aplicación de agua al sistema: (a) humedales de flujo sub superficial horizontal y (b) humedales de flujo subsuperficial vertical.

Para humedales SFS la porosidad varía con el tipo de relleno usado de acuerdo al siguiente cuadro y puede ser medida por los procedimientos ya estipulados. En cuanto a la constante de temperatura y el área superficial del humedal, se pueden calcular mediante las siguientes ecuaciones:

$$K_T = 1,104 * 1,06^{T-20} \quad (3.34)$$

$$A_s = \frac{Q * \ln\left(\frac{C_o}{C_e}\right)}{K_t * Y * n} \quad (3.34.1)$$

Donde:

K_t	: Constante de temperatura del agua (d ⁻¹)
T	: Temperatura del agua (°C)
A_s	: Área superficial del humedal (m ²)
Q	: Caudal promedio a través del humedal (m ³ /día)
C_e	: Concentración de DBO en el efluente (mg/l)
C_o	: Concentración de DBO en el afluente (mg/l)
Y	: Profundidad del agua en el humedal
n	: Porosidad del medio granular de humedal (m ²)

TABLA 3.19. Características típicas de los medios para humedales SFS

Tipo de material	Tamaño efectivo D_{10} (mm)	Porosidad, n (%)	Conductividad hidráulica ($m^3/m^2/d$)
Normal gruesa	2	28 – 32	100 – 1000
Arena gravosa	8	30 – 35	500 – 5000
Grava fina	16	35 – 38	1000- 10000
Grava media	32	36 – 40	10000 – 50000
Roca gruesa	128	38 - 45	50000 - 250000

Fuente: (Depuración de aguas residuales por medio de humedales artificiales delgadillo, Camacho, F. Pérez, & Andrade, 2010).

3.18.4. Diseño hidráulico

En teoría grandes relaciones largo: ancho 10:1 o mayores asegurarían un flujo a pistón pero tienen el inconveniente de que en la parte alta se desbordan debido al incremento en la resistencia al flujo causado por la acumulación de residuos de vegetación principalmente en sistemas FWS, por tanto, relaciones de 1:1 hasta aproximadamente 3:1 o 4:1 son aceptables.

La ley de Darcy no es estrictamente aplicable a los humedales de flujo subsuperficial dadas las limitaciones físicas en el actual sistema. Este asume condiciones de flujo laminar pero el flujo turbulento puede darse con gravas muy gruesas cuando el diseño usa un gradiente hidráulico alto. La ley de Darcy también asume que el flujo en el sistema es constante y uniforme pero en la realidad puede variar por la precipitación, evaporación y filtración; así como por los cortocircuitos en el flujo que pueden llegar a presentarse por una desigual porosidad o mala construcción.

$$v = ks * (S) \quad y \quad v = \frac{Q}{W*y}$$

Entonces:

$$Q = ks * Ac * S \quad (3.35)$$

Donde:

Q : Caudal promedio a través del humedal ($m^3/día$)

Ks : Conductividad hidráulica de una unidad de área del humedal perpendicular a la

dirección del flujo ($m^3/m^2/día$)

Ac : Área de la sección transversal perpendicular al flujo (m^2)

S : Gradiente hidráulica o pendiente de la superficie del agua en el sistema (m/m)

v : Velocidad de “Darcy”, la velocidad aparente de flujo a través de la totalidad del área de la sección transversal del lecho (m/día)

Sustituyendo y reorganizando los términos es posible desarrollar una ecuación que determine de manera aceptable el ancho mínimo de una celda de humedal SFS que sea compatible con el gradiente hidráulico seleccionado para el diseño, partiendo de:

$$S = \frac{m*y}{L} \quad L = \frac{As}{W} \quad As = W*y$$

Entonces:

$$W = \frac{1}{y} * \left(\frac{Q*As}{m*ks} \right)^{0.5} (3.35.1)$$

Donde:

W : Ancho de una celda de humedad (m)

As : Área superficial del humedal (m^2)

L : Longitud de la celda de humedad

M :Pendiente del fondo del lecho (% expresado como decimal)

y :Profundidad del agua en el humedal (m)

El valor de “m” en la ecuación típica se encuentra entre 5 y 20% de la pérdida de carga potencial. En este caso se aplica la misma recomendando acerca de la no selección de la máxima pérdida de carga disponible. Es realmente recomendable tomar un valor de la conductividad hidráulica efectiva (ks) $\leq 1/3$ y que “m” no sea mayor del 20% para tener un factor de seguridad suficiente contra potenciales atascamientos, efectos de la viscosidad y otras contingencias que pueden llegar a ser desconocidas en el momento del diseño.

Las ecuaciones son válidas cuando el flujo es laminar a lo largo de los espacios vacíos del medio, es decir, cuando el número de Reynolds es menor a 10. El número de Reynolds es función de la velocidad de flujo, del tamaño de los espacios vacíos y de la viscosidad

cinemática del agua. En muchos casos N_R será mucho menor de 1, en cuyo caso el flujo laminar impera y la ley de Darcy es válida. Si el flujo es turbulento, entonces la conductividad hidráulica efectiva será significativamente menor que la predicha por la ley de Darcy.

$$N_R = \frac{v \cdot D}{\mu} \quad L = \frac{As}{W} \quad Ac = W \cdot y$$

Donde:

- N_R : Numero de Reynolds (adimensional)
- v : Velocidad de Darcy (m/s)
- D : Diámetro de los vacios del medio, tomarlo igual al tamaño medio del medio (m)
- μ : Viscosidad cinemática del agua (m²/s)

Es posible usar una relación basada en la ecuación de Ergun, para estimar la conductividad hidráulica cuando se usan gravas gruesas o rocas:

$$k_s = n^{3,7} \quad (3.35.2)$$

Esta ecuación, así como los valores que se encuentran en la literatura son útiles solamente para un diseño preliminar o para estimar un orden de magnitud. El diseño final de un humedal SFS debe basarse en mediciones reales de los dos parámetros, conductividad hidráulica y porosidad.

3.8.5. Tiempo de retención hidráulica en humedales

$$t = \frac{L \cdot W \cdot y \cdot n}{q} \quad (3.36)$$

Donde:

- T : Tiempo de retención hidráulica (día)
- L : Largo de la celda del humedal (m)
- W : Ancho de la celda del humedal (m)
- Y : Profundidad del agua en el humedal (m)
- n : Porosidad, o espacio disponible para el flujo del agua a través

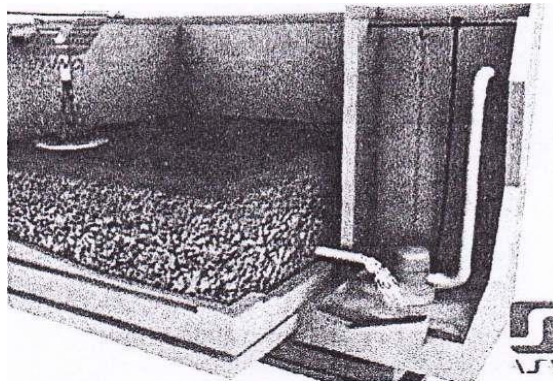
del humedal. La vegetación y los residuos ocupan algún espacio en los humedales tipo FWS, y el medio, raíces y otros sólidos hacen lo mismo en los del tipo SFS.

Q : Caudal promedio a través del humedal ($m^3/día$)

3.18.6. Lechos de secado

Los lechos de secado de lodos se utilizan para deshidratar el lodo digerido extendiéndolo sobre aquellas en una capa de 20 a 25 cm. y dejándolo secar. Una vez seco el lodo se extrae y se le usa como material de relleno o fertilizante.

Lecho de secado de lodos (con estratos de grava y arena)



Fuente: Internet

Los lechos de secado son generalmente el método más simple y económico de deshidratar los lodos estabilizados.

- Para lodo primario digerido de 8 a 12% de sólidos.
- Para lodo digerido en procesos biológicos 6 a 10% de sólidos.

El área de los lechos de secado se determina adoptando una profundidad de aplicación entre 20 y 40 cm y calculando el número de aplicaciones por año. Para tal efecto se deben tener en cuenta los siguientes periodos de operación:

- Periodo de aplicación de 4 a 6 horas.

- Periodos de secado entre 3 a 4 semanas para climas cálidos y 4 a 8 semanas para climas fríos.
- Periodos de remoción de lodo seco entre 1 y 2 semanas efectuada en forma manual.

TABLA 3.20. Requerimiento de área en función del tipo de tratamiento

<i>Tipo de lodo digerido</i>	<i>Kg. Sólidos/ m².año</i>
<i>Primario</i>	120 – 146
<i>Primario y filtros percoladores</i>	90 – 120
<i>Primario y lodos activados</i>	60 - 100

Fuente: (Norma Boliviana NB 689 – Instalaciones de agua- Diseño para sistemas de agua potable (Segunda revisión, Sistemas de abastecimiento de agua), Diciembre 2004).

- Pueden ser construidos de mampostería de hormigón ó de tierra con profundidad útil de 50 a 60 cm y ancho variable entre 3 y 10 m.
- El fondo estará conformado por ladrillos separados entre 2 y 3 cm, colocados sobre el medio filtrante que es una capa de arena de 15 cm con tamaño efectivo de 0,3 a 1,3 mm y coeficiente de uniformidad menor a 5.
- Debajo de la arena se colocará un estrato de grava graduada entre 1,6 y 50 mm, de 30 a 40 cm de espesor.
- El drenaje estará conformado por tuberías de 100 mm diámetros instaladas debajo de la grava.

3.18.6.1. Volumen de lodo fresco

$$V = Pf * C * Td \quad (3.37)$$

Donde:

- V : Volumen de lodo fresco (m³)
 Pf : Población Futura (hab)
 C : Contribución Per cápita (m³/hab/día)
 Td : Tiempo de digestión (Acumulación o secado) (día)

3.18.6.2. Volumen de lodos a secar

$$V_{\text{seco}} = \text{Pl} * V \quad (3.38)$$

Donde:

- V_{seco} : Volumen de lodos a secar (m^3)
 Pl : Porcentaje de aplicación de lodo (%)
 V : Volumen de lodo fresco (m^3)

3.18.6.3. Área del lecho de secado

$$A = \frac{V_{\text{seco}}}{Hq} \quad (3.39)$$

Donde:

- A : Área del lecho de secado (m^2)
 V_{seco} : Porcentaje de aplicación de lodo (%)
 Hq : Profundidad de aplicación (m)

3.18.6.4. Dimensiones del lecho de secado

$$A = B * L \quad \frac{L}{B} = R(L/B)$$

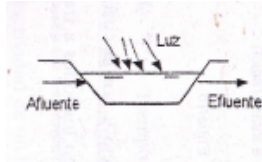
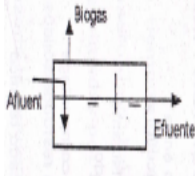
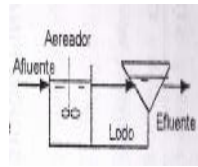
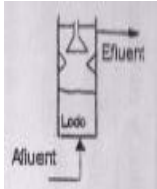
Donde:

- A : Área del lecho de secado (m^2)
 B : Ancho del lecho de secado de lodo (m)
 L : Largo del lecho de secado de lodo (m)
 $R(L/B)$: Relación largo/ ancho

3.19. COMPARACIÓN DEL REACTOR UASB CON OTROS SISTEMAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

El reactor UASB ha demostrado ser más eficiente que otros sistemas de tratamiento de aguas residuales Lettinga & Van Haandel (1998), por eso se elabora la siguiente cuadro comparativo con los distintos sistemas de tratamiento con respecto al reactor UASB.

TABLA3.19. Eficiencia de sistemas de tratamiento.

	Laguna de Estabilización	Tanque Séptico	Lodo Activado	UASB
				
<i>Desempeño (% de rem)</i>	**	-	***	*
<i>Sólidos Suspendidos</i>	90	50	>95	
<i>Materia Orgánica</i>	90	50	>98	
<i>Nutrientes</i>	20	20	>95	
<i>Patógenos</i>	99	90	>96	
<i>Costo</i>	**	-	-	***
<i>Construcción bs/hab</i>	75	300	150	45
<i>Mantenimiento bs/hab/año</i>	6	15	15	6
<i>Tamaño</i>	-	-	**	***
<i>Profundidad</i>	1	2	4	5
<i>Área (m²/hab)</i>	3	0.2	0.03	0.01
<i>Estabilidad</i>	**	**	-	**
<i>Simplicidad</i>	***	***	-	***
<i>Inconvenientes</i>	Olor Insectos Visibilidad Expropiación	Olor Mantenimiento Efluente	Lodo	Olor

FUENTE: Van Haandel (1998)

(* Dentro de los parámetros; (**) Buena; (***) Muy buena

CAPITULO IV

4. INGENIERÍA DEL PROYECTO

4.1. METODOLOGÍA

La metodología que se empleo en el diseño del reactor UASB y el sistema de alcantarillado sanitario de aguas residuales de los barrios Progreso y Santa Cecilia fue la siguiente:

4.1.1. Inspección zona de proyecto

Lo primero fue el reconocimiento del terreno y el área para el cuál será diseñado el reactor UASB, se hizo el levantamiento topográfico de los dos barrios en estudio para verificar la existencia de pendientes llanas o empinadas y el punto o zona donde será emplazado el reactor.

4.1.2. Recopilación de información

La información que se tiene de la zona se la obtuvo:

- Del Instituto Geográfico Militar IGM, se obtuvo las coordenadas del BM existente en la Av. Internacional y calle progreso cuyo punto es (X= 19526541,968 y en Y=8780932,204)
- Información socioeconómica del lugar (INE, Municipio, Fejuve).
- Datos Hidrológicos (Estación Meteorológica de AASANA Cobija).

4.1.3. Trabajo de campo

- Usos del recurso hídrico (Visitas de campo y obtencion de muestra).
- Usos del recurso suelo en el área de trabajo (Visitas de campo y obtencion de muestra).
- Condiciones de accesibilidad al lugar (Visitas de Campo).
- Aéreas pobladas y su caracterización (Visitas de Campo e INE).

4.1.4. Trabajo de gabinete

Diseño del Sistema de Alcantarillado

- Calculo de la Población de Diseño.
- Calculo de la Dotación.
- Determinación de Caudal de Diseño.
- Diseño de la Red.
- Diseño del planta de tratamiento - reactores UASB.

4.1.5. Estudio topográfico

Los trabajos topográficos a diseño deben satisfacer y regirse bajo la Norma Boliviana NB 688. Todo trabajo de topografía se inicio con la referencia a un Bench Mark (BM) del Instituto Geográfico Militar.

Realizando respectivamente el control vertical es decir la línea de control de pendiente y el control horizontal es decir el de alineamiento, obteniendo de esta forma:

- Cota del terreno
- Cota de solera
- Cota en la clave
- Pendiente
- Secciones transversales

Aprobado dichos valores podrá realizarse la excavación de la zanja, a partir de lo obtenido contaremos con puntos de referencia, distancias y profundidades para el cálculo de volumen de excavaciones.

Para el proyecto se realizo el levantamiento topográfico con la estación total Leica TC-405 proporcionado por la Universidad Amazónica de Pando área de Ciencias y Tecnología, obteniendo la planilla de datos crudos para su posterior procesamiento en software de AutoDesk Land, que se encuentran en el Anexo C.

4.1.6. Estudio geotécnico

No se cuenta con la información geotécnica del lugar en estudio y se procedió a realizar el estudio de suelos. Siguiendo el trazado de la red agua y/o alcantarillado sanitario ya existente

en la zona para luego tomar muestras de suelo que fueron sometidas a ensayos de identificación en laboratorio y con un perfil estratigráfico.

Para de esta forma obtener y determinar la agresividad del suelo, con indicadores de pH, conductividad, sulfatos y cloruros. La percolación y capacidad de absorción del terreno. En los sondeos se detecto la presencia de agua subterránea.

En el presente trabajo se realizo el estudio de suelos en el SEDCAM Pando y los resultados están en Anexo D.

4.1.7 Estudio hidrológico

La información hidrológica, su precipitación, su movimiento sobre y debajo de la superficie del suelo, su evaporación, y transpiración desde la tierra, agua y plantas, y su subsecuente condensación y precipitación. Se utilizo la información necesaria de ASSANA Cobija de la precipitación anual para tener la intensidad de lluvia en el transcurso de los últimos 5 años. Estos datos se encuentran en el capítulo I.

4.2 DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO

4.2.1 Cálculo de la población de diseño

a) Población actual

Se determinó la población total beneficiada con el proyecto tomando en cuenta las familias asentadas en el lugar que se resume en la siguiente tabla 4.1.

TABLA 4.1 Tabla de Población

<i>Descripción</i>	<i>Cantidad</i>	<i>Unidad</i>
<i>Número de viviendas</i>	282	viviendas
<i>Número de habitantes por vivienda</i>	5	habitantes
<i>Población actual</i>	1412	habitantes
<i>Población beneficiada futura (20 años)</i>	5317	habitantes

Fuente: *Elaboración propia, (2012)*

b) Población futura

La población futura se calculo mediante el método aritmético, geométrico y exponencial, según la Norma NB 689. Según los datos obtenidos del I.N.E. (Instituto Nacional de Estadística censo 2012) de acuerdo a los barrios en estudio, la tasa o índice de crecimiento del departamento es de 6.63%. El período de diseño para el reactor y la planta de tratamiento es de 20 años, esto de acuerdo a la Norma NB 689.

Para el cálculo de la población futura por los tres métodos se utilizo los siguientes datos.

TABLA 4.2 Población inicial, índice de crecimiento y periodo de diseño

Población inicial	Po	1412	habitantes
Índice de crecimiento	i	6.63	%
Periodo de diseño	t	20	año

Fuente: *Elaboración propia, (2012)*

TABLA 4.3 Métodos para el cálculo de población futura

Metodo	Formula	Resultado
Metodo Aritmético	$P_f = P_o (1 + i \cdot t)$	3385 habitantes
Metodo Geométrico	$P_f = P_o (1 + i)^t$	5099 habitantes
Metodo Exponencial	$P_f = P_o \cdot e^{(i \cdot t / 100)}$	5317 habitantes

Fuente: *Elaboración propia, (2012)*

Como se muestra en el cuadro anterior con la fórmula del método exponencial se obtiene la mayor población que es de 5317 habitantes. Esta población será con la que se trabaje para los cálculos posteriores y será tomada como población de diseño.

4.2.2. Calculo de la dotación de agua

a) Demanda actual de agua

Según el censo realizado por Epsa-Cobija, (2012) y con datos que se recabaron de los presidentes de los barrios Progreso y Santa Cecilia, y la verificación de dichos datos casa por casa en los barrios que se beneficiaran se tiene 282 viviendas que están conectadas casi en su

totalidad al sistema de agua potable, de los cuales el 85% corresponde a instalaciones domiciliarias.

Se realizó una serie de preguntas para conocer las características sobre el uso del agua y los hábitos de consumo que se presenta en la población, y de acuerdo a esto se ha realizado un análisis para determinar el consumo doméstico.

TABLA 4.4 Dotación familiar considerando un promedio de 5 habitantes

<i>Actividad</i>	<i>Cantidad en (l/hab/día)</i>
<i>Lavado de platos</i>	20
<i>Cocina</i>	30
<i>Lavado de ropa</i>	30
<i>Ingesta</i>	20
Total	100

Fuente: NB 688, (2007)

TABLA 4.5 Dotación individual

<i>Actividad</i>	<i>Cantidad en (l/hab/día)</i>
<i>Disponibilidad sanitaria</i>	20
<i>Aseo personal</i>	30
Total	50

Fuente: NB 688, (2007)

TABLA 4.6 Dotación per cápita

<i>Actividad</i>	<i>Cantidad en (l/hab/día)</i>
<i>Dotación familiar</i>	100
<i>Dotación individual</i>	50
Total	150

Fuente: NB 688, (2007)

Por tanto el consumo estimado por habitante para la comunidad es de 150 litros/día. Según la norma NB 688, Tabla 2.4- Dotación Media (l/hab/día) pág. 45, para las poblaciones de los llanos y en un rango de población de 5001 a 20000 habitantes la dotación debería estar comprendida entre 120 a 180 (l/hab/día). Considerando los aspectos sociales y a las temperaturas elevadas en el departamento se ha adoptado como dotación media inicial de 150 (l/hab/día), para los dos barrios en estudio.

b) Dotación futura

La dotación media diaria puede incrementarse de acuerdo a los factores que afectan el consumo y se justifica por el mayor hábito en el uso de agua y por la disponibilidad de la misma. Por lo que se debe considerar en el proyecto una dotación futura para el periodo de diseño la misma que se utilizó para la estimación de los caudales de diseño. La dotación futura será calculada con un incremento anual entre el 0,5% y el 2% de la dotación media diaria, aplicando la fórmula del método geométrico.

$$Df = Do * (1 + \frac{d}{100})^t \quad (4.1)$$

Donde:

		Datos
Df:	Dotación futura en (l/hab/día)	Df = (l/hab/día)
Do:	Dotación Inicial en (l/hab/día)	D ₀ = 150 (l/hab/día)
d:	Variación Anual de la dotación en (%) varía de (0,50 % - 2%)	d = 0.7 (%)
t =	Número de años de estudio en (años)	t = 20 años

Calculando y reemplazando los valores:

$$Df = 150 * (1 + \frac{0.70}{100})^{20}$$

$$Df = 172.47 \approx 180 \text{ (l/hab/día)}$$

Por lo tanto de acuerdo al resultado se tiene una dotación futura de 180 (l/hab/día) para los demás cálculos del proyecto.

4.2.3. Determinación del caudal de diseño

a) Caudal medio diario (Q_m)

$$Q_m = \frac{Pf * Dot * Cr}{86400} \quad (4.2)$$

Donde:

Datos

Q_m : Caudal medio diario (l/s)

$Q_m = ?$ (l/s)

P_f : Población futura (hab)

$P_f = 5317$ (habitantes)

C_r : Coeficiente de retorno (%)

$C_r = 70$ (%)

Dot: Dotación futura de agua potable en (l/hab/día)

Dot = 180 (l/hab/día)

$$Q_m = \frac{5317 * 180 * 0.70}{86400}$$

$$Q_m = 7.75 \text{ (l/s)}$$

b) Determinación del caudal máximo horario (Q_{max})

b.1 Coeficiente de punta (M)

$$M = K_1 * K_2 \text{ (4.3)}$$

Donde:

Datos:

M: Coeficiente de punta

M =

K_1 : Coeficiente de máximo caudal diario 1,2 a 1,5

$K_1 = 1.3$

K_2 : Coeficiente de máximo caudal diario 1,5 a 2,2

$K_2 = 2.0$

$$M = 1.3 * 2.0$$

$$M = 2.6$$

b.2 Caudal máximo

$$Q_{max} = M * Q_m \text{ (4.4)}$$

Donde:

Datos:

Q_{max} : Caudal máximo (l/s)

$Q_{max} = ?$

M : Coeficiente de punta

M = 2.6

Q_m : Caudal medio diario (l/s)

$Q_m = 7.75$ (l/s)

$$Q_{max} = 2.6 * 7.75$$

$$Q_{\max} = 20.15 \text{ (l/s)}$$

c) Caudal por conexiones erradas (Q_e)

$$Q_e = C_e * Q_{\max} (4.5)$$

Donde:

Q_e : Caudal por conexiones erradas (l/s)

C_e : Coeficiente de conexiones erradas (5% al 10%)

Q_{\max} : Caudal máximo (l/s)

Datos:

$Q_e = ?$

$C_e = 10\%$ (l/s)

$Q_{\max} = 20.15$ (l/s)

$$Q_e = 0.10 * 20.15 \text{ (l/s)}$$

$$Q_e = 2 \text{ (l/s)}$$

d) Caudal por infiltración (Q_i)

$$Q_i = C_i * L_{\text{tubería}} (4.6)$$

Donde:

Q_i : Caudal por infiltración (l/s)

C_i : Coeficiente de infiltración (l/s/m)

$L_{\text{tubería}}$: Longitud total de la tubería (m)

Se asumirá un coeficiente de infiltración (C_i) de 0,00005 (l/s/m), de acuerdo a la tabla 2.5- de la NB 688

e) Caudal de diseño (Q_d)

$$Q_d = Q_{\max} + Q_i + Q_e + Q_c + Q_{ip} + Q_{ind} (4.7)$$

Donde:

Q_d : Caudal de diseño (l/s)

Q_{\max} : Caudal máximo horario (l/s)

Q_i : Caudal por infiltración (l/s)

Q_e : Caudal por conexiones erradas (l/s)

Q_c : Caudal de aguas comerciales (l/s)

Q_{ip} : Caudal de instituciones públicas (l/s)

Q_{ind} : Caudal de industrias (l/s)

Finalmente se tiene el caudal de diseño que viene a ser el caudal máximo y se le adiciona los caudales de infiltración y por conexiones erradas. También a este caudal de diseño se deberá incrementar los caudales de instituciones públicas, comerciales e industriales.

Todos estos valores que se calculan para cada tramo, de cámara a cámara, se muestran claramente en la planilla de cálculo hidráulico en Excel, en el Anexo E.

4.2.4. Consideraciones de diseño según la norma boliviana NB 688

a) Velocidad mínima

Las alcantarillas se proyectaron con pendientes que aseguren una velocidad mínima de 0,6 m/s a tubo lleno.

b) Velocidad máxima

Para evitar daños por abrasión en las alcantarillas la velocidad máxima es de 5 m/s a tubo lleno.

c) Tensión tractiva mínima

La tensión tractiva mínima (τ_{\min}) para los sistemas de alcantarillado sanitario será de 1 (Pa). En los tramos iniciales la verificación de la tensión tractiva mínima no debe ser inferior a 0,6 Pa.

d) Pendiente mínima

La pendiente mínima admisible será determinada para garantizar la condición de auto limpieza desde la etapa inicial del proyecto, para una tensión tractiva mínima de 1 (Pa), según la Norma NB 689.

e) Diámetro mínimo

El diámetro mínimo de los colectores de alcantarillado sanitario para el proyecto será de 6" equivalente a (150mm) también se usara de 8" equivalente a (200mm) y de 10" equivalente a (250mm).

f) Caudal mínimo

El valor para cualquier tramo de alcantarilla tiene un valor mínimo de 2 l/s, que corresponde a la descarga de un inodoro.

g) Profundidad mínima

La profundidad mínima de instalación de las tuberías es de 1 m medido desde la clave.

h) Profundidad máxima

La profundidad máxima admisible para la excavación es de 5 m.

i) Ancho de zanja

Dimensiones de zanja recomendadas por la norma N.B. 688, según la tabla 2.13 en la pág. 62

TABLA 4.7 Ancho de zanja

<i>Profundidad de excavación</i>						
<i>Diámetro (mm)</i>	<i>De 0 a 2 m</i>		<i>De 2 a 4 m</i>		<i>De 4 a 5 m</i>	
<i>Ancho de zanja (m)</i>						
	<i>s/entibado</i>	<i>s/entibado</i>	<i>s/entibado</i>	<i>s/entibado</i>	<i>s/entibado</i>	<i>s/entibado</i>
<i>100</i>	<i>0.50</i>	<i>0.60</i>	<i>0.65</i>	<i>0.75</i>	<i>0.75</i>	<i>0.95</i>
<i>150</i>	<i>0.60</i>	<i>0.70</i>	<i>0.70</i>	<i>0.80</i>	<i>0.80</i>	<i>1.00</i>
<i>200</i>	<i>0.65</i>	<i>0.75</i>	<i>0.75</i>	<i>0.85</i>	<i>0.85</i>	<i>1.05</i>
<i>250</i>	<i>0.70</i>	<i>0.80</i>	<i>0.80</i>	<i>0.90</i>	<i>0.90</i>	<i>1.10</i>
<i>300</i>	<i>0.80</i>	<i>0.90</i>	<i>0.90</i>	<i>1.00</i>	<i>1.00</i>	<i>1.20</i>
<i>400</i>	<i>0.90</i>	<i>1.00</i>	<i>1.00</i>	<i>1.10</i>	<i>1.10</i>	<i>1.30</i>
<i>450</i>	<i>0.95</i>	<i>1.05</i>	<i>1.05</i>	<i>1.15</i>	<i>1.15</i>	<i>1.35</i>
<i>500</i>	<i>1.00</i>	<i>1.10</i>	<i>1.10</i>	<i>1.20</i>	<i>1.20</i>	<i>1.40</i>
<i>550</i>	<i>1.10</i>	<i>1.20</i>	<i>1.20</i>	<i>1.30</i>	<i>1.30</i>	<i>1.50</i>
<i>600</i>	<i>1.15</i>	<i>1.25</i>	<i>1.25</i>	<i>1.40</i>	<i>1.35</i>	<i>1.60</i>
<i>700</i>	<i>1.25</i>	<i>1.35</i>	<i>1.35</i>	<i>1.50</i>	<i>1.45</i>	<i>1.70</i>
<i>800</i>	<i>1.35</i>	<i>1.45</i>	<i>1.45</i>	<i>1.60</i>	<i>1.55</i>	<i>1.80</i>
<i>900</i>	<i>1.50</i>	<i>1.60</i>	<i>1.60</i>	<i>1.75</i>	<i>1.70</i>	<i>1.95</i>
<i>1000</i>	<i>1.60</i>	<i>1.70</i>	<i>1.70</i>	<i>1.80</i>	<i>1.80</i>	<i>2.05</i>

Fuente: Norma NB 688, (2007)

4.2.5. Análisis hidráulico

El cálculo se ha realizado de acuerdo al plano topográfico, donde todas las cámaras están enumeradas y con sus respectivas cotas terreno, en Anexo I planos en el cual se puede observar toda la red de alcantarillado sanitario.

Para el cálculo hidráulico se utilizó una *planilla de cálculo en Excel*, los resultados obtenidos se encuentran plasmados en los planos de diseño de la red del sistema de alcantarillado sanitario, el cual se encuentra en el Anexo E.

4.3. Tratamiento y disposición de aguas residuales

Para el tratamiento del agua residual la aplicación de la biotecnología anaerobia puede ser considerada como reciente pues bien ha sido utilizado de forma sistemática, hace poco más

de cien años, (Van Haandel, 1999). Sin embargo recientes desarrollos han demostrado que los procesos anaerobios, son una alternativa económicamente atractiva para el tratamiento de diferentes tipos de agua residual, industrial y agua residual domestica en zonas semi-tropicales y tropicales.

4.3.1. Determinación de caudales

a) Caudal máximo diario (Q_{maxd})

$$Q_{maxd} = k_1 * Q_m(4.8)$$

Donde:

Q_{maxd} =	Caudal máximo diario (l/s)	$Q_{maxd} =$	(l/s)
K_1 =	Coefficiente de máximo caudal diario	$K_1 =$	1,3
Q_m =	Caudal medio diario (l/s)	$Q_m =$	7,75 (l/s)

$$Q_{maxd} = 1.3 * 7,75 (l/s)$$

$$Q_{maxd} = 10.07 (l/s)$$

b) Caudal máximo horario (Q_{maxh})

$$Q_{maxh} = M * Q_m(4.9)$$

Donde:

Q_{maxh} =	Caudal máximo horario (l/s)	$Q_{maxd} = ?$	(l/s)
$M =$	Coefficiente de punta $K_1 * K_2$	$M =$	2,6
Q_m =	Caudal medio diario (l/s)	$Q_m =$	7,75 (l/s)

$$Q_{maxh} = 2.6 * 7.75 (l/s)$$

$$Q_{maxh} = 20,15 (l/s)$$

c) Caudal por infiltración (Q_i)

$$Q_i = C_i * L_{tuberia} \quad (4.10)$$

Donde:

Q_i : Caudal por infiltración (l/s)	$Q_i =$ (l/s)
C_i : Coeficiente de infiltración (l/s/m)	$C_i = 0.00005$ (l/s/m)
$L_{tuberia}$: Longitud total de la tubería (m)	$L_{tuberia} = 1994$ (m)

Se asumirá un coeficiente de infiltración (C_i) de 0.00005 (l/s/m), esto de acuerdo a la Norma NB 688. La longitud de la tubería deberá ser calculada para cada tramo de acuerdo al plano topográfico.

$$Q_i = 0.00005 \text{ (l/s/m)} * 1994 \text{ (m)}$$

$$Q_i = \mathbf{0.01 \text{ (l/s)}}$$

d) Caudales de diseño para unidades de tratamiento de la U.A.S.B

Los caudales que se detallan a continuación se utilizarán para dimensionar los componentes de la planta de tratamiento.

e) Caudal medio de diseño

$$Q_{\text{mdis}} = Q_m + Q_i + Q_e \quad (4.11)$$

Donde:

$$Q_{\text{mdis}} : \text{Caudal medio de diseño (l/s)} \quad Q_{\text{mdis}} = \text{(l/s)}$$

$$Q_m : \text{Caudal medio (l/s)} \quad Q_m = 7,75 \text{ (l/s)}$$

$$Q_i : \text{Caudal por infiltración (l/s)} \quad Q_i = 0.01 \text{ (l/s)}$$

$$Q_e : \text{Caudal de conexiones erradas (l/s)} \quad Q_e = 2 \text{ (l/s)}$$

$$Q_{\text{mdis}} = 7.75 \text{ (l/s)} + 0.01 \text{ (l/s)} + 2 \text{ (l/s)}$$

$$Q_{\text{mdis}} = \mathbf{9.76 \text{ (l/s)}}$$

f) Caudal máximo diario de diseño

$$Q_{\text{maxddis}} = Q_{\text{maxd}} + Q_i + Q_e \quad (4.12)$$

Donde:

$$Q_{\text{maxddis}} : \text{Caudal máximo diario de diseño (l/s)} \quad Q_{\text{maxddis}} = \text{(l/s)}$$

$$Q_{\text{maxd}} : \text{Caudal máximo de diario (l/s)} \quad Q_{\text{maxd}} = 10 \text{ (l/s)}$$

$$Q_i : \text{Caudal por infiltración (l/s)} \quad Q_i = 0.01 \text{ (l/s)}$$

$$Q_e : \text{Caudal de conexiones erradas (l/s)} \quad Q_e = 2 \text{ (l/s)}$$

$$Q_{\text{maxddis}} = 10 \text{ (l/s)} + 0.01 \text{ (l/s)} + 2 \text{ (l/s)}$$

$$Q_{\text{maxddis}} = \mathbf{12.01 \text{ (l/s)}}$$

g) Caudal máximo horario de diseño

$$Q_{\text{maxhdis}} = Q_{\text{maxh}} + Q_i + Q_e \quad (4.13)$$

Donde:

Q_{maxhdis} : Caudal máximo diario de diseño (l/s) $Q_{\text{maxhdis}} =$ (l/s)

Q_{maxh} : Caudal máximo de diario (l/s) $Q_{\text{maxh}} = 20,15$ (l/s)

Q_i : Caudal por infiltración (l/s) $Q_i = 0.01$ (l/s)

Q_e : Caudal de conexiones erradas (l/s) $Q_e = 2$ (l/s)

$$Q_{\text{maxhdis}} = 20.15 \text{ (l/s)} + 0.01 \text{ (l/s)} + 2 \text{ (l/s)}$$

$$Q_{\text{maxhdis}} = \mathbf{22.16 \text{ (l/s)}}$$

4.3.2. Características de las aguas residuales

En la actualidad los barrios en estudio cuentan con una cámara séptica de donde se pudo realizar la recolección de aguas residuales, para su análisis al Laboratorio de Aguas Saneamiento Ambiental Facultad de Ciencias y Tecnología en la Universidad Mayor de San Simón de la ciudad de Cochabamba. Los resultados muestran que se encuentran fuera de los parámetros admisibles por la ley 1333 de medio ambiente. La composición típica del agua residual domestica, Metcalf & Eddy, 1995, el cual nos da un rango de valores de concentración bajo, medio y alto.

TABLA 4.8 Composición típica del agua residual domestica

		<i>Concentraciones</i>		
<i>Contaminantes</i>	<i>Unidades</i>	<i>Débil</i>	<i>Media</i>	<i>Fuerte</i>
Sólidos totales (ST)	mg/l	350	720	1200
Sólidos disueltos totales (SDT)	mg/l	250	500	850
Sólidos disueltos fijos	mg/l	145	300	525
Sólidos disueltos volátiles	mg/l	105	200	325
Sólidos suspendidos (SS)	mg/l	100	220	350
Sólidos suspendidos fijos	mg/l	20	55	75
Sólidos suspendidos volátiles	mg/l	80	165	275
Sólidos sedimentables	mg/l	5	10	20
DBO ₅ (20°C*)	mgO ₂ /l	110	220	400
DQO	mgO ₂ /l	250	500	1000
Nitrógeno (total en la forma N)	mg/l	20	40	85
Nitrógeno orgánico	mg/l	8	15	35

<i>Nitrógeno amoniacal</i>	<i>mg/l</i>	<i>12</i>	<i>25</i>	<i>50</i>
<i>Nitrógeno de nitritos</i>	<i>mg/l</i>	<i>0</i>	<i>0</i>	<i>0</i>
<i>Nitrógeno de nitratos</i>	<i>mg/l</i>	<i>0</i>	<i>0</i>	<i>0</i>
<i>Fosforo (total en la forma de P)</i>	<i>mg/l</i>	<i>4</i>	<i>8</i>	<i>15</i>
<i>Cloruros</i>	<i>mg/l</i>	<i>30</i>	<i>50</i>	<i>100</i>
<i>Sulfuros</i>	<i>mg/l</i>	<i>20</i>	<i>30</i>	<i>50</i>
<i>Alcalinidad (como CaCO3)</i>	<i>mg/l</i>	<i>50</i>	<i>100</i>	<i>200</i>
<i>Grasas</i>	<i>mg/l</i>	<i>50</i>	<i>100</i>	<i>150</i>
<i>Coliformes totales</i>	<i>nº/100ml</i>	<i>10⁶-10⁷</i>	<i>10⁷- 10⁸</i>	<i>10⁷-10⁹</i>

(*) demanda bioquímica de oxígeno 5 días, 20°C

Fuente: ingeniería de las aguas residuales- Metcalf And Eddy, 1995 (pag. 125)

De acuerdo a los resultados obtenidos en el estudio de aguas residuales se utilizaran. Por lo tanto para el dimensionamiento de la planta de tratamiento se utilizara los siguientes valores:

TABLA 4.9 Valores de diseño de DBO₅ y DQO

<i>Parámetro</i>	<i>Valor de diseño</i>	<i>Unidad</i>
<i>DBO₅</i>	<i>664</i>	<i>mgO₂/l</i>
<i>DQO</i>	<i>1496</i>	<i>mgO₂/l</i>
<i>Coliformes fecales</i>	<i>10⁵</i>	<i>UFC/100ml</i>

Fuente: Elaboración propia

4.3.3. Análisis de los datos de temperatura del ambiente

Según Van Haandel y Lettinga (1994) la temperatura es el factor ambiental de mayor importancia en la digestión anaerobia de aguas residuales dependiendo esta del clima de la región; sin embargo siempre tendrá un valor por debajo de la temperatura óptima para la digestión anaerobia (30 a 35°C).

Lettinga, (1983) presenta una guía tentativa para la capacidad de diseño de los reactores UASB en base a la temperatura ambiente. Para el caso en estudio se ha considerado una temperatura entre 24 y 32°C, al que se puede diseñar el reactor en un rango de 2 a 10 Kg DQO/m³.

a) *Temperatura del medio ambiente*

La zona cuenta con un clima cálido, con una temperatura media de 26.2° C.

b) La precipitación media anual

La precipitación media anual es de 1834 mm. En el área específica del proyecto tiene características similares y está dentro del departamento de Pando se asumirá los datos obtenidos de AASANA Cobija.

c) Temperatura del agua residual

Debido a que no se disponen de mediciones de temperatura del agua residual en la zona del proyecto, se optara por realizar el cálculo de este parámetro a partir de la temperatura del medio ambiente, de acuerdo a la bibliografía consultada, se sabe que existe una relación entre la temperatura del medio ambiente, por el autor Yáñez (1988), quien desarrollo ecuaciones que relacionan estos datos y que pueden aplicarse a regiones con climas cálidos similares a las zonas de estudio.

La determinación de la temperatura del agua residual, se realizo usando las siguientes ecuaciones y tomando en cuenta los datos de ASSANA para las temperaturas más bajas en el año:

$$T_L = 2.688 + 0.945 * TMA \quad (4.14)$$

Donde:

$$\begin{array}{ll} T_L : \text{Temperatura del agua residual } (^{\circ}\text{C}) & T_L = (^{\circ}\text{C}) \\ TMA : \text{Temperatura media anual del mes más frio} & TMA = 21 \end{array}$$

Reemplazando valores se tiene:

$$T_L = 2.688 + 0.945 * 21$$

$$\mathbf{T_L = 22.53 (^{\circ}\text{C})}$$

En la zona de proyecto en los barrios Progreso y Santa Cecilia

$$T_{\text{agua superficial}} = 9.8 + 0.5 * T_{\text{aire}}$$

$$T_{\text{agua superficial}} = 9.8 + 0.5 * 26.2$$

$$\mathbf{T_{\text{agua superficial}} = 22.9 (^{\circ}\text{C})}$$

De acuerdo al cálculo realizados con las ecuaciones anteriores se observa que ambas temperaturas son casi similares por lo cual se asumirá una temperatura del agua residual de 22.9 (°C).

4.3.4. Unidades de tratamiento de las aguas residuales

Para el funcionamiento de la planta de tratamiento del proyecto se consideran las siguientes unidades:

- El tratamiento preliminar se lo efectuara con la recolección total de las aguas servidas a una cámara disipadora para el caudal de llegada.
- La cámara de rejas es uno de los tratamientos preliminares más empleados con el fin de retener basuras, material sólidos grueso y en general todos aquellos desperdicios presentes en las aguas residuales y que presentan peligro para la operación de válvulas, aereadores, bombas y otros elementos de la planta de tratamiento. Los desarenadores las dimensiones de estas unidades está orientada a la retención de arena, tierra, semillas y demás partículas con gravedades específicas es decir partículas inorgánicas.
- El tratamiento primario o sedimentación simple comprende la decantación, flotación, digestión de lodo y secado del mismo. La remoción se hace a través de sedimentación simple que se realiza en tanques, con un tiempo de residencia bastante alto, (ya que se requieren velocidades bajas que favorecen la sedimentación). En los últimos años se han implementado modificaciones a los sistemas de tratamiento primario, para que estos realicen además un tratamiento biológico, este tipo de tratamientos han sido llamados “tratamientos primarios de segunda generación” entre los que está el reactor UASB (Van Haandel, 1994).
- Humedales son tratamientos primarios.
- Lecho de Secados

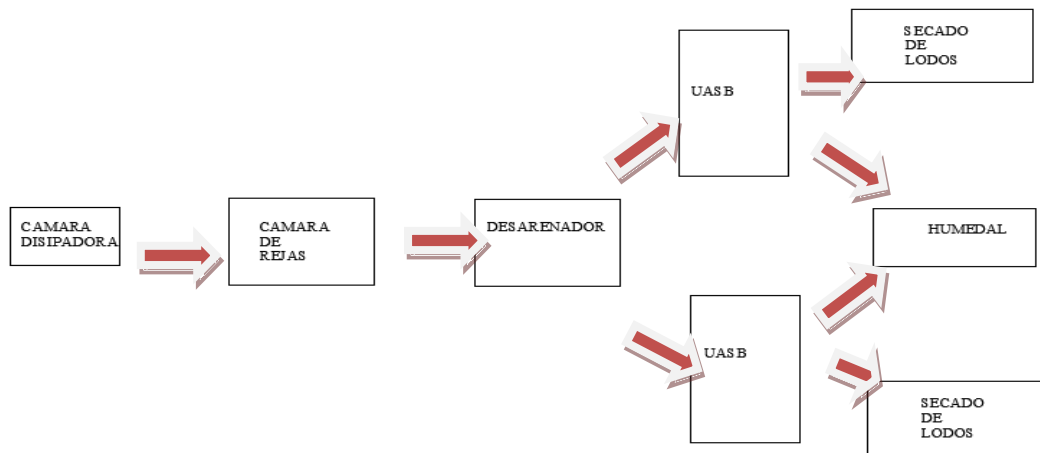


FIGURA 4.1. Esquema de la planta de tratamiento de agua residual del Barrio Progreso-Santa Cecilia.

El sistema de tratamiento propuesto es un tipo anaerobio con un tratamiento primario mediante una cámara disipadora con dos reactores UASB, la construcción de los reactores no requiere una gran extensión de terreno como ocurre con otros tratamientos de aguas residuales como las lagunas de estabilización. Asimismo el costo de construcción es menor a comparación de otros sistemas por ser un área de trabajo de reducido.

Todo el diseño y el dimensionamiento del sistema de recolección de aguas residuales se encuentran en el Anexo E. Se calculo las demás unidades de la planta de tratamiento de *agua* residual.

a) Diseño de la cámara de rejás y desarenador

Las rejás tienen la función de retener y remover los sólidos groseros o de gran tamaño, y otros materiales extraños al agua residual, esto para que no puedan obstaculizar o dañar a las otras unidades de la planta de tratamiento.

Los desarenadores son unidades destinadas a retener partículas abrasivas, tales como gravas y arenas, esto porque pueden favorecer al desgaste de bombas y equipos mecánicos, también retienen todo tipo de pequeñas partículas inorgánicas que pueden acumularse en las unidades de tratamiento ubicada aguas abajo.

Todas las formulas para el dimensionamiento de las rejás y el desarenador se encuentra en el capítulo 3, y los cálculos realizados en detalle se encuentran en el Anexo H.

b) Dimensionamiento de los reactores UASB

Un reactor UASB es básicamente un tanque conteniendo tres partes fundamentales: Sistema de distribución, separador gas, sólido y líquido (GSL)³.

Según algunos autores existen tres variables para el dimensionamiento de reactores UASB⁴.

- Carga orgánica volumétrica aplicada.
- Velocidad superficial.
- Altura del reactor.

c) Forma y tamaño del reactor U.A.S.B.

La forma geométrica que se adoptara para la construcción del reactor es rectangular y semi enterrada en el terreno, para que la realización sea más fácil y eficiente en su mantenimiento esto ayudara a mantener la temperatura constante dentro de los ambiente dentro del reactor.

d) Cálculo del volumen del reactor

$$V_r = Q_{\text{mdis}} * \text{TRH} \quad (4.15)$$

Datos:

V_r = Volumen del reactor (m^3)

Q_{mdis} = 12.01 Caudal medio de diseño (m^3/hr)

TRH = 6 Tiempo de retención hidráulica (hr)

Reemplazando valores se tiene:

$$V_r = 12.01 (\text{m}^3/\text{hr}) * 6(\text{hr})$$

³Louw Wildchut,1989

⁴Letingaet. Al, 1984. Mejia H,1999

$$V_r = 72.06 \text{ (m}^3\text{)}$$

El caudal medio de diseño (Q_{mdis}) es el caudal que llega a la planta proveniente de la recolección del sistema de alcantarillado el tiempo de retención hidráulico (TRH), depende de la temperatura del agua residual, para el proyecto se calculo una temperatura del agua residual de 22.9°C y de acuerdo a la TABLA 26. (Tiempo *de retención hidráulica en reactores UASB*) se asume un tiempo de retención hidráulico de 6 horas.

e) Cálculo de la altura del reactor

La relación entre la velocidad ascensional del líquido y la altura del reactor UASB permiten calcular la altura del reactor a partir de la ecuación:

$$H = V_A * TRH \quad (4.16)$$

Datos:

H = Altura del reactor (m)

VA = 0.5 Velocidad ascendente de diseño (0.5 – 1.0 m/hr)

TRH = 6 Tiempo de retención hidráulica (hr)

Reemplazando valores tenemos:

$$H = 0.5 \text{ (m/hr)} * 6\text{(hr)}$$

$$H = 3 \text{ m}$$

$$H = 4 \text{ m // Asumido}$$

Según la Tabla velocidades superficiales recomendadas para diseño de reactores UASB, para el tratamiento de aguas residuales doméstica la velocidad de ascensión para un caudal medio debe oscilar entre 0,5 a 0,7 m/hr. Para el proyecto se escogió un valor de VA de 0,5 m/hr, valor escogido con el criterio de lograr una mayor eficiencia global en el proceso de tratamiento.

f) Cálculo del área del reactor

$$A_r = \frac{V_r}{H} \quad (4.17)$$

Donde:

$A_r = \text{Área del reactor (m}^2\text{)}$

$V_r = 72.06 \text{ Volumen del reactor (m}^3\text{)}$

$H = 4 \text{ Altura del reactor (m)}$

Reemplazando valores tenemos:

$$A_r = \frac{72.06 \text{ (m}^3\text{)}}{4 \text{ (m)}}$$

$$\mathbf{A_r = 18 \text{ (m}^2\text{)}}$$

g) Cálculo de la longitud del reactor

Como se menciona anteriormente la sección será cuadrada por tanto la longitud será:

$$L_r = \sqrt{A_r} \quad (4.18)$$

Donde:

$L_r = \text{Longitud del reactor (m}^2\text{)}$

$A_r = 18 \text{ Área del reactor (m}^2\text{)}$

Reemplazando valores tenemos:

$$L_r = \sqrt{18 \text{ (m}^2\text{)}}$$

$$\mathbf{L_r = 4.24 \text{ (m)}}$$

Por tanto la altura, el área y el volumen del reactor serán:

$$\mathbf{H = 4 \text{ (m)}}$$

$$\mathbf{A_r = 18 \text{ (m}^2\text{)}}$$

$$\mathbf{V_r = 4.24 \text{ (m}^3\text{)}}$$

h) Cálculo de distribución del afluente

Para la distribución del afluente al interior del reactor se realizó mediante tuberías de PVC que se encargan de distribuir uniformemente la carga de agua residual al interior del reactor UASB, la velocidad debe ser menor a 0.3 m/s para evitar ingreso de aire al reactor.

$$D = \sqrt{Q_m * 4 / (V_{tp} * \pi)} \quad (4.19)$$

Donde:

D = Diámetro de las tuberías de distribución (m)

$Q_m = 0.002$ Caudal medio diario (m^3/s)

$V_{tp} = 0.3$ Velocidad de la tubería primaria (menor 0.3 m/s)

Reemplazando valores tenemos:

$$D = \sqrt{0.002 \left(\frac{m^3}{s}\right) * 4 / (0.3 \left(\frac{m}{s}\right) * \pi)}$$

$$D = 0.09 \text{ (m)} \approx 1 \text{ (plg)}$$

Asumiendo un diámetro comercial de tubería de PVC será de:

$$D = 6 \text{ pulgadas}$$

En el presente proyecto se asumirá una tubería de PVC de D= 6 pulgadas equivalente a 150 mm según la NB 688 y para algunos tramos se usaran PVC de D=8 y D=10 pulgadas.

i) Cálculo de número de difusores

$$N_d = \frac{A_r}{A_d} \quad (4.20)$$

Donde:

N_d = Numero de difusores

$A_r = 18$ Área del reactor (m^2)

$A_d = 2.5$ Área de influencia de cada distribuidor (entre 2 a 4 por m^2)

Se asume A_d de $2.5 m^2$ esto para que el agua residual se distribuya mas uniformemente por lo cual se obtendrá mayor cantidad de tubos de distribución.

Reemplazando valores tenemos:

$$N_d = \frac{18 m^2}{2.5}$$

$$Nd = 7.2 \text{ m}^2$$

Por tanto para la construcción se asumirá un número de difusores de igual a:

$$Nd = 7.5 \text{ m}^2$$

j) Diseño del separador gas - sólido - líquido (GSL)

Uno de los objetivos principales del separador es de producir una zona de sedimentación que depende directamente del ángulo de inclinación de la campana por tanto se escoge un ángulo de 60° otro criterio que se considera importante es de la velocidad de flujo máxima permitida en la abertura entre el reactor y el separador que según la tabla velocidad en el área libre del reactor (en aberturas entre reactor y GSL), la velocidad debe estar comprendida entre 2 m/s y la velocidad en el sedimentador para líquidos domésticos deberá estar comprendida según la tabla carga de aplicación superficial y tiempos de retención hidráulica en el compartimiento de sedimentación.

Todas la formulas para el cálculo de GSL están descritas en el capítulo 3, los cálculos se realizaron en el Anexo H, a continuación se muestra un resumen de los datos y resultados obtenidos.

TABLA 4.10. Datos de diseño del separador de GSL

$Q_m = 7.75 \text{ (l/s)}$	$Q_m = 7.75 * 10^{-03} \text{ (m}^3\text{/s)}$
$Q_{\text{maxddis}} = 12.01 \text{ (l/s)}$	$Q_{\text{maxddis}} = 43.24 \text{ (m}^3\text{/hr)}$
$Q_{\text{maxd}} = 10.07 \text{ (l/s)}$	$Q_{\text{maxd}} = 10.07 * 10^{-03} * \text{ (m}^3\text{/s)}$
$Q_{\text{maxh}} = 20.15 \text{ (l/s)}$	$Q_{\text{maxh}} = 20.15 * 10^{-03} \text{ (m}^3\text{/s)}$
$L_T = 1896.86 \text{ (m)}$	
$H = 4 \text{ (m)}$	
$A_r = 18 \text{ (m}^2\text{)}$	
$V_r = 72.06 \text{ (m}^3\text{)}$	
$A_{\text{libre}} = 2.933 \text{ (m}^2\text{)}$	
$\alpha = 60 \text{ (}^\circ\text{)}$	

Fuente: Elaboración propia

Reemplazando los datos de diseño del separador de GSL se obtuvo los siguientes resultados, mostrados en el siguiente cuadro:

TABLA 4.11. Dimensiones del separador de GSL

Ancho de la abertura entre el reactor y el separador de GSL	$\frac{1}{2} * W_a = 1 \text{ (m)}$
Altura de la campana	$h_g = 1 \text{ (m)}$
Ancho de los lodos de la campana	$\frac{1}{2} * W_g = 1 \text{ (m)}$
Ancho de la superficie húmeda	$\frac{1}{2} * W_s = 2.5 \text{ (m)}$
Área superficial del sedimentador	$A_s = 9.17 \text{ (m}^2\text{)}$

Fuente: Elaboración propia

k) Humedales

Para el diseño de los humedales se utilizó las fórmulas correspondientes en el capítulo 3, se diseñó un humedal de flujo superficial, de acuerdo a criterios tomados en proyectos similares. Para el presente proyecto se construirá dos humedales como tratamiento secundario, para garantizar el cumplimiento de las descargas máximas permisibles en cuerpos receptores de los efluentes de plantas de tratamiento. Este sistema complementario permitirá reducir la materia orgánica (DBO₅) en 70% adicionalmente. Todos los cálculos realizados se encuentran en el Anexo G.

l) Lecho de secado

Los lodos húmedos que son generados por el reactor serán dispuestos al lecho de secado de lodos para que puedan ser secados todos los cálculos se encuentran en el Anexo G, una vez secado los lodos estos se pueden utilizar como abono para las plantas.

5. RESULTADOS DE REACTOR UASB

Cuando las aguas residuales domésticas se vierten sin tratamiento previo a los ríos o lagos estos cuerpos de agua suelen contaminarse con altas concentraciones de bacterias, virus y parásitos, lo cual crea un grave problema de salud pública. La disposición y tratamiento inadecuado de las aguas residuales provocan un marcado deterioro en el medio ambiente y puede propagar enfermedades bacterianas como las diarreas. Como ya se mencionó en el capítulo 3 se tiene:

a) Estimación de la eficiencia de remoción de DBO en el sistema

$$EDBO = 100 * (1 - 0.70 * TRH^{0.5})$$

$$SDBO = S_o - \frac{EDBO * S_o}{100}$$

Donde:

EDBO = (%)	Eficiencia de remoción de DQO
TRH = 6 (hr)	Tiempo de retención hidráulico
SDBO = (mg/l)	Concentración de DQO en el efluente final
So = 664 (mg/l)	Concentración de DQO en el afluente

$$EDBO = 100 * (1 - 0.70 * 6^{-0.5})$$

$$\mathbf{EDBO = 71.50 (\%)}$$

$$SDBO = 664 - \frac{71.50 * 664}{100}$$

$$\mathbf{SDBO = 190 (mg/l)}$$

b) Estimación de la eficiencia de remoción de DQO en el sistema

$$EDQO = 100 * (1 - 0.68 * TRH^{-0.35})$$

$$SDQO = S_o - \frac{EDQO * S_o}{100}$$

Donde:

EDQO = (%)	Eficiencia de remoción de DQO
TRH = 8 (hr)	Tiempo de retención hidráulico
SDQO = (mg/l)	Concentración de DQO en el efluente final
So = 1496 (mg/l)	Concentración de DQO en el afluente

$$EDQO = 100 * (1 - 0.68 * 8^{-0.35})$$

$$\mathbf{EDQO = 67.20 (\%)}$$

$$SDQO = 1496 - \frac{67.20 * 1496}{100}$$

$$\mathbf{SDQO = 490.68 (mg/l)}$$

c) Concentración de sólidos en el efluente final

$$SS = \frac{250}{TRH} + 10$$

Donde:

SS = (mg/l)	Concentraciones de sólidos en suspensión en el efluente
TRH = 6 (hr)	Tiempo de retención hidráulico

$$SS = \frac{250}{6} + 10$$

$$SS = 52(\text{mg/l})$$

Se tomo los siguientes parámetros:

<i>Parámetro</i>	<i>Unidad</i>	<i>Valor</i>
<i>Población actual</i>	<i>Hab.</i>	<i>1412</i>
<i>Tasa de crecimiento</i>	<i>%</i>	<i>6,63</i>
<i>Dotación de agua</i>	<i>l/hab/día</i>	<i>180</i>
<i>Tasa de retorno</i>	<i>%</i>	<i>70</i>
<i>Remoción mínima de DBO₅</i>	<i>%</i>	<i>70</i>
<i>Vida útil del proyecto</i>	<i>años</i>	<i>20</i>
<i>Temperatura promedio</i>	<i>°C</i>	<i>26.2</i>

TABLA 5: Resumen de la eficiencia del reactor UASB, diseño según la Ley 1333 “Ley del Medio Ambiente”, (1992).

	<i>Parámetros</i>	<i>Resultados de laboratorio</i> <i>Fecha:28/07/13</i> <i>mg/l</i>	<i>Tratamiento primario</i> <i>UASB</i>	<i>Tratamiento secundario</i>
1	<i>sólidos totales</i>	<i>1732,0</i>		
2	<i>sólidos disueltos</i>	<i>1694,0</i>		
3	<i>sólidos suspendidos</i>	<i>38,0</i>	<i>52 mg/l</i>	<i>16 mg/l</i>
4	<i>grasas y aceites</i>	<i>71,0</i>		
5	<i>D.B.O₅</i>	<i>664,0</i>	<i>190 mg/l</i>	<i>60 mg/l</i>
6	<i>D.Q.O.</i>	<i>1496,0</i>	<i>490.68 mg/l</i>	<i>147 mg/l</i>
7	<i>nitrógeno amoniacal</i>	<i>179,81</i>		
8	<i>sulfuros</i>	<i>7,91</i>		
9	<i>coliformes termotolerantes</i>	<i>1,0 x 10⁵</i>		

6. TRATAMIENTO DE LOS LODOS RESIDUALES

La desinfección con cloro es un sistema de bajo coste y de largo plazo de eficacia, por lo que se hace muy extendido para pequeños núcleos.

Con los cálculos obtenidos para el diseño:

Volumen de lodo fresco

$$V = P_f * C * T_d$$

Donde:

$V = (m^3)$	Volumen de lodo fresco
$P_f = 5317$ (hab)	Población futura
$C = 0.0010$ (m^3 /hab/día)	Construcción percapita
$T_d = 30$ (día)	Tiempo de digestión (acumulación secado)

$$V = 5317 * 0.001 * 30$$

$$V = 159.51 (m^3)$$

Volumen de lodos a secar

$$V_{seco} = Pl * V$$

Donde:

$V_{seco} = (m^3)$	Volumen de lodos a secar
$V = 159.51$ (m^3)	Volumen de lodo fresco
$Pl = 10$ (%)	Porcentaje de aplicación de lodo

$$V_{seco} = 0.1 * 159.51$$

$$V_{seco} = 15.96 m^3$$

El cloro a temperatura ambiente es un gas amarillo-verdoso más pesado que el aire, que tiene un fuerte olor irritante. Puede ser convertido a líquido bajo presión o bajas temperaturas.

El cloro cuando entra al medio ambiente libera un aire en el momento en que se mezclara con agua formando acido hipoclorito y acido clorhídrico que se degrada y reduce el Ph del agua.

Alguno metodos existentes para el control y desinfección de los lodos son los de

descontaminación incluyendo el uso de procedimientos físicos (calor seco, ebullición, irradiación, rayos ultravioletas) y químicos (fenólicos, hipocloritos, formaldehído), todos ellos con sus inherentes ventajas y limitaciones.

Se utiliza el cloro como (hipoclorito 5000 ppm - 05% - a 10000 ppm - 1% -). Dejar actuar al menos 30 minutos. Es el proceso más utilizado para la desinfección para los lodos residuales la cloración porque se puede aplicar a grandes cantidades de agua y es relativamente barato.

El cloro proporciona una desinfección en concentraciones mayores de 0.2 ppm aunque elimina otros olores desagradables que le proporcionan diferentes materiales que se encuentran en el agua residual.

El cloro tiene una acción tóxica sobre los microorganismos y actúa como oxidante sobre la materia orgánica no degradada y sobre algunos minerales. El cloro en el agua residual en concentraciones mayores de 0.2 ppm elimina olores desagradables que le proporcionan diferentes materiales que se encuentran en el agua.

Los contaminantes biodegradables de las aguas negras pueden ser degradados mediante procesos naturales o en sistemas de tratamientos hechos por el hombre, en los que acelera el proceso de descomposición de la materia orgánica con microorganismos.

Sobre el lecho de secados de los lodos activos se verterá el cloro(para matarle las bacterias) y una vez que cumpla con los límites de depuración sea arrojada a un lago, un río o al mar.

Después de este proceso el agua que queda entre el lodo y la nata se escurre o libera al ambiente o se le da un tratamiento con cloro (proceso de cloración) para matarle las bacterias antes de ser arrojadas al ambiente o se hace pasar al tratamiento secundario.

Entre el tratamiento primario y secundario de las aguas negras eliminan cerca del 90% de los sólidos en suspensión y cerca del 90 % de la materia orgánica (90% de la demanda bioquímica de oxígeno). Una parte de los sólidos eliminados en este tratamiento se utiliza para la elaboración de fertilizantes pero la mayor parte de ellos se usa de relleno de terrenos o se tira al mar.

El Reactor UASB de Flujo ascendente funciona de manera de que en el fondo del reactor se forma una capa de fango a través de la cual pasa el agua y se captura la materia orgánica por la biomasa. La velocidad ascensional del agua no debe ser muy alta para evitar el arrastre de la biomasa. En una zona intermedia se produce la floculación natural y la decantación de sólidos que hayan podido escapar de la zona anterior. En la zona superior se produce la captación del gas generado mediante campanas colectoras y extracción al exterior.

Se utilizara una bomba de lodos Werthington 4 LR – 11 C de 2HP para realizar la remoción y posterior secado de los lodos que serán extraídos del lecho de secado.

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

- Se diseño el sistema de alcantarillado sanitario del Barrio de Santa Cecilia y Progreso para una población futura de 5317 habitantes, que representa una longitud total de 1896.86 metros, y un total de 282 conexiones domiciliarias.
- En el reactor UASB, se logro una eficiencia de remoción de DBO de 71.50% con una concentración de DBO del efluente de 190 mg/l.
- En el reactor UASB, se logro una eficiencia de remoción de DQO de 67.20 % con una concentración de DQO del efluente de 490.68mg/l.

- La concentración de sólidos en el efluente final del reactor UASB fue de 52 mg/l.
- Las dimensiones del humedal serán de 5m por 0,27m, para lograr una concentración del efluente final de 60 mg/l, el cual está de acuerdo con la ley 1333.
- Se realizó el cálculo del presupuesto general, para realizar la construcción, que comprende el sistema de alcantarillado sanitario y la planta de tratamiento de aguas residuales, el cual tiene un costo total del proyecto de: 2'490,782.70, son de Dos millones cuatrocientos noventa mil setecientos ochenta y dos70/100 bolivianos.
- Con la implementación de la infraestructura de alcantarillado, será posible beneficiar a 282 viviendas y 1412 habitantes beneficiados actualmente, en los barrios Progreso y Santa Cecilia del municipio de Cobija.
- El presente proyecto, permitirá mejorar la calidad de vida de los habitantes del Barrio Progreso y Santa Cecilia, para la población actual y futura, con la correcta evacuación de sus aguas residuales, procesos que comprenden la recolección, transporte, tratamiento y la disposición final de las aguas residuales.

RECOMENDACIONES

- Para lograr la sostenibilidad del proyecto se recomienda el financiamiento de las organizaciones encargadas de este servicio para su organización, operación y mantenimiento, del sistema de tratamiento de aguas residuales por tratarse de un sistema nuevo donde los usuarios actualmente no tienen un conocimiento adecuado de su uso.
- Una vez construido el sistema de tratamiento de aguas residuales, se deberá realizar el monitoreo, que comprende el análisis de agua residual del efluente, para verificar los valores de DBO, DQO, Coliformes fecales, etc. , que se encuentren dentro de los parámetros de la ley 1333.
- El sistema de tratamiento de aguas residuales requiere de una administración vecinal.

- El personal que controle y opere el sistema deberá contar con una capacitación mínima en cuanto al manejo y operación de una planta de tratamiento de aguas residuales de tipo anaeróbico, UASB.
- Implementar un programa educativo de información por parte de la institución que preste el servicio informando, recomendando los usos y cuidados para conservar las redes de alcantarillado en condiciones buenas. De esta manera evitar los taponamientos y sobre todo los rebalses que son comunes en la época de lluvias, debido al mal uso de la red de alcantarillado sanitario.

BIBLIOGRAFIA

Hernandez Mario & Da Câmara Lesly, (2007). *Manual de Diseño para plantas de tratamiento de aguas residuales.*

Ley del Medio Ambiente (Ley N° 1333 del 27 de abril de 1992)

Daza Borja Nicolás, (2009), *Sistema de tratamiento de Aguas Residuales*, Universidad Popular del Cesar.

Norma Boliviana NB 688-01 “Instalaciones Sanitarias- Alcantarillado Sanitario, Pluvial y Tratamiento de Aguas Residuales (Segunda revisión)”, Bolivia 2007

Reglamentos a la Ley del Medio Ambiente (Ley 1333- Bolivia)

Metcalf & Eddy, Inc.,(1995), *Ingeniería de Aguas residuales redes de alcantarillado y bombeo.*

A NEVOS
ANEVOS

CRONOGRAMA DE ACTIVIDADES

PRESUPUESTO GENERAL

ANALISIS DE PRECIO UNITARIO

RESUMEN GLOBAL DE COSTOS

VOLUMENES DE OBRA

PRESUPUESTO DESGLOSADO

ANEXO A - CENSO DE POBLACION

ANEXO D - ESTUDIO DE SUELOS

ANEXO I - PLANOS

CALCULO DE POBLACIÓN FUTURA

Aplicando los metodos de cálculo para la estimación de población futura

Método	Población (hab).			
	Hasta 2000	De 2001 a 10000	De 10001 a 100000	Mayores a 100000
Aritmético	X	X		
Geométrico	X	X	X	X
Exponencial		X(2)	X(1)	X
Curva logística				X

(1) Optativo, recomendable

(2) Sujeto a justificación

Fuente: (Norma Boliviana NB 688-01 " Instalaciones Sanitarias- Alcantarillado Sanitario, Pluvial y tratamiento de Aguas Residuales (Tercera revisión) ") abril 2007

De los anteriores metodos mencionados se utilizo solo los tres primeros ya que nuestra población no es superior a 10000 habitantes.

METODO	FORMULA	OBSERVACIONES
Aritmético	$P_f = P_o(1 + i \cdot t)$	Donde: P _f = Población futura en habitantes.
Geométrico	$P_f = P_o(1 + i)^t$	P _o = Población inicial en habitantes. I = Índice de crecimiento poblacional anual en porcentaje.
Exponencial	$P_f = P_o \cdot e^{(i \cdot t / 100)}$	T = Numero de años de estudio o periodo diseño en años.

Fuente: (Norma Boliviana NB 688-01 " Instalaciones Sanitarias- Alcantarillado Sanitario, Pluvial y tratamiento de Aguas Residuales (Tercera revisión) ") abril 2007

Donde los datos son los siguientes:

Descripción	Símbolo	Cantidad	Unidad
Población inicial	P _o	1412	habitantes
Índice de crecimiento	i	6.63	%
Periodo de diseño	t	20	año

Aplicando las formulas se obtiene la tabla de la población futura en función al tiempo.

Población futura en función del tiempo

	Periodo de diseño	Población futura Pf (hab)		
Año	años	Aritmético	Geométrico	Exponencial
2012	0	1412	1412,00	1412
2013	1	1505,62	1505,62	1508,79
2014	2	1599,23	1605,44	1612,21
2015	3	1692,85	1711,88	1722,71
2016	4	1786,46	1825,38	1840,80

2017	5	1880,08	1946,40	1966,98
2018	6	1973,69	2075,44	2101,80
2019	7	2160,92	2213,05	2245,87
2020	8	2160,92	2359,77	2399,81
2021	9	2254,54	2516,22	2564,31
2022	10	2348,16	2683,05	2740,08
2023	11	2441,77	2860,94	2927,90
2024	12	2535,39	3050,62	3128,59
2025	13	2629,00	3252,87	3343,04
2026	14	2722,62	3468,54	3572,19
2027	15	2816,23	3698,50	3817,05
2018	16	2909,85	3943,71	4078,69
2029	17	3003,47	4205,18	4358,26
2030	18	3097,08	4483,98	4657,00
2031	19	3190,70	4781,27	4976,21
2032	20	3284,31	5098,27	5317,31

Para el proyecto se tomara como población futura la mayor cantidad de habitantes que es 5317.

ANEXO B - CALCULO DE LA POBLACION FUTURA

TABLA 1: Propiedades hidráulicas de la sección circular tubo parcial y totalmente lleno

q/Q	d/D	rh/Rh	V/V	q/Q	d/D	rh/Rh	V/V
0.01	0.071	0.182	0.321	0.51	0.506	1.007	1.005
0.02	0.098	0.249	0.396	0.52	0.512	1.015	1.010
0.03	0.119	0.299	0.447	0.53	0.518	1.022	1.015
0.04	0.137	0.340	0.488	0.54	0.523	1.029	1.019
0.05	0.152	0.376	0.521	0.55	0.529	1.036	1.024
0.06	0.166	0.408	0.550	0.56	0.535	1.043	1.028
0.07	0.179	0.437	0.576	0.57	0.541	1.049	1.033
0.08	0.191	0.464	0.599	0.58	0.547	1.056	1.037
0.09	0.203	0.488	0.620	0.59	0.552	1.062	1.041
0.10	0.214	0.511	0.639	0.60	0.558	1.069	1.045
0.11	0.224	0.533	0.657	0.61	0.564	1.075	1.049
0.12	0.234	0.554	0.674	0.62	0.570	1.081	1.053
0.13	0.243	0.573	0.690	0.63	0.576	1.087	1.057
0.14	0.253	0.592	0.705	0.64	0.581	1.093	1.061
0.15	0.262	0.610	0.719	0.65	0.587	1.098	1.065
0.16	0.270	0.627	0.733	0.66	0.593	1.104	1.068
0.17	0.279	0.644	0.746	0.67	0.599	1.110	1.072
0.18	0.287	0.660	0.758	0.68	0.605	1.115	1.075
0.19	0.295	0.675	0.770	0.69	0.611	1.120	1.079
0.20	0.303	0.690	0.781	0.70	0.616	1.125	1.082
0.21	0.311	0.704	0.792	0.71	0.622	1.131	1.085
0.22	0.319	0.718	0.802	0.72	0.628	1.135	1.088
0.23	0.326	0.732	0.812	0.73	0.634	1.140	1.091
0.24	0.334	0.745	0.822	0.74	0.640	1.145	1.095
0.25	0.341	0.758	0.831	0.75	0.646	1.150	1.097
0.26	0.348	0.770	0.840	0.76	0.652	1.154	1.100
0.27	0.355	0.783	0.849	0.77	0.658	1.159	1.103
0.28	0.362	0.794	0.858	0.78	0.664	1.163	1.106
0.29	0.369	0.806	0.866	0.79	0.670	1.167	1.108
0.30	0.376	0.817	0.874	0.80	0.677	1.171	1.111
0.31	0.382	0.828	0.882	0.81	0.683	1.175	1.113
0.32	0.389	0.839	0.890	0.82	0.689	1.179	1.116
0.33	0.395	0.850	0.897	0.83	0.695	1.182	1.118
0.34	0.404	0.863	0.906	0.84	0.702	1.186	1.120
0.35	0.408	0.870	0.911	0.85	0.708	1.189	1.123
0.36	0.415	0.880	0.918	0.86	0.715	1.193	1.125
0.37	0.421	0.890	0.925	0.87	0.721	1.196	1.126
0.38	0.427	0.899	0.932	0.88	0.728	1.199	1.128
0.39	0.434	0.909	0.938	0.89	0.735	1.201	1.130
0.40	0.440	0.918	0.944	0.90	0.742	1.204	1.132
0.41	0.446	0.927	0.950	0.91	0.749	1.206	1.133
0.42	0.452	0.935	0.956	0.92	0.756	1.209	1.135
0.43	0.458	0.944	0.962	0.93	0.763	1.211	1.136
0.44	0.464	0.952	0.968	0.94	0.770	1.212	1.137
0.45	0.470	0.961	0.974	0.95	0.778	1.214	1.138
0.46	0.476	0.969	0.979	0.96	0.786	1.215	1.139
0.47	0.482	0.977	0.985	0.97	0.794	1.216	1.139
0.48	0.488	0.985	0.990	0.98	0.802	1.217	1.140
0.49	0.494	0.992	0.995	0.99	0.811	1.217	1.140
0.50	0.500	1.000	1.000	1.00	0.820	1.217	1.140

GRAFICO 1. Propiedades hidráulicas de la sección circular tubo parcial y totalmente lleno

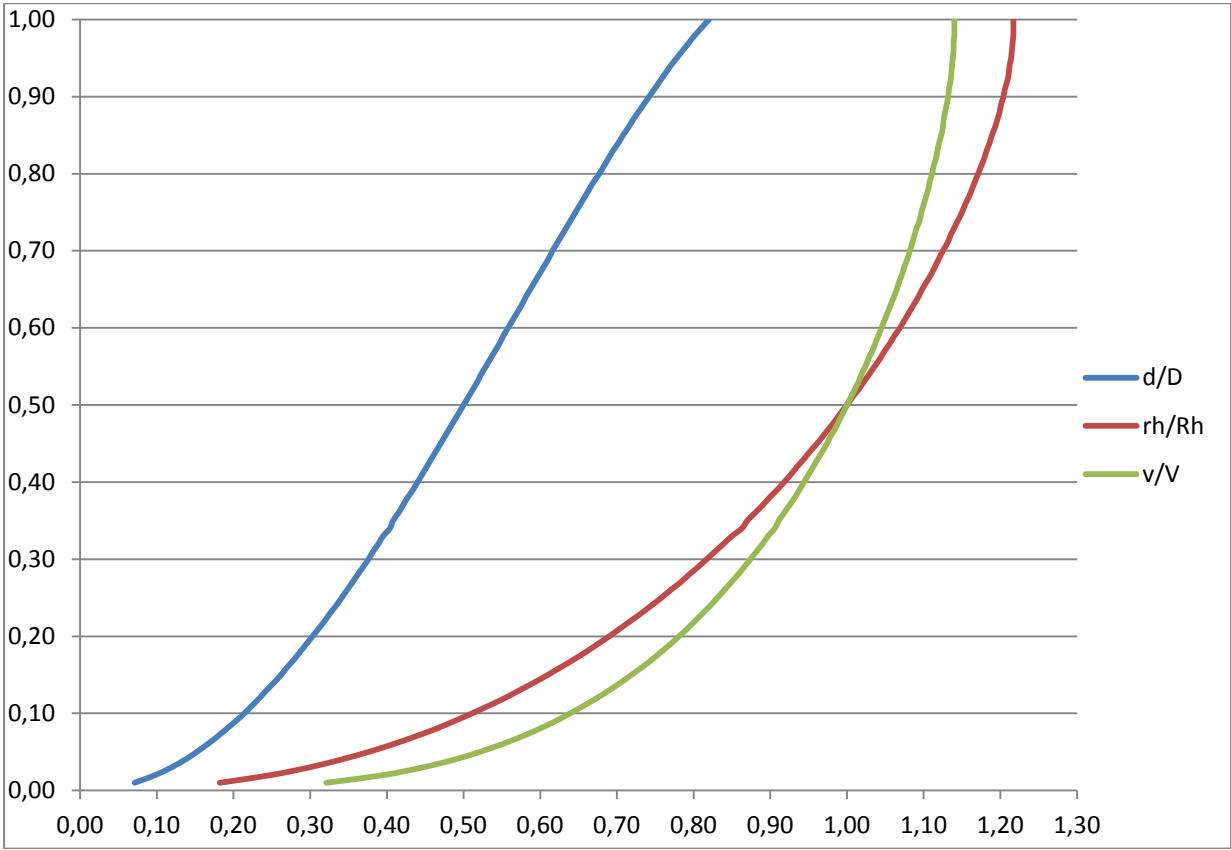
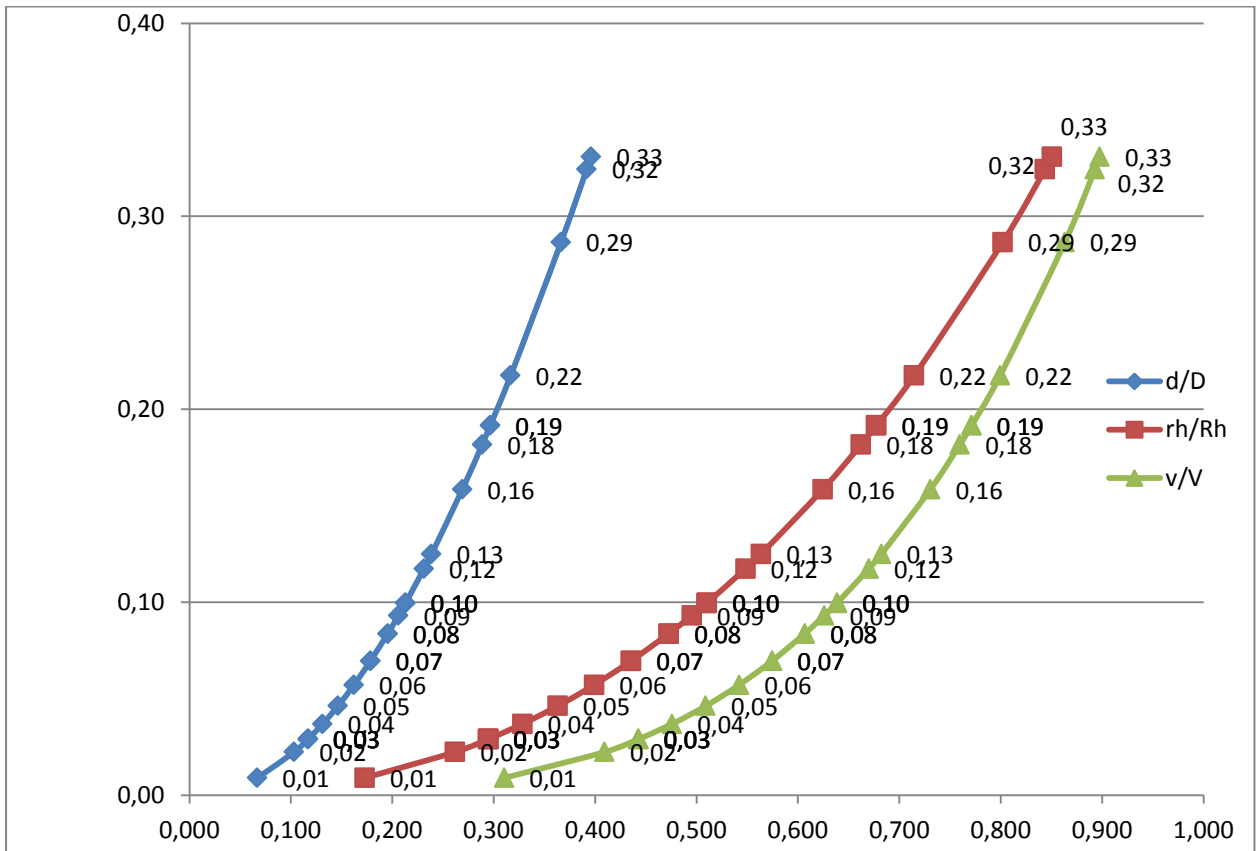


TABLA DE DATOS 2: Propiedades hidraulicas de la seccion circular tubo parcial y totalmente llenodel proyecto

q/Q	d/D	r_h/R_h	v/V
0,01	0,067	0,173	0,310
0,02	0,103	0,262	0,410
0,03	0,117	0,295	0,443
0,03	0,117	0,295	0,443
0,03	0,117	0,295	0,443
0,03	0,117	0,295	0,443
0,04	0,131	0,328	0,476
0,05	0,146	0,363	0,509
0,06	0,162	0,399	0,542
0,07	0,179	0,436	0,575
0,07	0,179	0,436	0,575
0,08	0,196	0,473	0,607
0,08	0,196	0,473	0,607
0,09	0,206	0,495	0,626
0,10	0,213	0,511	0,639
0,10	0,213	0,511	0,639
0,10	0,213	0,511	0,639
0,12	0,231	0,548	0,670
0,13	0,239	0,564	0,682
0,16	0,269	0,625	0,731
0,18	0,289	0,662	0,760
0,19	0,297	0,677	0,771
0,19	0,297	0,677	0,771
0,22	0,317	0,715	0,799
0,29	0,366	0,802	0,863
0,32	0,392	0,844	0,893
0,33	0,396	0,851	0,898

GRAFICO 2: Propiedades hidraulicas de la seccion circular tubo parcial y totalmente lleno del proyecto



ANEXO G - PRESUPUESTO POR ITEMS Y GENERAL DE LA OBRA

ANEXO H - DISEÑO DEL REACTOR UASB

ANEXO J - ESPECIFICACIONES TECNICAS

ANEXO E - PLANILLA DE ALCANTARILLADO SANITARIO

ANEXO C - TOPOGRAFIA

ANEXO F - PROPIEDADES HIDRAULICAS DE LA SECCION CIRCULAR DEL TUBO

DISEÑO DE REJILLAS

Donde:

$Q_{\max\text{ddis}} = 12.01$ (l/s)	Caudal Maximo de diseño	$Q_{\max\text{ddis}} = 0.012$ (m ³ /s)
$Q_{\max\text{d}} = 10.07$ (l/s)	Caudal máximo diario	$Q_{\max\text{d}} = 0.001$ (m ³ /s)
$Q_{\max\text{h}} = 20,15$ (l/s)	Caudal máximo horario	$Q_{\max\text{h}} = 0.002$ (m ³ /s)

Paso 1: Área transversal de flujo de canal (A_t)

$$A_t = \frac{Q_{\text{mash}}}{V}$$

Donde:

$A_t = ?$ (m ²)	Área transversal de flujo del canal
$Q_{\text{mash}} = 0.002$ (m ³ /s)	Caudal máximo horario
$V = 0.4$ (m/s)	Velocidad de flujo en el canal // asumido

TABLA A: Velocidad de flujo (V)

Velocidad	(m/s)
mínima	0.3
media	0.4
máxima	0.6

$$A_t = \frac{0.002}{0.4}$$

$$A_t = 0.005 \text{ (m}^2\text{)}$$

Paso 2: Tirante de agua máximo del canal (h_a)

$$h_a = \frac{A_t}{b}$$

Donde:

$H_a = ?$ (m)	Tirante de agua máximo del canal
$A_t = 0.005$ (m ²)	Área transversal de flujo del canal
$b = 0.25$ (m/s)	Ancho del canal

$$h_a = \frac{0.005}{0.25}$$

$$h_a = 0.02 \text{ (m)}$$

- Resumen: las dimensiones del canal de rejas son:

Tirante del canal	h_a	0.02	(m)
Borde libre asumido	h_o	0.26	(m)
Altura total	h	0.30	(m)
Base o ancho del canal	b	0.25	(m)
Área transversal total del canal	A_t	0.08	(m ²)

Paso 3: Pendiente del canal (S)

$$R_h = \frac{At}{p}$$

$$S = \left(\frac{V*n}{Rh \wedge \left(\frac{2}{3}\right)} \right) \wedge 2$$

Donde:

S = ? (m/m)	Pendiente del canal
V = 0.40 (m/s)	Velocidad de flujo en el canal
n = 0.013	Coefficiente de rugosidad de Manning (revestimiento de cemento)
R _h = ? (m)	Radio hidráulico
A _t = 0.005 (m ²)	Área transversal de flujo del canal
p = 0.33 (m)	Perímetro mojado

$$R_h = \frac{0.005}{0.33}$$

$$R_h = 0.015 \text{ (m/m)}$$

$$S = \left(\frac{0.40 * 0.01}{0.015 \wedge \left(\frac{2}{3}\right)} \right) \wedge 2$$

$$S = 0.0043 \text{ (m/m)}$$

$$S = 0.43 \text{ (\%)}$$

Paso 4: Longitud de las barras (L_b)

$$L_b = \frac{h}{\sin \alpha}$$

Donde:

L _b = ? (m)	Longitud de las barras
h=0.30 (m)	Altura total del canal de rejas
α=30 (°)	Grado de inclinación de las barras con la horizonte (grados)

$$L_b = \frac{0.30}{\sin(30)}$$

$$L_b = 0.60 \text{ (m)}$$

Paso 5: Numero de barras (N_b)

$$N_b = \frac{b+e}{Sl+e} - 1$$

Donde:

N _b =? (m)	El numero de barras en la reja del canal
b=25 (cm)	Ancho del canal
e=0.79 (cm)	Espesor de barras // asumido rejas medias de 5/16"
S _l = 2.5 (cm)	Separación entre barras // asumido de tabla

TABLA B: Espesores y espaciamento de rejillas

Tipo de rejillas	Barras	
	Espesor (pulgadas)	Espaciamento (Sl) (cm)
Rejas gruesas	1/2 - 3/8	4 - 10
Rejas medianas	5/16 - 3/8	2 - 4
Rejas finas	1/4 - 5/16	1 - 2

$$N_b = \frac{25 + 0.79}{2.5 + 0.79} - 1$$

$$N_b = 6.83 // \text{Calculado}$$

$$N_b = 7 // \text{Asumido}$$

Paso 6: Longitud del depósito o canal (L)

$$L = 3.5 * b$$

Donde:

L = ? (m)	Longitud del depósito o canal
b = 0.25 (m)	Ancho del canal

$$L = 3.50 * 0.25$$

$$L = 0.88 \text{ (m)} // \text{Calculado}$$

$$L = 1.00 \text{ (m)} // \text{Asumido}$$

Paso 7: Perdidas de carga (h_f)

$$V_c = \frac{Q_{maxh}}{At}$$

$$A_1 = h_a * [b - (N_b * e)]$$

$$H_f = \frac{1}{0.7} * (V_c^2 - V^2 | 2 * g)$$

Donde:

$$h_f = \text{(m)}$$

$$V = 0.40 \text{ (m/s)}$$

$$V_c = ? \text{ (m/s)}$$

$$g = 9.81 \text{ (m/s}^2\text{)}$$

$$Q_{mash} = 0.002 \text{ (m}^3\text{/s)}$$

$$A_1 = \text{(m}^2\text{)}$$

$$h_a = 0.02 \text{ (m)}$$

$$b = 0.25 \text{ (m)}$$

$$N_b = 7.00$$

$$e = 0.008 \text{ (m)}$$

Perdidas de carga

Velocidad de aproximación a la reja

Velocidad de circulación entre las barras de la reja

Aceleración de la gravedad

Caudal máximo horario de diseño

Área transversal de flujo de la reja de barras

Tirante de agua máximo del canal

Ancho del canal

Numero de barras en la reja del canal

Espesor de barras (transversal al caudal que fluye)

$$A_1 = h_a * [b - (N_b * e)]$$

$$A_1 = 0.02 * [0.25 - (7 * 0.0079357)]$$

$$A_1 = 0.003 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$V_c = \frac{Q_{maxh}}{At}$$

$$V_c = \frac{0.002}{0.005}$$

$$V_c = 0.4 \text{ (m/s)}$$

$$V_c = 0.4 \text{ (m/s)}$$

$$H_f = \frac{1}{0.7} * (V_c^2 - V^2 | 2 * g)$$

$$H_f = \frac{1}{0.7} * (0.4^2 - 0.4^2 | 2 * 9.81)$$

$$H_f = 0.89 \text{ (m)}$$

Paso 8: Verificación del caudal mínimo

$$1) h_{min} = \frac{Q_{min}}{As}$$

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

Donde:

$$V = \text{(m/s)}$$

$$h_{min} = ? \text{ (m)}$$

$$Q_{min} = 0.012 \text{ (m}^3\text{/s)}$$

Velocidad del flujo del canal

Tirante de agua mínimo del canal

Caudal mínimo de diseño

$n = 0.013$ Coeficiente de rugosidad de Manning (revestimiento de cemento)
 $S = 0.0028$ (m/m) Pendiente del canal
 $b = 0.25$ (m) Ancho del canal

➤ Ecuación 1

$$h_{min} = \frac{Q_{min}}{AS}$$

$$h_{min} = \frac{0.012}{0.25 \cdot V}$$

➤ Ecuación 2

$$V = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} \times S^{\frac{1}{2}}$$

$$V = \frac{1}{0.013} * \left[\frac{0.250 \cdot h_{min}}{2 \cdot h_{min} + 0.250} \right]^{\frac{2}{3}} * [0.00280]^{\frac{1}{2}}$$

Igualando las ecuaciones 1 y 2 y realizando interacciones para determinar la velocidad del canal (V) se obtiene la siguiente tabla:

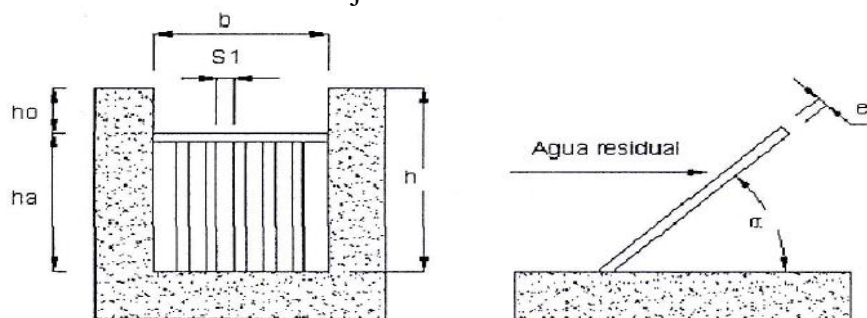
<i>Asumimos la velocidad del canal V (m/s)</i>	<i>Calculo de ecuación 1)</i> h_{min} (m)	<i>Calculo de ecuación 2)</i> V (m/s)
0.13244	0.02560	0.31245
0.31245	0.02560	0.31245
0.31245	0.02560	0.31245
0.31245	0.02560	0.31245

Por lo tanto la velocidad del canal y el tirante de agua para un caudal mínimo son:

$$h_{min} = 0.026 \text{ (m)}$$

$$V = 0.312 \text{ (m/s)}$$

Paso 9 Dimensiones del canal de rejillas



- **Resumen:** Las dimensiones del canal de rejillas son

Tirante del canal	h_a	0.02	(m)
Borde libre asumido	h_o	0.26	(m)
Altura total	h	0.30	(m)
Base del canal	B	0.25	(m)

Separación entre barras	Sl	2.5	(cm)
Espesor entre barras	e	8	(mm)
Grado de inclinación (grados)	α	30.00	(°)

DISEÑO DEL DESARENADOR

Datos:

$Q_{\max\text{dis}} = 12.01$ (l/s)	Caudal Maximo de diseño	$Q_{\max\text{dis}} = 0.012$ (m ³ /s)
$Q_{\max\text{d}} = 10$ (l/s)	Caudal máximo diario	$Q_{\max\text{d}} = 0.001$ (m ³ /s)
$Q_{\max\text{h}} = 20,15$ (l/s)	Caudal máximo horario	$Q_{\max\text{h}} = 0.020$ (m ³ /s)
$S = 2.65$ (g/cm ³)	Gravedad o densidad especifica de los granos (para arena 2.65)	
$d = 0.0002$ (m)	Diámetro de la partícula	
$T = 22.9$ (°C)	Temperatura del agua	
$\nu = 0.0000013100$ (m ² /s)	Viscosidad cinemática del agua	
$B = 0.25$ (m)	Ancho del canal	

Paso 1: Determinación de la velocidad de sedimentación (V_s)

- Asumimos que rige el régimen de flujo laminar $Re < 1$ (ley de Stokes)

$$V_s = \frac{(S-1) \cdot g \cdot d^2}{18 \cdot \nu}$$

$$Re = \frac{V_s \cdot d}{\nu}$$

Donde:

$V_s = ?$ (m/s)	Velocidad de sedimentación
$Re = ?$	Numero de Reynolds
$d = 0.0002$ (m)	Diámetro de la partícula
$g = 9.81$ (m/s ²)	Aceleración de la gravedad

$$v=0.0000010105 \text{ (m}^2\text{/s)}$$

$$S = 2.65 \text{ (g/cm}^3\text{)}$$

Viscosidad cinemática del agua
Velocidad de flujo en el canal

$$V_s = \frac{(2.65-1)*9.81*0.0002^2}{18*0.0000010105}$$

$$V_s = \mathbf{0.036 \text{ (m/s)}}$$

Verificamos el número de Reynolds:

$$R_e = \frac{0.036*0.0002}{0.0000010105}$$

$R_e = 7.045 > 1$ entonces no predomina flujo laminar

- Asumimos que predomina régimen de flujo turbulento $R_e > 2000$ (Ley de Newton)

$$V_s = \sqrt{2.00 * g * d * (S - 1)^2}$$

$$R_e = \frac{V_s * d}{v} > 2000$$

Donde:

$$V_s = ? \text{ (m/s)}$$

$$R_e = ?$$

$$d = 0.0002 \text{ (m)}$$

$$g = 9.81 \text{ (m/s}^2\text{)}$$

$$v = 0.0000013100 \text{ (m}^2\text{/s)}$$

$$S = 2.65 \text{ (g/cm}^3\text{)}$$

Velocidad de sedimentación

Numero de Reynolds

Diámetro de la partícula

Aceleración de la gravedad

Viscosidad cinemática del agua

Velocidad de flujo en el canal

$$V_s = \frac{(2.65-1)*9.81*0.0002^2}{18*0.0000013100}$$

$$V_s = \mathbf{0.093 \text{ (m/s)}}$$

Verificamos el número de Reynolds:

$$R_e = \frac{0.093*0.0002}{0.0000013100}$$

$R_e = 14.167 < 2000$ entonces no predomina flujo turbulento

- Flujo en transición ley de Allen ($1 < R_e < 2000$)

$$V_s = \frac{\sqrt{4 * g * d * (S - 1)}}{g * C_d}$$

$$C_d = \frac{24}{Re} + \frac{g}{\sqrt{Re}} + 0.34$$

$$R_e = \frac{V_s * d}{v}$$

Donde:

$$V_s = ? \text{ (m/s)}$$

$$R_e = ?$$

$$C_d = ?$$

$$d = 0.0002 \text{ (m)}$$

$$g = 9.81 \text{ (m/s}^2\text{)}$$

$$v = 0.0000013100 \text{ (m}^2\text{/s)}$$

Velocidad de sedimentación

Numero de Reynolds

Coficiente de resistencia de las partículas

Diámetro de la partícula

Aceleración de la gravedad

Viscosidad cinemática del agua

$$S = 2.65 \text{ (g/cm}^3\text{)}$$

Velocidad de flujo en el canal

Reemplazando valores se tiene las siguientes ecuaciones:

- Ecuación (1)

$$V_s = \left(\frac{0.004316}{C_d} \right)^{1/2}$$

- Ecuación (2)

$$C_d = \frac{0.1572}{V_s} + \frac{0.2428}{(V_s)^{1/2}} + 0.34$$

Igualando las ecuaciones (1) y (2) y realizando interacciones para determinar la velocidad de sedimentación (V_s) se obtiene la siguiente tabla:

<i>Asumimos la velocidad de sedimentación V_s (m/s)</i>	<i>Calculo de ecuación (1) C_d</i>	<i>Calculo de ecuación (2) V_s (m/s)</i>
0.02152	9.29992	0.02154
0.02154	9.29096	0.02155
0.02155	9.28704	0.02156
0.02156	9.28533	0.02156

Por tanto la velocidad de sedimentación y el coeficiente de resistencia de las partículas en el desarenador son:

$$C_d = 9.285 \text{ (m)}$$

$$V_s = 0.022 \text{ (m/s) ;ok cumple}$$

Paso 2: Velocidad horizontal critica de arrastre en el tanque según “Camp” (V_d)

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

Donde:

$$V_d = ? \text{ (cm/s)}$$

Velocidad critica

$$a = 44$$

Constante en función del diámetro

$$d = 0.2 \text{ (mm)}$$

Diámetro de la partícula

$$V_d = 44 * \sqrt{0.2}$$

$$V_d = 19.677 \text{ (cm/s)}$$

$$V_d = 0.20 \text{ (m/s)}$$

TABLA C: Valores del coeficiente “a”

Diámetro (d)	a
$d > 1 \text{ mm}$	36
$1 \text{ mm} > d > 0.1 \text{ mm}$	44
$D < 0.1 \text{ mm}$	51

Paso 3: Sección transversal del desarenador ($A_{\text{transversal}}$)

$$V_a = V_d = \frac{Q_{\text{maxh}}}{A_{\text{transversal}}}$$

Donde:

$V_{\text{transversal}} = ? \text{ (m}^2\text{)}$	Área transversal de flujo del desarenador
$V_d = 0.22 \text{ (m/s)}$	Velocidad horizontal
$Q_{\text{maxh}} = 0.020 \text{ (m}^3\text{/s)}$	Caudal máximo horario

$$V_d = \frac{Q_{\text{maxh}}}{A_{\text{transversal}}}$$

Despejando el área transversal de flujo del desarenador:

$$A_{\text{transversal}} = \frac{Q_{\text{maxh}}}{V_d}$$

$$A_{\text{transversal}} = \frac{0.020}{0.197}$$

$$A_{\text{transversal}} = 0.010 \text{ (m}^2\text{)}$$

Paso 4: Determinación de las dimensiones del desarenador

$$L = \frac{V_d * h}{V_s - 0.04 * V_d}$$

$$l = \frac{B - B'}{2 * \tan(\alpha)} < \frac{L}{B}$$

Donde:

$L = ?$ (m)	Longitud especifica del desarenador
$l = ?$ (m)	Longitud de transición
$h = 0.30$ (m)	Tirante de agua
$V_d = 0.197$ (m/s)	Velocidad critica
$V_s = 0.022$ (m/s)	Velocidad de sedimentación
$B = 0.50$ (m)	Ancho o base del desarenador
$B' = 0.25$ (m)	Ancho del canal
$\alpha = 58$ (°)	Angulo de ensanchamiento gradual de la transición (grados)

$$L = \frac{0.197 * 0.30}{0.022 - 0.04 * 0.197}$$

$$L = 4.312 \text{ (m) // calculado}$$

$$L = 4.500 \text{ (m) // asumido}$$

$$l = \frac{0.500 - 0.25}{2 * \tan(58)}$$

$$l = 0.078 \text{ (m) // calculado}$$

$$l = 0.600 \text{ (m) // asumido}$$

$$l < L/B \text{ ; cumple}$$

Paso 5: verificación del tiempo de retención hidráulica

$$T_s = \frac{h}{V_s}$$

$$T_d = \frac{L}{V_d}$$

$$T_d > T_s$$

Donde:

$T_s =$ (s)	Periodo teórico de retención
$T_d =$ (m)	Periodo de desplazamiento
$h = 0.30$ (m)	Tirante del agua
$V_s = 0.022$ (m/s)	Velocidad de sedimentación
$L = 4.500$ (m)	Longitud especifica del desarenador

$$V_d = 0.197 \text{ (m/s)}$$

Velocidad crítica

$$T_s = \frac{0.30}{0.02}$$

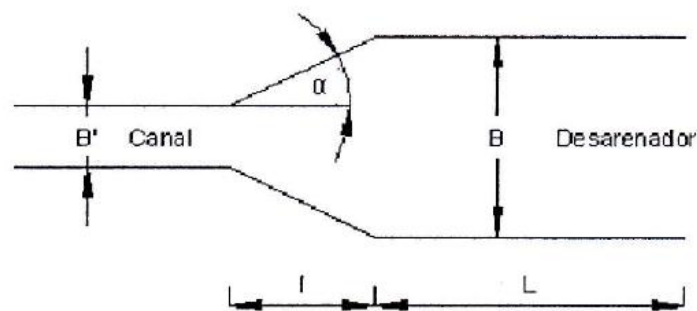
$$T_s = 13.91 \text{ (s)}$$

$$T_d = \frac{4.50}{0.20}$$

$$T_d = 22.87 \text{ (s)}$$

$$T_d > T_s; \text{cumple}$$

Paso 8: Dimensiones del desarenador



Ancho del canal	B'	0.25	(m)
Angulo de ensanchamiento gradual	alpha	58.00	(°)
Ancho o base del desarenador	B	0.50	(m)
Longitud de transición	l	0.60	(m)
Longitud del desarenador	L	4.500	(m)

Paso 9: Diseño del canal Parshall (si se tiene un control por garganta o Parschall)

$$h_{\max} = \frac{(Q_{\max})^2/3}{k*b}$$

$$h_{\min} = \frac{(Q_{\min})^2/3}{k*b}$$

$$W_{\max} = \frac{3}{2} * \frac{(Q_{\max})^2/3}{k*b}$$

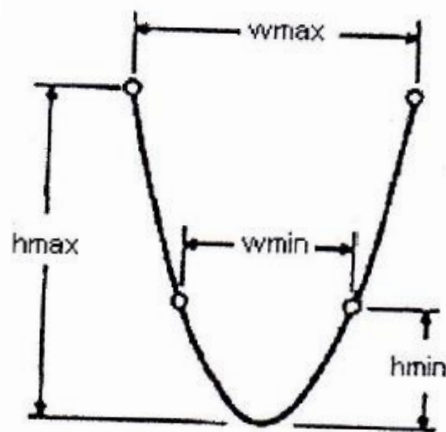
$$W_{\min} = \frac{3}{2} * \frac{(Q_{\min})^2/3}{k*b}$$

Donde:

$$h_{\max} = \text{(m)}$$

Altura máxima

$h_{\min} =$ (m)	Altura mínima
$w_{\max} =$ (m)	Ancho máximo
$w_{\min} =$ (m)	Ancho mínimo
$Q_{\max} = 0.020$ (m ³ /s)	Caudal máximo horario
$Q_{\min} = 0.007$ (m ³ /s)	Caudal mínimo
$k = 1.85$	Constante
$b = 0.08$ (m)	Ancho de garganta
$V_h = 0.197$ (m/s)	Velocidad horizontal



$$h_{\max} = \frac{(0.020)^2/3}{1.85 \cdot 0.08}$$

$$h_{\max} = 0.0009 \text{ (m)}$$

$$h_{\min} = \frac{(0.007)^2/3}{1.85 \cdot 0.08}$$

$$h_{\min} = 0.000001 \text{ (m)}$$

$$W_{\max} = \frac{3}{2} * \frac{(0.020)^2/3}{0.09 \cdot 0.197}$$

$$W_{\max} = 0.011 \text{ (m)}$$

$$W_{\min} = \frac{3}{2} * \frac{(0.007)^2/3}{0.06 \cdot 0.197}$$

$$W_{\min} = 0.002 \text{ (m)}$$

DISEÑO DEL REACTOR UASB

Datos de caudales de diseño:

$Q_{\max\text{dis}} = 12.01$ (l/s)	Caudal Maximo de diseño	$Q_{\max\text{dis}} = 43.24$ (m ³ /hr)
$Q_{\max\text{d}} = 10$ (l/s)	Caudal máximo diario	$Q_{\max\text{d}} = 36$ (m ³ /hr)
$Q_{\max\text{h}} = 20.15$ (l/s)	Caudal máximo horario	$Q_{\max\text{h}} = 72.54$ (m ³ /hr)

Datos físicoquímicos:

$\text{DBO}_5 = S = 664$ (mg/L)	Concentración de DBO_5
$\text{DQO} = S_o = 1496$ (mg/L)	Concentración de DQO

Paso 1: Carga orgánica máxima por día (DBO_5)

$$\text{CO}_{\max} = S * Q_{\max\text{dis}}$$

Donde:

$\text{CO}_{\max} =$ (kg DBO_5 /día)	Carga orgánica máxima por día (DBO_5)
$S = 664$ (mg/L)	Concentraciones de DBO_5
$Q_{\max\text{d}} = 43.24$ (m ³ /día)	Caudal máximo diario // calculado

$$\text{CO}_{\max} = 664 * 43.24$$

$$\text{CO}_{\max} = 28711.36$$

$$\text{CO}_{\max} = 287.11 \text{ (kg } \text{DBO}_5\text{/día)}$$

Paso 2: Carga orgánica máxima por día (DQO)

$$\text{CO}_{\max} = S_o * Q_{\max\text{dis}}$$

Donde:

$\text{CO}_{\max} =$ (kg DQO/día)	Carga orgánica máxima por día (DQO)
$S_o = 1496$ (mg/L)	Concentraciones de DBO_5
$Q_{\max\text{d}} = 43.24$ (m ³ /día)	Caudal máximo diario // calculado

$$\text{CO}_{\max} = 1496 * 43.24$$

$$CO_{\max} = 64687.04$$

$$CO_{\max} = 646.87 \text{ (kg DQO/día)}$$

Paso 3: Diseño del reactor UASB

Diseño por carga hidráulica:

- *Volumen del reactor (V_r)*

$$V_r = Q_{\max\text{dis}} * \text{TRH}$$

Donde:

$V_r = (\text{m}^3)$	Volumen del reactor
$Q_{\max\text{dis}} = 43.24(\text{m}^3/\text{hr})$	Caudal máximo de diseño
$\text{TRH} = 6 \text{ (hf)}$	Tiempo de retención hidráulico

$$V_r = 43.24 * 6$$

$$V_r = 259.44 \text{ (m}^3\text{)}$$

- *Altura del reactor (H)*

$$H = VA * \text{TRH}$$

Donde:

$H = (\text{m})$	Altura del reactor
$VA = 0.50 \text{ (m/hr)}$	Velocidad ascendente de diseño //asumido
$\text{TRH} = 6 \text{ (hr)}$	Tiempo de retención

$$H = 0.50 * 6$$

$$H = 3.00 \text{ (m)}$$

$$H = 4.00 \text{ m // Asumido}$$

- *Área del reactor (A_r)*

$$A_r = \frac{V_r}{H}$$

Donde:

$A_r = (\text{m}^2)$	Área del reactor
$V_r = 129.72(\text{m}^3)$	Volumen del reactor
$H = 4.00 \text{ (m)}$	Altura del reactor

$$A_r = \frac{129.72}{4}$$

$$A_r = 32.43 \text{ (m}^2\text{)}$$

- Longitud del reactor (L_r)

Para la sección cuadrada la longitud del reactor será:

$$L_r = \sqrt{A_r}$$

Donde:

$L_r =$ (m) Longitud del reactor
 $A_r = 32.43$ (m²) Área del reactor

$$L_r = \sqrt{32.43}$$

$$L_r = 5.69 \text{ (m) // calculado}$$

$$L_r = 6 \text{ (m) // asumido}$$

Por lo tanto la longitud, la altura, el área y volumen de diseño real del reactor será:

$$L_r = 6 \text{ (m)}$$

$$H = 4.00 \text{ (m)}$$

$$A_r = L_r * L_r$$

$$V_r = A_r * H$$

$$A_r = 6*6$$

$$V_r = 32.43* 4.00$$

$$A_r = 36 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$V_r = 129.72 \text{ (m}^3\text{)}$$

Paso 4: Verificación velocidades superficiales en el área del reactor

La velocidad ascendente para líquidos domésticos deberá estar comprendida según la siguiente tabla:

TABLA D: Velocidades superficiales recomendadas para diseño de reactores UASB para tratamiento de aguas residuales domesticas

Q	VA (m/hr)
Medio	0.5 – 0.7
Máximo	0.9 – 1.1
Pico	< 1.5

Fuente: (Adaptado de Lettinga & Hulshoff Pol (1995))

Con el caudal medio la velocidad debe estar comprendida entre 0.5 – 0.7 (m/hr)

$$V = \frac{Q_m}{A_r}$$

$$V = \frac{12.01}{32.43}$$

$$V = 0.5 \text{ (m/hr) Ok!!}$$

Con el caudal máximo horario la velocidad debe ser menor a 1.5 (m/hr)

$$V = \frac{Q_{mah}}{A_r}$$

$$V = \frac{22.16}{32.43}$$

$$V = 1 \text{ (m/hr) Ok!!}$$

Paso 5: Carga orgánica volumétrica (COV)

$$COV = \frac{CO_{max}}{V_r}$$

Donde:

COV = (kg DBO/ m³* día) Carga orgánica volumétrica

CO_{Max} = 28711(kg DBO/día) Carga orgánica máxima por día (DBO)

V_r = 129.72 (m³) Volumen del reactor

$$COV = \frac{28711}{129.72}$$

$$COV = 221(\text{kg DQO/ m}^3 \text{* día})$$

Paso 6: Carga orgánica superficial (CO_{sup})

$$CO_{sup} = \frac{CO_{max}}{A_r}$$

Donde:

CO_{sup} = (kg DQO₅/ m²* día) Carga orgánica superficial

CO_{Max} = 64687(kg DQO/día) Carga orgánica máxima por día (DQO)

A_r = 129.72 (m²) Área del reactor

$$CO_{sup} = \frac{64687}{129.72}$$

$$CO_{sup} = 499(\text{kg DBO}_5 \text{/ m}^2 \text{* día})$$

Paso 7: Carga hidráulica volumétrica (CHV)

$$CHV = \frac{Q_{maxd}}{V_r}$$

Donde:

CHV = (m³/m³ *día) Carga hidráulica volumétrica

Q_{maxd} = 36 (m³/día) Caudal máximo diario

V_r = 129.72(m³) Volumen del reactor

$$CHV = \frac{36}{129.72}$$

$$\text{CHV} = 0.28 \text{ (m}^3/\text{m}^3 \cdot \text{día)}$$

Paso 8: Distribución del afluyente

- Diámetro de la tubería de distribución (D)

$$D = \sqrt{\frac{Q_m * 4}{V_{tp} * \pi}}$$

Donde:

D = (m)	Diámetro de las tuberías de distribución
$Q_m = 0.012 \text{ (m}^3/\text{s)}$	Caudal medio diario
$V_{tp} = 0.3 \text{ (m/s)}$	Velocidad en la tubería primaria (menor 0.3 (m/s))

$$D = \sqrt{\frac{0.012 * 4}{0.3 * \pi}}$$

$$D = 0.22 \text{ (m) // calculado}$$

$$D = 6.00 \text{ (plg) // asumido}$$

$$\mathbf{D = 6 \text{ (plg) // adoptado}}$$

Según NB 688 se asumirá un diámetro de 6 pulgadas.

- Numero de difusores (Nd)

$$N_d = \frac{A_r}{A_d}$$

Donde:

Nd =	Numero de difusores
$A_r = 129.72 \text{ (m}^2)$	Área del reactor
$A_d = 4 \text{ (m}^2)$	Área de influencia de cada distribuidor (entre 2 a 4 por m ²)

$$N_d = \frac{144.12}{4}$$

$$N_d = 32.43 \text{ // calculado}$$

$$\mathbf{N_d = 33 \text{ // adoptado}}$$

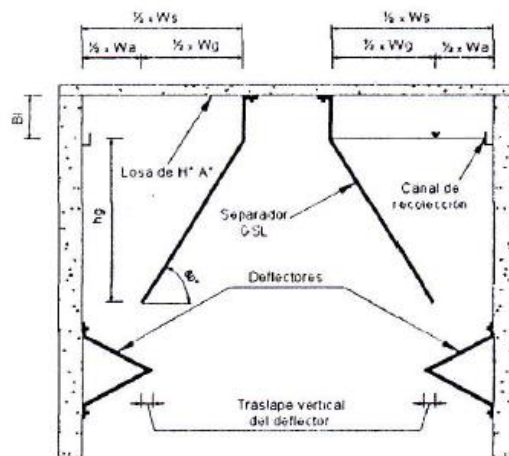
Paso 9: Diseño del separador gas – solido – liquido (GSL)

- Área libre (A_{libre})

Se debe calcular el área libre con el canal medio y caudal máximo una vez calculado se debe escoger *el mayor* este será el área libre. Las velocidades máximas de flujo en las aberturas según recomendaciones no deben ser superiores a 6 m/h según tabla:

TABLA E: Velocidades en el área libre del reactor (en aberturas entre reactor y GSL)

Q	Velocidades (m/hr)
Medio	2.0 - 2.5
Máximo	4.0 – 4.2
Pico	5.5 – 6.0



- Calculo con el caudal medio

$$A_{(\text{libre})} = \frac{Q_m}{V}$$

Donde:

$$A_{(\text{libre})} = (\text{m}^2)$$

Área libre del reactor

$$Q_m = 43.24 (\text{m}^3/\text{hr})$$

Caudal de afluente medio

$$V_{(Q_m)} = 2.5 (\text{m/hr})$$

Velocidad media en el área libre del reactor

$$A_{(\text{libre})} = \frac{43.24}{2.50}$$

$$A_{(\text{libre})} = 17.30 (\text{m}^2)$$

- Calculo con el caudal máximo diario

$$A_{(\text{libre})} = \frac{Q_{\text{maxd}}}{V}$$

Donde:

$A_{(\text{libre})} = (\text{m}^2)$	Área libre del reactor
$Q_{\text{maxd}} = 36 (\text{m}^3/\text{hr})$	Caudal de afluente máximo diario
$V_{(Q_m)} = 4.2 (\text{m}/\text{hr})$	Velocidad media en el área libre del reactor

$$A_{(\text{libre})} = \frac{36}{4.2}$$

$$A_{(\text{libre})} = 8.57 (\text{m}^2)$$

Por lo tanto el área libre será mayor de las aéreas obtenidas el cual será:

$$A_{(\text{libre})} = 9.00 (\text{m}^2)$$

- Ancho de la abertura entre el reactor y el separador GSL (W_a)

$$W_a = \frac{A_{(\text{libre})}}{L_r}$$

Donde:

$W_a = (\text{m})$	Ancho de la abertura entre el reactor y entre separadores de GSL
$A_{(\text{libre})} = 9.00 (\text{m}^2)$	Área libre del reactor
$L_r = 6 (\text{m})$	Longitud del reactor

$$W_a = \frac{9}{6}$$

$$W_a = 1.5 (\text{m})$$

$$\frac{1}{2} * W_a = 0.75 (\text{m}) \text{ // calculado}$$

$$\frac{1}{2} * W_a = 1 (\text{m}) \text{ // adoptado}$$

- Altura de la campana (h_g)

La altura del colector de gas debe estar comprendido entre 1.5 a 2.0 metros para reactores de 4 a 7 metros de profundidad:

$$h_g = 1.5 (\text{m})$$

- Ancho de los lados de la campana (W_g)

$$\frac{1}{2} * W_g = \frac{hg}{\tan\alpha}$$

Donde:

$W_g = (m)$ Ancho de los lodos de la campana
 $hg = 1.5 (m)$ Altura de la campana (m)
 $\alpha = 60.0 (m)$ Angulo de inclinación de la campana (40 – 60 °) grados

$$W_g = \frac{1.5}{\tan 60}$$

$$W_g = 1.73$$

$$\frac{1}{2} * W_g = 0.87 (m) // \text{calculado}$$

$$\frac{1}{2} * W_g = \mathbf{1 (m) // adoptado}$$

- Área de la superficie húmeda (A_s)

Se debe calcular el área de la superficie húmeda con el caudal medio y caudal máximo una vez calculado se debe escoger el mayor. Las velocidades máximas de flujo en las aberturas según recomendaciones no deben ser superiores a 6 m/h según tabla.

TABLA F: Velocidad de aplicación superficial y tiempos de retención hidráulica en el comportamiento de sedimentación

Q	Velocidad de aplicación superficial (m/h)
<i>Medio</i>	0.6 – 0.8
Máximo	< 1.2
<i>Pico</i>	< 1.6

- Calculo con el caudal medio

$$A_s = \frac{Q_m}{V_s}$$

Donde:

$A_s = (m^2)$ Área de superficie húmeda (m^2)
 $Q_m = 43.24 (m^3/hr)$ Caudal de afluente medio
 $V_{(Q_m)} = 0.80 (m/hr)$ Velocidad de aplicación superficial (m/hr)

$$A_s = \frac{43.24}{0.80}$$

$$A_s = \mathbf{54 (m^2)}$$

Por lo tanto el área de superficie húmeda será el mayor de las áreas obtenidas:

$$A_s = \frac{Q_{\max d}}{V_s}$$

Donde:

$A_s = (m^2)$ Área de superficie húmeda (m^2)

$Q_{\max d} = 36 (m^3/hr)$ Caudal de afluente medio

$V_{(Q_{\max d})} = 1.20 (m/hr)$ Velocidad de aplicación superficial (m/hr)

$$A_s = \frac{36.00}{1.20}$$

$$A_s = 30 (m^2)$$

Por lo tanto el área de superficie húmeda será el mayor de las áreas obtenidas:

$$A_s = 30 (m^2)$$

- Ancho de la superficie húmeda (W_s)

$$W_s = \frac{A_s}{L_r}$$

Donde:

$W_s = (m)$ Ancho de la superficie húmeda

$A_s = 30 (m^2)$ Área de superficie húmeda

$L_r = 6 (m)$ Longitud del reactor

$$W_s = \frac{30}{6}$$

$$W_s = 5 (m)$$

$$\frac{1}{2} * W_s = 2.5 (m) // \text{calculado}$$

$$\frac{1}{2} * W_s = 2.5 (m) // \text{adoptado}$$

Paso 10: Estimación de la eficiencia de remoción de DBO en el sistema

$$EDBO = 100 * (1 - 0.70 * TRH^{0.5})$$

$$SDBO = S_o - \frac{EDBO * S_o}{100}$$

Donde:

EDBO = (%)	Eficiencia de remoción de DBO
TRH = 6 (hr)	Tiempo de retención hidráulico
SDBO = (mg/l)	Concentración de DBO en el efluente final
So = 664 (mg/l)	Concentración de DBO en el afluente

$$EDBO = 100 * (1 - 0.70 * 6^{-0.5})$$

$$EDBO = 71.50 (\%)$$

$$SDBO = 664 - \frac{71.50 * 664}{100}$$

$$SDBO = 190 \text{ (mg/l)}$$

Paso 11: Estimación de la eficiencia de remoción de DQO en el sistema

$$EDQO = 100 * (1 - 0.68 * TRH^{-0.35})$$

$$SDQO = S_o - \frac{EDQO * S_o}{100}$$

Donde:

EDQO = (%)	Eficiencia de remoción de DQO
TRH = 8 (hr)	Tiempo de retención hidráulico
SDQO = (mg/l)	Concentración de DQO en el efluente final
So = 1496 (mg/l)	Concentración de DQO en el afluente

$$EDQO = 100 * (1 - 0.68 * 8^{-0.35})$$

$$EDQO = 67.20 (\%)$$

$$SDQO = 1496 - \frac{67.20 * 1496}{100}$$

$$SDQO = 490.68 \text{ (mg/l)}$$

Paso 12: Concentración de sólidos en el efluente final

$$SS = \frac{250}{TRH} + 10$$

Donde:

SS = (mg/l) Concentraciones de sólidos en suspensión en el efluente

TRH = 6 (hr) Tiempo de retención hidráulico

$$SS = \frac{250}{6} + 10$$

$$SS = 52 \text{ (mg/l)}$$

Paso 13: Producción de lodos

$$P_{\text{lodo}} = Y * DQO_{\text{aplicado}}$$

Donde:

$P_{\text{lodo}} =$ (kg SST/día) Producción de lodos

$Y = 0.15$ (kg SST/kg DQO_{aplicado}) Coeficiente de producción de lodos

DQO_{aplicado} = 104.6 (kg DQO/día) Masa de DQO removida

$$P_{\text{lodo}} = 0.15 * 104.6$$

$$P_{\text{lodo}} = 73.60 \text{ (kg SST/día)}$$

Paso 14: Diseño del canal de recolección

- Longitud requerida del canal de recolección (Lc)

$$Lc = \frac{Q_{\text{max}}}{QL_{\text{max}}}$$

Donde:

Lc = (m) Longitud requerida para el canal

$Q_{\text{maxd}} = 10$ (m³/h) Caudal máximo diario

$QL_{\text{maxd}} = 4.4$ (m³/h*m) Coeficiente de caudal unitario por metro lineal

$$L_c = \frac{10}{4.4}$$

$$L_c = 2.27 \text{ (m)}$$

- Longitud disponible del canal de recolección

$$L_d = 2 * L$$

Donde:

$L_d = \text{(m)}$ Longitud requerida para el canal

$L = 6 \text{ (m}^3/\text{h)}$ Longitud del reactor

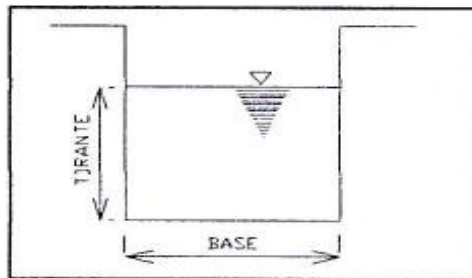
$$L_d = 2 * 6$$

$$L_d = 12 \text{ (m) Ok!!}$$

- Sección del canal de recolección

$$\frac{Q}{A} = (1/n) * R^{2/3} * S^{1/2} \text{ (Formula de Manning)}$$

$$K = Q * \frac{n}{S^{0.5}} \quad K' = R^{2/3} * A$$



Donde:

$N^{\circ}C = 200$ Número de canales

$Q_c = 0.0020 \text{ (m}^3/\text{s)}$ Caudal en el canal

$S = 0.0015 \text{ (m/m)}$ Pendiente del canal

$n = 0.013$ Coeficiente de Manning

$V = ? \text{ (m/s)}$ Velocidad del canal

$R = ? \text{ (m)}$ Radio hidráulico

$A = ? \text{ (m}^2)$ Área mojada

iteración	Base (m)	Tirante (m)	A (m)	P (m)	R (m)	K	K'
1	0.3	0.100	0.030	0.500	0.06	0.00107	0.00460
2	0.3	0.037	0.011	0.374	0.02968	0.00107	0.00106
3	0.3	0.0372	0.011	0.374	0.02981	0.00107	0.00107

Sección óptima del canal:

$B = 0.3$ (m) Base del canal

$T = 0.037$ (m) Tirante de agua

Construcción:

$B = 0.3$ (m) Base del canal

$T = 0.05$ (m) Tirante de agua

$hr = 0.15$ (m) Altura de rebase

$Hc = 0.20$ (m) Altura interior del canal

DISEÑO DEL HUMEDAL DE FLUJO SUBSUPERFICIAL

(Flujo horizontal)

Datos de caudales de diseño:

$Q_{\max\text{dis}} = 12.01$ (l/s)	Caudal Maximo de diseño	$Q_{\max\text{dis}} = 43.24$ (m ³ /hr)
$Q_{\max\text{d}} = 10$ (l/s)	Caudal máximo diario	$Q_{\max\text{d}} = 36.00$ (m ³ /hr)
$Q_{\max\text{h}} = 20.15$ (l/s)	Caudal máximo horario	$Q_{\max\text{h}} = 72.54$ (m ³ /hr)
$C_o = 190$ (mg/l)	Concentración de DBO ₅ del afluente	
$C_e = 60$ (mg/l)	Concentración de DBO ₅ del efluente //asumido	
$T = 22.9$ (°C)	Temperatura del agua a la entrada	
Vegetación = plantas acuáticas		
$y = 0.8$ (m)	Profundidad del humedal SFS	
$D_m = 25.00$ (mm)	Diámetro del material granular	
$n = 38.00$ (%)	Porosidad del medio granular del humedal	
$K_s = 25000$ (m ³ /m ² /día)	Conductividad hidráulica //asumido	
$m = 0.010$ (m/m)	Pendiente del fondo del lecho	

El cálculo de la Concentración de DBO₅ del efluente se lo realizo por medio del porcentaje de remoción que tienen los humedales del 70 al 85 %.

$$\text{Calculo de remoción} = 190 * 0.70 = 133 \text{ mg/l}$$

$$\text{Efluente Final (Humedal)} = 190 - 133 = 57 \text{ mg/l}$$

Cumple la norma exigida en la de 60 mg/l

Paso 1: Calculo del área superficial (A_s)

$$K_T = 1.104 * 1.06^{T-20}$$

$$A_s = \frac{Q_m * n * ((C_o) / (C_e))}{K_T * y * n}$$

Donde:

$A_s =$ (m²) Área superficial del humedal

$K_T =$ (d⁻¹) Constante de temperatura del agua

$T = 22.9$ (°C)	Temperatura del agua
$Q_m = 288.24$ (m ³ /día)	Caudal medio diario
$C_o = 190$ (mg/l)	Concentraciones de DBO ₅ del afluente
$C_e = 60$ (mg/l)	Concentraciones de DBO ₅ del efluente
$y = 0.6$ (m)	Profundidad del agua en el humedal
$n = 38.0$ (%)	Porosidad del medio granular del humedal

$$K_T = 1.104 * 1.06^{22.9 - 20}$$

$$K_T = 1.30 \text{ (d}^{-1}\text{)}$$

$A_s = 73.31 \text{ (m}^2\text{)}$ por lo tanto se asume

$$A_s = 75 \text{ (m}^2\text{)}$$

Paso 2: Calculo del ancho mínimo de una celda de humedal

$$W = \frac{1}{y} * \left(\frac{Q_m * A_s}{m * K_s} \right)^{0.5}$$

Donde:

$W =$ (m) Ancho de una celda del humedal

$Q_m = 864$ (m³/día) Caudal máximo diario

$A_s = 75$ (m²) Área superficial del humedal

$m = 0.010$ (m/m)

$K_s = 25000$ (m³/m²/día)

$y = 0.6$ (m)

$$W = 26.83 \text{ (m) //calculado}$$

$$W = 27 \text{ (m) // asumido}$$

Paso 3: Calculo de la relación largo/ancho

$$L = \frac{A_s}{W}$$

Donde:

$L =$ (m) Longitud de la celda de humedal

$$A_s = 75 \text{ (m}^2\text{)}$$

Área superficial del humedal

$$W = 27 \text{ (m)}$$

Ancho de una celda del humedal

$$L = \frac{75}{14}$$

$$L = 2.78 \text{ (m) //calculado}$$

$$L = 3 \text{ (m) // asumido}$$

Por lo tanto la longitud, el ancho, la profundidad, el área y volumen de diseño real del humedal será:

$$L = 3.00 \text{ (m)}$$

$$W = 27 \text{ (m)}$$

$$y = 0.600 \text{ (m)}$$

$$A_s = L * W$$

$$A_s = 3.00 * 27$$

$$A_s = 81 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$V_{\text{hum}} = A_s * y$$

$$V_{\text{hum}} = 75 * 0.600$$

$$V_{\text{hum}} = 45 \text{ (m}^3\text{)}$$

Resumen de dimensiones para cada humedal:

$$L = 3 \text{ (m)}$$

$$W = 27 \text{ (m)}$$

$$y = 0.60 \text{ (m)}$$

$$A_s = 75 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$V_{\text{hum}} = 45 \text{ (m}^3\text{)}$$

Paso 4: Calculo del tiempo de retención hidráulica (t)

$$t = \frac{L * W * y * n}{Qm}$$

Donde:

t= (día)	Tiempo de retención hidráulica
----------	--------------------------------

$L = 3(m)$	Longitud de la celda de humedal
$W = 27 (m)$	Ancho de una celda de humedal
$y = 0.60 (m)$	Profundidad del agua en el humedal
$n = 38 (\%)$	Porosidad del medio granular del humedal
$Q_m = 864 (m^3/día)$	Caudal máximo diario

$$t = 0.02 (\text{día})$$

$$t = 1 (\text{día}) // \text{asumido}$$

DISEÑO DEL LECHO DE SECADO

Datos de diseño:

$P_f = 5317 (\text{hab})$	Población futura
$T_d = 30 (\text{día})$	Tiempo de digestión (acumulado o secado)
$H_d = 0.300 (m)$	Profundidad de aplicación
$C = 1.0 (l/\text{hab}/\text{día})$	Contribución per cápita //asumido

Paso 1: Volumen de lodo fresco

$$V = P_f * C * T_d$$

Donde:

$V = (m^3)$	Volumen de lodo fresco
$P_f = 5317 (\text{hab})$	Población futura
$C = 0.0010 (m^3/\text{hab}/\text{día})$	Contribución per cápita
$T_d = 30 (\text{día})$	Tiempo de digestión (acumulación secado)

$$V = 5317 * 0.001 * 30$$

$$V = 159.51 \text{ (m}^3\text{)}$$

Paso 2: Volumen de lodos a secar

$$V_{\text{seco}} = \text{PI} * V$$

Donde:

$V_{\text{seco}} = \text{(m}^3\text{)}$	Volumen de lodos a secar
$V = 159.51 \text{ (m}^3\text{)}$	Volumen de lodo fresco
$\text{PI} = 10 \text{ (\%)}$	Porcentaje de aplicación de lodo

$$V_{\text{seco}} = 0.1 * 159.51$$

$$V_{\text{seco}} = 15.96 \text{ m}^3$$

Paso 3: Área del lecho de secado

$$A = \frac{V_{\text{seco}}}{H_a}$$

Donde:

$A = \text{(m}^2\text{)}$	Área del lecho de secado
$V_{\text{seco}} = 15.96 \text{ (m}^3\text{)}$	Volumen de lodos a secar
$H_a = 0.300 \text{ (m)}$	Profundidad de aplicación

$$A = \frac{15.96}{0.300}$$

$$A = 53.2 \text{ (m}^2\text{)}$$

Paso 4: Dimensiones del lecho de secado

$$A = B * L$$

$$\frac{L}{B} = R \left(\frac{L}{B} \right)$$

Donde:

$B = \text{(m)}$	Ancho del lecho de secado de lodo
$L = \text{(m)}$	Largo del lecho de secado de lodo
$A = 53.2 \text{ (m}^2\text{)}$	Área del lecho de secado

$$R \left(\frac{L}{B} \right) = 2.5$$

Relación largo/ancho

$$B = 2.48 \text{ (m)}$$

$$L = 6.19 \text{ (m)}$$

Por tanto por construcción se asume:

$$B = 3.00 \text{ (m)}$$

$$L = 6.20 \text{ (m)}$$

$$A = 53.2 \text{ (m}^2\text{)}$$

LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO				
PUNTO	ESTE	NORTE	COTA TERRENO	DESCRIPCION
1	19526541,968	8780932,204	199,979	P
2	19526521,952	8780952,120	201,783	BM1
3	19526390,900	8780886,878	207,888	IT1
4	19526419,463	8780902,357	207,000	IT2
5	19526521,955	8780952,117	201,828	BM01
6	19526527,849	8781056,404	205,234	BM2
7	19526537,600	8780932,060	200,148	BM3
8	19526534,292	8780935,332	200,646	B4
9	19526529,575	8780934,949	200,895	E1
10	19526527,795	8780932,806	200,872	C1
11	19526524,749	8780933,285	200,875	B2
12	19526531,285	8780958,655	201,810	B1
13	19526527,128	8780958,189	201,862	B2
14	19526522,405	8780957,423	201,751	B3
15	19526520,018	8780982,424	202,807	B1
16	19526524,473	8780982,215	202,857	B2
17	19526515,193	8781003,093	204,443	1
18	19526528,967	8780982,738	202,800	B3
19	19526518,106	8781002,965	203,574	B1
20	19526522,550	8781002,701	203,598	B2
21	19526522,845	8781002,001	203,589	C2
22	19526527,278	8781000,433	203,478	B3
23	19526527,369	8781004,467	203,606	B1
24	19526527,769	8781006,543	203,673	B1
25	19526528,551	8781001,549	203,776	1
26	19526529,453	8781015,935	203,964	B1
27	19526524,924	8781016,473	204,033	B2
28	19526518,197	8781004,261	203,605	B3
29	19526520,607	8781016,886	203,957	B4
30	19526517,998	8781017,354	204,846	1
31	19526521,340	8781038,096	205,156	2
32	19526524,479	8781037,405	204,520	B1
33	19526528,542	8781036,233	204,596	B2
34	19526532,688	8781031,881	204,416	B3
35	19526536,427	8781043,978	204,789	B4
36	19526528,587	8781046,515	204,851	C3
37	19526562,477	8781130,543	204,493	AUX2
38	19526527,747	8781054,050	204,984	B3
39	19526542,833	8781063,195	205,398	PA1
40	19526527,301	8781059,863	205,133	B3
41	19526525,380	8781063,428	205,292	B4
42	19526542,083	8781048,289	204,810	B5
43	19526539,474	8781052,769	204,988	B6

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO

PROYECTO: PLANTA PILOTO
DE TRATAMIENTO A.R.
METODO UASB BARIOS
PROGRESO - SANTA CECILIA

Actividad: 1 -
MOVILIZACION Y
DESMOVILIZACION

Unitario: GLB

Cantidad: 1.00

Moneda: Bolivianos

Descripción	Und.	Ca nti da d	% Pr od uc tiv o	Pre cio Im pro duc tivo	Precio Productiv.	C o s t o T o t a l
1.- MATERIALES						
MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPO Y PERSONAL	GLB	1,0000			13.920,00	0,0000
TOTAL MATERIALES						0,0000
2.- MANO DE OBRA						
		0,0000			0,00	0,0000
SUBTOTAL MANO DE OBRA						0,0000
BENEFICIOS SOCIALES - % DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA					55,00%	0,0000
IMPUESTO AL VALOR AGREGADO - % SUBTOT M.O.+ CARGAS SOCIALES					0,00%	0,0000
TOTAL MANO DE OBRA						0,0000
3.- EQUIPO Y HERRAMIENTAS						
		0,0000	0,00%	0,00	0,00	0,0000
HERRAMIENTAS - % DEL TOTAL DE LA MANO DE OBRA					6,00%	0,0000
TOTAL EQUIPO Y						0,0000

		HERRAMIENTAS	00
4.-	GASTOS GENERALES		
	GASTOS GENERALES - % DE 1+2+3	1,00%	00
		TOTAL GASTOS GENERALES	00
5.-	UTILIDAD		
	UTILIDAD - % DE 1+2+3 +4	10,00%	00
		TOTAL UTILIDAD	00
6.-	IMPUESTOS		
	IMPUESTO A LAS TRANSACCIONES - % DE 1+2+3+4+5	0,00%	00
		TOTAL IMPUESTOS	00
		TOTAL PRECIO UNITARIO	00

**ANÁLISIS DE
PRECIO
UNITARIO**
PROYECTO: PLANTA PILOTO
DE TRATAMIENTO A.R.
METODO UASB BARIOS
PROGRESO - SANTA CECILIA

Actividad: 2 - INSTALACION
DE FAENAS

Unitario: GLB

Cantidad: 1.00

Moneda: Bolivianos

Descripción	Und.	Cantidad	% Productivo	Precio Improductivo	Precio Productivo	Costo Total
1.- MATERIALES						
AGUA	M3	0,2500			13,92	00
ALAMBRE DE AMARRE	KG	1,0000			13,92	00
ARENA COMUN	M3	1,0			76,56	00

				00				0
				00				0
				40,				0
				00				0
				00				0
				0			48,72	0
				50				0
				0,0				0
				00				0
				00			1,86	0
				2,0				0
				00				0
				00			18,10	0
				##				0
				##				0
				##				0
				##				0
				#			1,25	0
				31				0
				0,0				0
				00				0
				00			4,87	0
				4,0				0
				00				0
				00			556,80	0
				2,0				0
				00				0
				00			313,20	0
TOTAL								0
MATERIA								0
LES								0
2.- MANO DE OBRA								
				12				0
				0,0				0
				00				0
				00			18,58	0
				16				0
				0,0				0
				00				0
				00			12,39	0
SUBTOTAL								0
MANO								0
DE OBRA								0
							55,00%	0
								0
							0,00%	0
								0
TOTAL								0
MANO DE								0
OBRA								0
3.- EQUIPO Y HERRAMIENTAS								
				0,0	0,0			0
				00	0			0
				00	%	0,0		0
						0	0,00	0
								0
							6,00%	0
								0
TOTAL								0
EQUIPO Y								0
HERRAMI								0

		ENTAS	0
4.-	GASTOS GENERALES		
	GASTOS GENERALES - % DE 1+2+3	1,00%	0 , 0 0
	TOTAL GASTOS GENERAL ES		0 , 0 0
5.-	UTILIDAD		
	UTILIDAD - % DE 1+2+3 +4	10,00%	0 , 0 0
	TOTAL UTILIDAD		0 , 0 0
6.-	IMPUESTOS		
	IMPUESTO A LAS TRANSACCIONES - % DE 1+2+3+4+5	0,00%	0 , 0 0
	TOTAL IMPUESTOS		0 , 0 0
	TOTAL PRECIO UNITARIO		0 , 0 0

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO

PROYECTO: PLANTA PILOTO
DE TRATAMIENTO A.R.
METODO UASB BARIOS
PROGRESO - SANTA CECILIA

Actividad: 3 - PROVISION Y
COLOCADO DE LETRERO DE
OBRA

Unitario: PZA

Cantidad: 1.00

Moneda: Bolivianos

Descripción	Und.	C a n t i d a d	% P r o d u c t i v o	P r e c i o I m p r o d u c t i v o	P r e c i o P r o d u c t i v o	C o s t o T o t a l
1.- MATERIALES						
ESTRUCTURA METALICA PARA LETREROS	GLB	1,00 00			1.044,00	0 , 0 0
GIGANTOGRAFIA DE LONA 5 X 3	PZA	1,00 00			3.132,00	0 , 0 0

MADERA DE CONSTRUCCION	P2	80,7200			4,87	0,00
PINTURA LATEX MONOPOL	LT	6,5000			114,84	0,00
TOTAL MATERIALES						0,00
2.- MANO DE OBRA						
AYUDANTE	HR.	6,00420			12,39	0,00
CARPINTERO	HR.	4,0000			19,14	0,00
PINTOR	HR.	5,0000			19,14	0,00
SOLDADOR	HR.	6,0000			19,14	0,00
SUBTOTAL MANO DE OBRA						0,00
BENEFICIOS SOCIALES - % DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA					55,00%	0,00
IMPUESTO AL VALOR AGREGADO - % SUBTOT M.O.+ CARGAS SOCIALES					0,00%	0,00
TOTAL MANO DE OBRA						0,00
3.- EQUIPO Y HERRAMIENTAS						
		0,0000	0,00%	0,00	0,00	0,00
HERRAMIENTAS - % DEL TOTAL DE LA MANO DE OBRA					6,00%	0,00
TOTAL EQUIPO Y HERRAMIENTAS						0,00
4.- GASTOS GENERALES						
GASTOS GENERALES - % DE 1+2+3					1,00%	0,00
TOTAL GASTOS GENERALES						0,00
5.- UTILIDAD						
UTILIDAD - % DE 1+2+3 +4					10,00%	0,00

		0 , 0 0
TOTAL UTILIDAD		0
6.-	IMPUESTOS	
	IMPUESTO A LAS TRANSACCIONES - % DE 1+2+3+4+5	0,00%
TOTAL IMPUESTOS		0
TOTAL PRECIO UNITARIO		0

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO

PROYECTO: PLANTA PILOTO DE TRATAMIENTO A.R.
METODO UASB BARIOS
PROGRESO - SANTA CECILIA

Actividad: 4 - REPLANTEO Y TRAZADO DE TUBERIAS (ALCANTARILLADO)

Unitario: ML

Cantidad: 1896.86

Moneda: Bolivianos

Descripción	Und.	Cantidad	% Productivo	Precio Improductivo	Precio Productivo	Costo Total
1.- MATERIALES						
ESTUCO FINO	KG	0,0300			0,59	0,0300
ESTACAS DE MADERA	PZA	0,0500			2,99	0,0500
CLAVO 1/2"	KG	0,0300			17,40	0,0300
PINTURA AL OLEO SEMIBRILLO	GL	0,0079			66,12	0,0079
TOTAL MATERIALES						0,0300
2.- MANO DE OBRA						
ALARIFE	HR.	0,0400			12,39	0,0400

						0,0				0
						10				,
						00			31,32	0
	TOPOGRAFO	HR.								0
									SUBTOTAL MANO DE OBRA	0
	BENEFICIOS SOCIALES - % DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA							55,00%		0
	IMPUESTO AL VALOR AGREGADO - % SUBTOT M.O.+ CARGAS SOCIALES							0,00%		0
									TOTAL MANO DE OBRA	0
	3.- EQUIPO Y HERRAMIENTAS									
						0,0	0,0			0
						00	0	0,0		,
						00	%	0	0,00	0
	HERRAMIENTAS - % DEL TOTAL DE LA MANO DE OBRA							6,00%		0
									TOTAL EQUIPO Y HERRAMIENTAS	0
	4.- GASTOS GENERALES									
	GASTOS GENERALES - % DE 1+2+3							1,00%		0
									TOTAL GASTOS GENERALES	0
	5.- UTILIDAD									
	UTILIDAD - % DE 1+2+3 +4							10,00%		0
									TOTAL UTILIDAD	0
	6.- IMPUESTOS									
	IMPUESTO A LAS TRANSACCIONES - % DE 1+2+3+4+5							0,00%		0
									TOTAL IMPUESTOS	0
									TOTAL PRECIO UNITARIO	0

**ANÁLISIS DE
PRECIO
UNITARIO**
PROYECTO: PLANTA PILOTO

**DE TRATAMIENTO A.R.
METODO UASB BARIOS
PROGRESO - SANTA CECILIA**

**Actividad: 5 - EXCAVACION
CON MAQUINARIA DE 0-2 M**

Unitario: M3

Cantidad: 1791.27

Moneda: Bolivianos

Descripción	Und.	Ca nti da d	% Pr od uc tiv o	Pre cio Im pro duc tivo	Precio Productiv.	C o s t o T o t a l
1.- MATERIALES						
		0,0 00 00			0,00	0 , 0 0
TOTAL MATERIA LES						0 , 0 0
2.- MANO DE OBRA						
AYUDANTE MAQUINARIA Y EQUIPO	HR.	0,0 50 00			12,39	0 , 0 0
OPERADOR DE EQUIPO PESADO 1	HR.	0,0 55 00			20,88	0 , 0 0
SUBTOTA L MANO DE OBRA						0 , 0 0
BENEFICIOS SOCIALES - % DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA					55,00%	0 , 0 0
IMPUESTO AL VALOR AGREGADO - % SUBTOT M.O.+ CARGAS SOCIALES					0,00%	0 , 0 0
TOTAL MANO DE OBRA						0 , 0 0
3.- EQUIPO Y HERRAMIENTAS						
RETROEXCAVADOR A JD-JD510C	HR.	0,0 40 00	10 0,0 0	65, 86	181,13	0 , 0 0
HERRAMIENTAS - % DEL TOTAL DE LA MANO DE OBRA					6,00%	0 , 0 0
TOTAL EQUIPO Y HERRAMI ENTAS						0 , 0 0
4.- GASTOS GENERALES						
GASTOS GENERALES - % DE 1+2+3					1,00%	0 , 0 0

		0
		0
	TOTAL GASTOS GENERALES	0,00
5.- UTILIDAD		
UTILIDAD - % DE 1+2+3 +4	10,00%	0,00
	TOTAL UTILIDAD	0,00
6.- IMPUESTOS		
IMPUESTO A LAS TRANSACCIONES - % DE 1+2+3+4+5	0,00%	0,00
	TOTAL IMPUESTOS	0,00
	TOTAL PRECIO UNITARIO	0,00

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO

PROYECTO: PLANTA PILOTO
DE TRATAMIENTO A.R.
METODO UASB BARIOS
PROGRESO - SANTA CECILIA

Actividad: 6 - EXCAVACION
CON MAQUINARIA DE 2-4 M

Unitario: M3

Cantidad: 142.73

Moneda: Bolivianos

Descripción	Und.	Cantidad	% Productivo	Precio Improductivo	Precio Productivo	Costo Total
1.- MATERIALES						
		0,00			0,00	0,00
						TOTAL MATERIALES
2.- MANO DE OBRA						
AYUDANTE MAQUINARIA Y EQUIPO	HR.	0,08			12,39	0,00
OPERADOR DE EQUIPO PESADO 1	HR.	0,05			20,88	0,00

			00				0	
							0	
						SUBTOTAL MANO DE OBRA	0	
						55,00%	0	
						0,00%	0	
						TOTAL MANO DE OBRA	0	
3.-	EQUIPO Y HERRAMIENTAS							
				10			0	
			0,0	0,0			0	
	RETROEXCAVADOR A JD-JD510C	HR.	40	0	65,	181,13	0	
			00	%	86		0	
						6,00%	0	
						TOTAL EQUIPO Y HERRAMIENTAS	0	
4.-	GASTOS GENERALES							
							0	
						1,00%	0	
						TOTAL GASTOS GENERALES	0	
5.-	UTILIDAD							
							0	
						10,00%	0	
						TOTAL UTILIDAD	0	
6.-	IMPUESTOS							
							0	
						0,00%	0	
						TOTAL IMPUESTOS	0	
						TOTAL PRECIO UNITARIO	0	

**ANÁLISIS DE
PRECIO
UNITARIO**
PROYECTO: PLANTA PILOTO
DE TRATAMIENTO A.R.
METODO UASB BARIOS

PROGRESO - SANTA CECILIA

Actividad: 7 - ENTIBADO Y APUNTALADO

Unitario: M2

Cantidad: 220.00

Moneda: Bolivianos

Descripción	Und.	Cantidad	% Productivo	Precio Improductivo	Precio Productivo	Costo Total
1.- MATERIALES						
MADERA DE CONSTRUCCION	P2	1,200			4,87	0,00
MADERA DE ENCOFRADO	P2	10,000			4,87	0,00
MACHONES Y BOLILLOS	ML	1,200			0,00	0,00
ALAMBRE NEGRO DE AMARRE	KG	0,300			13,92	0,00
CLAVO	KG	0,500			17,40	0,00
TOTAL MATERIALES						0,00
2.- MANO DE OBRA						
ALBANIL	HR.	1,500			18,58	0,00
PEON	HR.	1,500			11,14	0,00
SUBTOTAL MANO DE OBRA						0,00
BENEFICIOS SOCIALES - % DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA					55,00%	0,00
IMPUESTO AL VALOR AGREGADO - % SUBTOT M.O.+ CARGAS SOCIALES					0,00%	0,00
TOTAL MANO DE OBRA						0,00
3.- EQUIPO Y HERRAMIENTAS						
		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

		00	%		0
	HERRAMIENTAS - % DEL TOTAL DE LA MANO DE OBRA			6,00%	0
				TOTAL EQUIPO Y HERRAMI ENTAS	0
4.-	GASTOS GENERALES				
	GASTOS GENERALES - % DE 1+2+3			1,00%	0
				TOTAL GASTOS GENERAL ES	0
5.-	UTILIDAD				
	UTILIDAD - % DE 1+2+3 +4			10,00%	0
				TOTAL UTILIDAD	0
6.-	IMPUESTOS				
	IMPUESTO A LAS TRANSACCIONES - % DE 1+2+3+4+5			0,00%	0
				TOTAL IMPUEST OS	0
				TOTAL PRECIO UNITARI O	0

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO

PROYECTO: PLANTA PILOTO
DE TRATAMIENTO A.R.
METODO UASB BARIOS
PROGRESO - SANTA CECILIA

Actividad: 8 - TUBERIA PVC

SDR 41 4"

Unitario: ML

Cantidad: 2256.00

Moneda: Bolivianos

Descripción	Und.	Canti dad	% Pr od uc tiv o	Pre cio Im pro duc tivo	Precio Productiv.	C o s t o T o t a l
1.- MATERIALES						
PEGAMENTO PARA	KG	0,0			62,64	0

PVC		70				0
		00				0
LIMPIADOR PVC	GR	60,			0,06	0
		00				0
		00				0
TUBERIA PVC SDR 41 4"	ML	1,0			34,80	0
		00				0
TOTAL MATERIA LES						0
2.- MANO DE OBRA						
AYUDANTE PLOMERO	HR.	0,1			12,39	0
		60				0
		00				0
PLOMERO	HR.	0,0			18,65	0
		40				0
		00				0
SUBTOTAL MANO DE OBRA						0
BENEFICIOS SOCIALES - % DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA						55,00%
IMPUESTO AL VALOR AGREGADO - % SUBTOT M.O.+ CARGAS SOCIALES						0,00%
TOTAL MANO DE OBRA						0
3.- EQUIPO Y HERRAMIENTAS						
		0,0	0,0	0,0	0,00	0
		00	0	0		0
		00	%	0		0
HERRAMIENTAS - % DEL TOTAL DE LA MANO DE OBRA						6,00%
TOTAL EQUIPO Y HERRAMI ENTAS						0
4.- GASTOS GENERALES						
GASTOS GENERALES - % DE 1+2+3						1,00%
TOTAL GASTOS GENERAL ES						0
5.- UTILIDAD						
UTILIDAD - % DE 1+2+3 +4						10,00%
TOTAL UTILIDAD						0

6.-	IMPUESTOS								
	IMPUESTO A LAS TRANSACCIONES - % DE 1+2+3+4+5					0,00%			0 , 0 0
								TOTAL IMPUESTOS	0 , 0 0
								TOTAL PRECIO UNITARIO	0 , 0 0

**ANÁLISIS DE
PRECIO
UNITARIO**
PROYECTO: PLANTA PILOTO
DE TRATAMIENTO A.R.
METODO UASB BARIOS
PROGRESO - SANTA CECILIA

Actividad: 9 - TUBERIA PVC
SDR 41 6"

Unitario: ML

Cantidad: 592.14

Moneda: Bolivianos

Descripción	Und.	Cantidad	% Productivo	Precio Improductivo	Precio Productivo	Costo Total
1.- MATERIALES						
LUBRICANTE PARA PVC	KG	0,0100			31,32	0 , 0 0
TUBERIAS PVC SDR 41 6"	ML	1,0000			104,40	0 , 0 0
					TOTAL MATERIALES	0 , 0 0
2.- MANO DE OBRA						
AYUDANTE PLOMERO	HR.	0,2000			12,39	0 , 0 0
PLOMERO	HR.	0,0500			18,65	0 , 0 0
					SUBTOTAL MANO DE OBRA	0 , 0 0
BENEFICIOS SOCIALES - % DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA					55,00%	0 , 0 0
IMPUESTO AL					0,00%	0 , 0 0

Descripción	Und.	Cantidad	Productivo	Improductivo	Productiv.	Costo Total
1.- MATERIALES						
TUBERIA PVC SDR-41 8"	ML	1,000			194,88	0,00
LUBRICANTE PARA PVC	KG	0,014			31,32	0,00
					TOTAL MATERIALES	0,00
2.- MANO DE OBRA						
AYUDANTE PLOMERO	HR.	0,240			12,39	0,00
PLOMERO	HR.	0,060			18,65	0,00
					SUBTOTAL MANO DE OBRA	0,00
BENEFICIOS SOCIALES - % DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA					55,00%	0,00
IMPUESTO AL VALOR AGREGADO - % SUBTOT M.O.+ CARGAS SOCIALES					0,00%	0,00
					TOTAL MANO DE OBRA	0,00
3.- EQUIPO Y HERRAMIENTAS						
		0,000	0,00%	0,00	0,00	0,00
HERRAMIENTAS - % DEL TOTAL DE LA MANO DE OBRA					6,00%	0,00
					TOTAL EQUIPO Y HERRAMIENTAS	0,00
4.- GASTOS GENERALES						
GASTOS GENERALES - % DE 1+2+3					1,00%	0,00
					TOTAL GASTOS GENERALES	0,00
5.- UTILIDAD						
UTILIDAD - % DE					10,00%	0,00

								DE OBRA	0
									0
	BENEFICIOS SOCIALES - % DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA							55,00%	0
	IMPUESTO AL VALOR AGREGADO - % SUBTOT M.O.+ CARGAS SOCIALES							0,00%	0
								TOTAL MANO DE OBRA	0
									0
3.-	EQUIPO Y HERRAMIENTAS								0
									0
									0
									0
	HERRAMIENTAS - % DEL TOTAL DE LA MANO DE OBRA							6,00%	0
								TOTAL EQUIPO Y HERRAMIENTAS	0
									0
4.-	GASTOS GENERALES								0
									0
	GASTOS GENERALES - % DE 1+2+3							1,00%	0
								TOTAL GASTOS GENERALES	0
									0
5.-	UTILIDAD								0
									0
	UTILIDAD - % DE 1+2+3 +4							10,00%	0
								TOTAL UTILIDAD	0
									0
6.-	IMPUESTOS								0
									0
	IMPUESTO A LAS TRANSACCIONES - % DE 1+2+3+4+5							0,00%	0
								TOTAL IMPUESTOS	0
									0
								TOTAL PRECIO UNITARIO	0
									0

**ANÁLISIS DE
PRECIO
UNITARIO**
PROYECTO: PLANTA PILOTO
DE TRATAMIENTO A.R.
METODO UASB BARIOS
PROGRESO - SANTA CECILIA

Actividad: 12 - TUBERIA PVC
4" DESAGUE SANITARIO

C/ACCESORIOS (ACOMETIDA DOMICILIARIA)

Unitario: PZA

Cantidad: 282.00

Moneda: Bolivianos

Descripción	Und.	Cantidad	% Productivo	Precio Improductivo	Precio Productivo	Costo Total
1.- MATERIALES						
ACCESORIOS PARA TUBERIA PVC 4"	GLB	1,000			20,88	0,00
PEGAMENTO PARA PVC	KG	0,070			62,64	0,00
TUBERIA PVC SDR 41 4"	ML	9,000			34,80	0,00
TOTAL MATERIALES						0,00
2.- MANO DE OBRA						
AYUDANTE PLOMERO	HR.	0,750			12,39	0,00
PLOMERO	HR.	0,750			18,65	0,00
SUBTOTAL MANO DE OBRA						0,00
BENEFICIOS SOCIALES - % DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA					55,00%	0,00
IMPUESTO AL VALOR AGREGADO - % SUBTOT M.O.+ CARGAS SOCIALES					0,00%	0,00
TOTAL MANO DE OBRA						0,00
3.- EQUIPO Y HERRAMIENTAS						
		0,000	0,00%	0,00	0,00	0,00
HERRAMIENTAS - % DEL TOTAL DE LA MANO DE OBRA					6,00%	0,00
TOTAL EQUIPO Y HERRAMIENTAS						0,00

4.- GASTOS GENERALES		
GASTOS GENERALES - % DE 1+2+3	1,00%	0,00
		TOTAL GASTOS GENERALES
		0,00
5.- UTILIDAD		
UTILIDAD - % DE 1+2+3 +4	10,00%	0,00
		TOTAL UTILIDAD
		0,00
6.- IMPUESTOS		
IMPUESTO A LAS TRANSACCIONES - % DE 1+2+3+4+5	0,00%	0,00
		TOTAL IMPUESTOS
		0,00
		TOTAL PRECIO UNITARIO
		0,00

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO

PROYECTO: PLANTA PILOTO
DE TRATAMIENTO A.R.
METODO UASB BARIOS
PROGRESO - SANTA CECILIA

Actividad: 13 - PRUEBA
HIDRAULICA
ALCANTARILLADO
SANTARIO

Unitario: GBL

Cantidad: 1896.86

Moneda: Bolivianos

Descripción	Und.	Cantidad	% Productivo	Precio	Precio Productivo	Costo Total
1.- MATERIALES						
AGUA POTABLE	LT	60,000			0,01	0,00
					TOTAL MATERIALES	0,00
2.- MANO DE OBRA						

		0,0				0
		30				,
		00				0
PEON	HR.				11,14	0
		0,0				0
		30				,
		00			18,65	0
SUBTOTAL MANO DE OBRA						0
BENEFICIOS SOCIALES - % DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA						0
IMPUESTO AL VALOR AGREGADO - % SUBTOT M.O.+ CARGAS SOCIALES						0
						0
						0
						0
TOTAL MANO DE OBRA						0
3.- EQUIPO Y HERRAMIENTAS						
		0,0	0,0			0
		00	0	0,0		,
		00	%	0	0,00	0
HERRAMIENTAS - % DEL TOTAL DE LA MANO DE OBRA						0
						0
						0
TOTAL EQUIPO Y HERRAMIENTAS						0
4.- GASTOS GENERALES						
GASTOS GENERALES - % DE 1+2+3						0
						0
						0
TOTAL GASTOS GENERALES						0
5.- UTILIDAD						
UTILIDAD - % DE 1+2+3 +4						0
						0
						0
TOTAL UTILIDAD						0
6.- IMPUESTOS						
IMPUESTO A LAS TRANSACCIONES - % DE 1+2+3+4+5						0
						0
						0
TOTAL IMPUESTOS						0
TOTAL PRECIO UNITARIO						0

ANÁLISIS DE

PRECIO UNITARIO

PROYECTO: PLANTA PILOTO
DE TRATAMIENTO A.R.
METODO UASB BARIOS
PROGRESO - SANTA CECILIA

Actividad: 14 - PRUEBA DE HUMO

Unitario: M2

Cantidad: 1896.86

Moneda: Bolivianos

Descripción	Und.	Ca nti da d	% Pr od uc tiv o	Pre cio Im pro duc tivo	Precio Productiv.	C o s t o T o t a l
1.- MATERIALES						
		0,0 00 00			0,00	0 , 0 0
TOTAL MATERIA LES						0 , 0 0
2.- MANO DE OBRA						
AYUDANTE	HR.	0,0 15 00			12,39	0 , 0 0
PLOMERO	HR.	0,0 10 00			18,65	0 , 0 0
SUBTOTAL MANO DE OBRA						0 , 0 0
BENEFICIOS SOCIALES - % DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA					55,00%	0 , 0 0
IMPUESTO AL VALOR AGREGADO - % SUBTOT M.O.+ CARGAS SOCIALES					0,00%	0 , 0 0
TOTAL MANO DE OBRA						0 , 0 0
3.- EQUIPO Y HERRAMIENTAS						
		0,0 00 00	0,0 0 %	0,0 0	0,00	0 , 0 0
HERRAMIENTAS - % DEL TOTAL DE LA MANO DE OBRA					6,00%	0 , 0 0
TOTAL EQUIPO Y HERRAMI ENTAS						0 , 0 0

4.- GASTOS GENERALES		
GASTOS GENERALES - % DE 1+2+3	1,00%	0,00
TOTAL GASTOS GENERALES		0,00
5.- UTILIDAD		
UTILIDAD - % DE 1+2+3 +4	10,00%	0,00
TOTAL UTILIDAD		0,00
6.- IMPUESTOS		
IMPUESTO A LAS TRANSACCIONES - % DE 1+2+3+4+5	0,00%	0,00
TOTAL IMPUESTOS		0,00
TOTAL PRECIO UNITARIO		0,00

**ANÁLISIS DE
PRECIO
UNITARIO**
PROYECTO: PLANTA PILOTO
DE TRATAMIENTO A.R.
METODO UASB BARIOS
PROGRESO - SANTA CECILIA

Actividad: 15 - CAMA DE
ARENA PARA TUBOS

Unitario: M3

Cantidad: 139.52

Moneda: Bolivianos

Descripción	Und.	Cantidad	% Productivo	Precio Improductivo	Precio Productivo	Costo Total
1.- MATERIALES						
ARENA FINA	M3	1,1500			76,56	0,00
TOTAL MATERIALES						0,00
2.- MANO DE OBRA						
PEON	HR.	2,00			11,14	0,00

			00				0
							0
						SUBTOTAL MANO DE OBRA	0
	BENEFICIOS SOCIALES - % DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA				55,00%		0
	IMPUESTO AL VALOR AGREGADO - % SUBTOT M.O.+ CARGAS SOCIALES				0,00%		0
						TOTAL MANO DE OBRA	0
3.-	EQUIPO Y HERRAMIENTAS						
			0,00	0,00			0
			00	0	0,00		0
			00	%	0	0,00	0
	HERRAMIENTAS - % DEL TOTAL DE LA MANO DE OBRA				6,00%		0
						TOTAL EQUIPO Y HERRAMI ENTAS	0
4.-	GASTOS GENERALES						
	GASTOS GENERALES - % DE 1+2+3				1,00%		0
						TOTAL GASTOS GENERAL ES	0
5.-	UTILIDAD						
	UTILIDAD - % DE 1+2+3 +4				10,00%		0
						TOTAL UTILIDAD	0
6.-	IMPUESTOS						
	IMPUESTO A LAS TRANSACCIONES - % DE 1+2+3+4+5				0,00%		0
						TOTAL IMPUEST OS	0
						TOTAL PRECIO UNITARI O	0

**ANÁLISIS DE
PRECIO
UNITARIO**
PROYECTO: PLANTA PILOTO
DE TRATAMIENTO A.R.
METODO UASB BARIOS

PROGRESO - SANTA CECILIA

Actividad: 16 - RELLENO Y
COMPACTADO CON TIERRA
CERNIDA

Unitario: M3

Cantidad: 1934.00

Moneda: Bolivianos

Descripción	Und.	Cantidad	% Productivo	Precio Improductivo	Precio Productivo	Costo Total
1.- MATERIALES						
		0,0000			0,00	0,00
TOTAL MATERIALES						0,00
2.- MANO DE OBRA						
ALBAÑIL DE PRIMERA	HR.	0,2000			18,58	0,00
PEON	HR.	1,5000			11,14	0,00
SUBTOTAL MANO DE OBRA						0,00
BENEFICIOS SOCIALES - % DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA					55,00%	0,00
IMPUESTO AL VALOR AGREGADO - % SUBTOT M.O.+ CARGAS SOCIALES					0,00%	0,00
TOTAL MANO DE OBRA						0,00
3.- EQUIPO Y HERRAMIENTAS						
COMPACTADOR MANUAL SALTARINA	HR.	0,8000	100%	3,22	9,15	0,00
HERRAMIENTAS - % DEL TOTAL DE LA MANO DE OBRA					6,00%	0,00
TOTAL EQUIPO Y HERRAMIENTAS						0,00
4.- GASTOS GENERALES						
GASTOS GENERALES - % DE 1+2+3					1,00%	0,00

		0
	TOTAL GASTOS GENERALES	0,00
5.- UTILIDAD		
UTILIDAD - % DE 1+2+3 +4	10,00%	0,00
	TOTAL UTILIDAD	0,00
6.- IMPUESTOS		
IMPUESTO A LAS TRANSACCIONES - % DE 1+2+3+4+5	0,00%	0,00
	TOTAL IMPUESTOS	0,00
	TOTAL PRECIO UNITARIO	0,00

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO

PROYECTO: PLANTA PILOTO DE TRATAMIENTO A.R.
METODO UASB BARIOS
PROGRESO - SANTA CECILIA

Actividad: 17 - CAMARA DE INSPECCION DE HORMIGON ARMADOTRONCOCONICA

Unitario: PZA

Cantidad: 28.00

Moneda: Bolivianos

Descripción	Und.	Cantidad	% Productivo	Precio Improductivo	Precio Productivo	Costo Total
1.- MATERIALES						
BRITA	M3	2,500			765,60	0,00
CLAVO	KG	3,500			17,40	0,00
ACERO CORRUGADO 10 MM	KG	70,000			8,70	0,00
ALAMBRE DE AMARRE	KG	3,500			13,92	0,00

						0
		2,0				0
		00				,
		00			76,56	0
ARENA COMUN	M3					
		##				0
		##				,
		##				0
		#			1,86	0
CEMENTO PORTLAND	KG					
		20,				0
		00				,
		00				0
		0			4,87	0
MADERA DE CONSTRUCCION	P2					
TOTAL MATERIALES						0
2.- MANO DE OBRA						
		25,				0
		00				,
		00				0
		0			18,58	0
ALBAÑIL DE PRIMERA	HR.					
		50,				0
		00				,
		00				0
		0			12,39	0
AYUDANTE	HR.					
		25,				0
		00				,
		00				0
		0			20,88	0
ENCOFRADOR	HR.					
SUBTOTAL MANO DE OBRA						0
BENEFICIOS SOCIALES - % DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA						0
IMPUESTO AL VALOR AGREGADO - % SUBTOT M.O.+ CARGAS SOCIALES						0
TOTAL MANO DE OBRA						0
3.- EQUIPO Y HERRAMIENTAS						
		0,0	0,0	0,0		0
		00	0	0		,
		00	%	0	0,00	0
HERRAMIENTAS - % DEL TOTAL DE LA MANO DE OBRA						0
TOTAL EQUIPO Y HERRAMIENTAS						0
4.- GASTOS GENERALES						
GASTOS GENERALES - % DE 1+2+3						0
TOTAL GASTOS GENERALES						0
5.- UTILIDAD						
UTILIDAD - % DE						0
10,00%						0

1+2+3 +4		, 0 0
		TOTAL UTILIDAD 0
6.- IMPUESTOS		
IMPUESTO A LAS TRANSACCIONES - % DE 1+2+3+4+5	0,00%	, 0 0
		TOTAL IMPUESTOS 0
		TOTAL PRECIO UNITARIO 0

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO

PROYECTO: PLANTA PILOTO
DE TRATAMIENTO A.R.
METODO UASB BARIOS
PROGRESO - SANTA CECILIA

Actividad: 18 - CAMARA DE INSPECCION DE LAD.
GAMBOTE (70 X70 CM.)

Unitario: PZA

Cantidad: 282.00

Moneda: Bolivianos

Descripción	Und.	Cantidad	% Productivo	Precio Improductivo	Precio Productivo	Costo Total
1.- MATERIALES						
BRITA	M3	0,100			765,60	0,00
ACERO CORRUGADO 10 MM	KG	3,000			8,70	0,00
AGUA	M3	0,070			13,92	0,00
ALAMBRE DE AMARRE	KG	0,300			13,92	0,00
ARENA COMUN	M3	0,250			76,56	0,00
CEMENTO PORTLAND	KG	12,000			1,86	0,00

					00				0
					13				0
					5,0				,
					00				0
	LADRILLO				00				0
	GAMBOTE RUSTICO	PZA			00			1,18	0
TOTAL MATERIALES									0
2.- MANO DE OBRA									
					8,0				0
					00				,
					00				0
	ALBANIL	HR.						18,58	0
					0,5				,
					00				0
	CAPATAZ	HR.			00			19,14	0
					9,0				,
					00				0
	PEON	HR.			00			11,14	0
SUBTOTAL MANO DE OBRA									0
BENEFICIOS SOCIALES - % DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA									0
IMPUESTO AL VALOR AGREGADO - % SUBTOT M.O.+ CARGAS SOCIALES									55,00%
									0
									,
									0
TOTAL MANO DE OBRA									0
3.- EQUIPO Y HERRAMIENTAS									
					0,0	0,0			0
					00	0	0,0		,
					00	%	0		0
								0,00	0
HERRAMIENTAS - % DEL TOTAL DE LA MANO DE OBRA									0
									,
									0
TOTAL EQUIPO Y HERRAMIENTAS									0
4.- GASTOS GENERALES									
GASTOS GENERALES - % DE 1+2+3									0
									,
									0
TOTAL GASTOS GENERALES									0
5.- UTILIDAD									
UTILIDAD - % DE 1+2+3 +4									0
									,
									0
TOTAL UTILIDAD									0
6.- IMPUESTOS									

IMPUESTO A LAS TRANSACCIONES - % DE 1+2+3+4+5	0,00%	0,00
	TOTAL IMPUESTOS	0,00
	TOTAL PRECIO UNITARIO	0,00

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO

PROYECTO: PLANTA PILOTO
DE TRATAMIENTO A.R.
METODO UASB BARIOS
PROGRESO - SANTA CECILIA

Actividad: 19 - REPOSICION
DE LOSETAS

Unitario: M2

Cantidad: 1534.00

Moneda: Bolivianos

Descripción	Und.	Cantidad	% Productivo	Precio Improductivo	Precio Productivo	Costo Total
1.- MATERIALES						
ALQUITRAN	KG	1,200			11,14	0,00
ARENA COMUN	M3	0,090			76,56	0,00
					TOTAL MATERIALES	0,00
2.- MANO DE OBRA						
ALBANIL	HR.	1,000			18,58	0,00
AYUDANTE	HR.	2,000			12,39	0,00
					SUBTOTAL MANO DE OBRA	0,00
BENEFICIOS SOCIALES - % DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA					55,00%	0,00
IMPUESTO AL VALOR AGREGADO - % SUBTOT M.O.+					0,00%	0,00

Descripción	Und.	Cantidad	Productivo	Improductivo	Productiv.	total
1.- MATERIALES						
BRITA	M3	0,06000			765,60	0,000
ARENA COMUN	M3	0,04300			76,56	0,000
CEMENTO PORTLAND	KG	18,0000			1,86	0,000
					TOTAL MATERIALES	0,000
2.- MANO DE OBRA						
ALBANIL	HR.	1,5000			18,58	0,000
AYUDANTE	HR.	1,9000			12,39	0,000
					SUBTOTAL MANO DE OBRA	0,000
BENEFICIOS SOCIALES - % DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA					55,00%	0,000
IMPUESTO AL VALOR AGREGADO - % SUBTOT M.O.+ CARGAS SOCIALES					0,00%	0,000
					TOTAL MANO DE OBRA	0,000
3.- EQUIPO Y HERRAMIENTAS						
		0,0000	0,00%	0,00	0,00	0,000
HERRAMIENTAS - % DEL TOTAL DE LA MANO DE OBRA					6,00%	0,000
					TOTAL EQUIPO Y HERRAMIENTAS	0,000
4.- GASTOS GENERALES						
GASTOS GENERALES - % DE 1+2+3					1,00%	0,000
					TOTAL GASTOS GENERALES	0,000

5.- UTILIDAD			
UTILIDAD - % DE 1+2+3 +4		10,00%	0 , 0 0
		TOTAL UTILIDAD	0 , 0 0
6.- IMPUESTOS			
IMPUESTO A LAS TRANSACCIONES - % DE 1+2+3+4+5		0,00%	0 , 0 0
		TOTAL IMPUESTOS	0 , 0 0
		TOTAL PRECIO UNITARIO	0 , 0 0

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO

PROYECTO: PLANTA PILOTO
DE TRATAMIENTO A.R.
METODO UASB BARIOS
PROGRESO - SANTA CECILIA

Actividad: 21 - TRANSPORTE
DE MATERIAL EXCEDENTE

Unitario: M3

Cantidad: 681.81

Moneda: Bolivianos

Descripción	Und.	Cantidad	% Productivo	Precio Improductivo	Precio Productivo	Costo Total
1.- MATERIALES						
		0,0000			0,00	0 , 0 0
					TOTAL MATERIALES	0 , 0 0
2.- MANO DE OBRA						
OPERADOR	HR.	0,0500			20,88	0 , 0 0
					SUBTOTAL MANO DE OBRA	0 , 0 0
BENEFICIOS SOCIALES - % DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA					55,00%	0 , 0 0

IMPUESTO AL VALOR AGREGADO - % SUBTOT M.O.+ CARGAS SOCIALES					0,00%	0
					TOTAL MANO DE OBRA	0
3.- EQUIPO Y HERRAMIENTAS						
RETROEXCAVADOR A CAT-950	HR.	0,00	10,00	122,01	331,21	0
VOLQUETE 8 M3 O 12 TON. TON TON	HR.	0,00	10,00	104,13	362,45	0
HERRAMIENTAS - % DEL TOTAL DE LA MANO DE OBRA					6,00%	0
					TOTAL EQUIPO Y HERRAMIENTAS	0
4.- GASTOS GENERALES						
GASTOS GENERALES - % DE 1+2+3					1,00%	0
					TOTAL GASTOS GENERALES	0
5.- UTILIDAD						
UTILIDAD - % DE 1+2+3 +4					10,00%	0
					TOTAL UTILIDAD	0
6.- IMPUESTOS						
IMPUESTO A LAS TRANSACCIONES - % DE 1+2+3+4+5					0,00%	0
					TOTAL IMPUESTOS	0
					TOTAL PRECIO UNITARIO	0

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO

PROYECTO: PLANTA PILOTO
DE TRATAMIENTO A.R.
METODO UASB BARIOS
PROGRESO - SANTA CECILIA

Actividad: 22 - REPLANTEO Y
TRAZADO DE LA PLANTA DE
TRATAMIENTO

Unitario: M2

Cantidad: 2000.00

Moneda: Bolivianos

Descripción	Und.	Cantidad	% Productivo	Precio Improductivo	Precio Productivo	Costo Total
1.- MATERIALES						
ESTUCO FINO	KG	0,0300			0,59	0,0300
ESTACAS DE MADERA	PZA	0,0500			2,99	0,0500
CLAVO 1/2"	KG	0,0300			17,40	0,0300
PINTURA AL OLEO SEMIBRILLO	GL	0,0079			66,12	0,0079
TOTAL MATERIALES						0,0300
2.- MANO DE OBRA						
ALARIFE	HR.	0,0400			12,39	0,0400
TOPOGRAFO	HR.	0,0100			31,32	0,0100
SUBTOTAL MANO DE OBRA						0,0500
BENEFICIOS SOCIALES - % DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA					55,00%	0,0275
IMPUESTO AL VALOR AGREGADO - % SUBTOT M.O.+ CARGAS SOCIALES					0,00%	0,0000
TOTAL MANO DE OBRA						0,0775
3.- EQUIPO Y HERRAMIENTAS						
		0,0000	0,00%	0,00	0,00	0,0000
HERRAMIENTAS - % DEL TOTAL DE LA MANO DE OBRA					6,00%	0,0047
TOTAL EQUIPO Y HERRAMIENTAS						0,0047

4.- GASTOS GENERALES		
GASTOS GENERALES - % DE 1+2+3	1,00%	0 , 0 0
		TOTAL GASTOS GENERAL ES
		0 , 0 0
5.- UTILIDAD		
UTILIDAD - % DE 1+2+3 +4	10,00%	0 , 0 0
		TOTAL UTILIDAD
		0 , 0 0
6.- IMPUESTOS		
IMPUESTO A LAS TRANSACCIONES - % DE 1+2+3+4+5	0,00%	0 , 0 0
		TOTAL IMPUESTOS
		0 , 0 0
		TOTAL PRECIO UNITARIO
		0 , 0 0

**ANÁLISIS DE
PRECIO
UNITARIO**
PROYECTO: PLANTA PILOTO
DE TRATAMIENTO A.R.
METODO UASB BARIOS
PROGRESO - SANTA CECILIA

Actividad: 23 - EXCAVACION
CON MAQUINARIA DE 0-4 M

Unitario: M3

Cantidad: 96.00

Moneda: Bolivianos

Descripción	Und.	Cantidad	% Productivo	Precio Improductivo	Precio Productivo	Costo Total
1.- MATERIALES						
		0,00			0,00	0 , 0 0
					TOTAL MATERIALES	0 , 0 0
2.- MANO DE OBRA						
AYUDANTE MAQUINARIA Y	HR.	0,08			12,39	0 , 0 0

EQUIPO			00				0	
							0	
OPERADOR DE EQUIPO PESADO 1	HR.		0,05500			20,88	0	
SUBTOTAL MANO DE OBRA							0	
BENEFICIOS SOCIALES - % DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA							55,00%	0
IMPUESTO AL VALOR AGREGADO - % SUBTOT M.O.+ CARGAS SOCIALES							0,00%	0
TOTAL MANO DE OBRA							0	
3.- EQUIPO Y HERRAMIENTAS								
RETROEXCAVADOR A JD-JD510C	HR.		0,04000	10,00%	65,86	181,13	0	
HERRAMIENTAS - % DEL TOTAL DE LA MANO DE OBRA							6,00%	0
TOTAL EQUIPO Y HERRAMIENTAS							0	
4.- GASTOS GENERALES								
GASTOS GENERALES - % DE 1+2+3							1,00%	0
TOTAL GASTOS GENERALES							0	
5.- UTILIDAD								
UTILIDAD - % DE 1+2+3 +4							10,00%	0
TOTAL UTILIDAD							0	
6.- IMPUESTOS								
IMPUESTO A LAS TRANSACCIONES - % DE 1+2+3+4+5							0,00%	0
TOTAL IMPUESTOS							0	
TOTAL PRECIO UNITARIO							0	

ANÁLISIS DE PRECIO

UNITARIO

PROYECTO: PLANTA PILOTO
DE TRATAMIENTO A.R.
METODO UASB BARIOS
PROGRESO - SANTA CECILIA

Actividad: 24 - CAMARA
DISIPADORA

Unitario: GLB

Cantidad: 1.00

Moneda: Bolivianos

Descripción	Und.	Canti da d	% Pr od uc tiv o	Pre cio Im pro duc tivo	Precio Productiv.	C o s t o T o t a l
1.- MATERIALES						
BRITA	M3	0,6 00 00			765,60	0 , 0 0
REGILLA MEDIA CON PLATAFORMA DE DRENAJE	PZA	1,0 00 00			591,60	0 , 0 0
COMPUERTA DE MANIOBRA LIBRE	PZA	1,0 00 00			696,00	0 , 0 0
CLAVO	KG	0,6 00 00			17,40	0 , 0 0
ALAMBRE DE AMARRE	KG	0,5 00 00			13,92	0 , 0 0
ARENA COMUN	M3	0,2 50 00			76,56	0 , 0 0
CEMENTO PORTLAND	KG	12 0,0 00 00			1,86	0 , 0 0
MADERA DE CONSTRUCCION	P2	25, 00 00 0			4,87	0 , 0 0
TOTAL MATERIA LES						0 , 0 0
2.- MANO DE OBRA						
ALBANIL	HR.	12, 00 00 0			18,58	0 , 0 0
AYUDANTE	HR.	12, 00 00 0			12,39	0 , 0 0
SUBTOTAL MANO DE OBRA						0 , 0 0

									0
	BENEFICIOS SOCIALES - % DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA							55,00%	0
	IMPUESTO AL VALOR AGREGADO - % SUBTOT M.O.+ CARGAS SOCIALES							0,00%	0
								TOTAL MANO DE OBRA	0
3.-	EQUIPO Y HERRAMIENTAS								
				0,00	0,00				0
				00	0	0,00			0
				00	%	0		0,00	0
	HERRAMIENTAS - % DEL TOTAL DE LA MANO DE OBRA							6,00%	0
								TOTAL EQUIPO Y HERRAMIENTAS	0
4.-	GASTOS GENERALES								
	GASTOS GENERALES - % DE 1+2+3							1,00%	0
								TOTAL GASTOS GENERALES	0
5.-	UTILIDAD								
	UTILIDAD - % DE 1+2+3 +4							10,00%	0
								TOTAL UTILIDAD	0
6.-	IMPUESTOS								
	IMPUESTO A LAS TRANSACCIONES - % DE 1+2+3+4+5							0,00%	0
								TOTAL IMPUESTOS	0
								TOTAL PRECIO UNITARIO	0

**ANÁLISIS DE
PRECIO
UNITARIO**
PROYECTO: PLANTA PILOTO
DE TRATAMIENTO A.R.
METODO UASB BARIOS
PROGRESO - SANTA CECILIA

Actividad: 25 - CAMARA DE
REJAS DE H` S` Y
ACCESORIOS

Unitario: GLB

Cantidad: 1.00

Moneda: Bolivianos

Descripción	Und.	Cantidad	% Productivo	Precio Improductivo	Precio Productivo	Costo Total
1.- MATERIALES						
BRITA	M3	1,800			765,60	0,00
CLAVO	KG	1,000			17,40	0,00
ALAMBRE DE AMARRE	KG	1,000			13,92	0,00
ARENA COMUN	M3	0,750			76,56	0,00
CEMENTO PORTLAND	KG	800			1,86	0,00
MADERA CONSTRUCCION DE	P2	65,000			4,87	0,00
TOTAL MATERIALES						0,00
2.- MANO DE OBRA						
ALBANIL	HR.	25,000			18,58	0,00
AYUDANTE	HR.	30,000			12,39	0,00
ENCOFRADOR	HR.	20,000			20,88	0,00
SUBTOTAL MANO DE OBRA						0,00
BENEFICIOS SOCIALES - % DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA					55,00%	0,00
IMPUESTO AL VALOR AGREGADO - % SUBTOT M.O.+ CARGAS SOCIALES					0,00%	0,00
TOTAL MANO DE OBRA						0,00

		da d	uc tiv	duc tivo		t a l
1.- MATERIALES						
		1,5 00 00			765,60	0 , 0 0
BRITA	M3					
		1,0 00 00			696,00	0 , 0 0
COMPUERTA DE MANIOBRA LIBRE	PZA					
		0,6 00 00			17,40	0 , 0 0
CLAVO	KG					
		0,5 00 00			13,92	0 , 0 0
ALAMBRE DE AMARRE	KG					
		1,0 00 00			76,56	0 , 0 0
ARENA COMUN	M3					
		45 0,0 00 00			1,86	0 , 0 0
CEMENTO PORTLAND	KG					
		25, 00 00 0			4,87	0 , 0 0
MADERA DE CONSTRUCCION	P2					
		6,0 00 00			34,80	0 , 0 0
TUBERIA PVC SDR 41 4"	ML					
					TOTAL MATERIA LES	0 , 0 0
2.- MANO DE OBRA						
		12, 00 00 0			18,58	0 , 0 0
ALBAÑIL DE PRIMERA	HR.					
		15, 00 00 0			12,39	0 , 0 0
AYUDANTE	HR.					
		10, 00 00 0			20,88	0 , 0 0
ENCOFRADOR	HR.					
					SUBTOTAL MANO DE OBRA	0 , 0 0
BENEFICIOS SOCIALES - % DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA					55,00%	0 , 0 0
IMPUESTO AL VALOR AGREGADO - % SUBTOT M.O.+ CARGAS SOCIALES					0,00%	0 , 0 0
					TOTAL MANO DE OBRA	0 , 0 0
3.- EQUIPO Y HERRAMIENTAS						
		0,0 00 00	0,0 0 %	0,0 0	0,00	0 , 0 0

					0
	HERRAMIENTAS - % DEL TOTAL DE LA MANO DE OBRA			6,00%	0
				TOTAL EQUIPO Y HERRAMI ENTAS	0
4.-	GASTOS GENERALES				
	GASTOS GENERALES - % DE 1+2+3			1,00%	0
				TOTAL GASTOS GENERAL ES	0
5.-	UTILIDAD				
	UTILIDAD - % DE 1+2+3 +4			10,00%	0
				TOTAL UTILIDAD	0
6.-	IMPUESTOS				
	IMPUESTO A LAS TRANSACCIONES - % DE 1+2+3+4+5			0,00%	0
				TOTAL IMPUEST OS	0
				TOTAL PRECIO UNITARI O	0

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO

PROYECTO: PLANTA PILOTO
DE TRATAMIENTO A.R.
METODO UASB BARIOS
PROGRESO - SANTA CECILIA

Actividad: 27 - REACTOR

UASB DE H A`

Unitario: M3

Cantidad: 95.68

Moneda: Bolivianos

Descripción	Und.	Canti da d	% Pr od uc tiv o	Pre cio Im pro duc tivo	Precio Productiv.	C o s t o T o t a l
1.-	MATERIALES					
BRITA	M3	0,8 50			765,60	0

			00				0
			2,0000				0
CLAVO	KG					17,40	0
ACERO CORRUGADO 10 MM	KG		80,0000			8,70	0
ALAMBRE DE AMARRE	KG		2,5000			13,92	0
ARENA COMUN	M3		0,6000			76,56	0
CEMENTO PORTLAND	KG		350,0000			1,86	0
MADERA DE CONSTRUCCION	P2		45,0000			4,87	0
TOTAL MATERIA LES							0
2.- MANO DE OBRA							
ALBAÑIL DE PRIMERA	HR.		20,0000			18,58	0
AYUDANTE	HR.		24,0000			12,39	0
ENCOFRADOR	HR.		18,0000			20,88	0
SUBTOTAL MANO DE OBRA							0
BENEFICIOS SOCIALES - % DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA						55,00%	0
IMPUESTO AL VALOR AGREGADO - % SUBTOT M.O.+ CARGAS SOCIALES						0,00%	0
TOTAL MANO DE OBRA							0
3.- EQUIPO Y HERRAMIENTAS							
MEZCLADORA DE HORMIGON 300 LTS LTS/H LTS/H LTS/H	HR.		1,0000	10,00%	6,40	17,72	0
VIBRADOR DE HORMIGON MIKAS- GY1830	HR.		0,5000	10,00%	1,17	6,44	0
HERRAMIENTAS - % DEL TOTAL DE LA MANO DE OBRA						6,00%	0
TOTAL							0

		EQUIPO Y HERRAMI ENTAS	, 0 0
4.-	GASTOS GENERALES		
	GASTOS GENERALES - % DE 1+2+3	1,00%	0 , 0 0
		TOTAL GASTOS GENERAL ES	0 , 0 0
5.-	UTILIDAD		
	UTILIDAD - % DE 1+2+3 +4	10,00%	0 , 0 0
		TOTAL UTILIDAD	0 , 0 0
6.-	IMPUESTOS		
	IMPUESTO A LAS TRANSACCIONES - % DE 1+2+3+4+5	0,00%	0 , 0 0
		TOTAL IMPUEST OS	0 , 0 0
		TOTAL PRECIO UNITARI O	0 , 0 0

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO

PROYECTO: PLANTA PILOTO
DE TRATAMIENTO A.R.
METODO UASB BARIOS
PROGRESO - SANTA CECILIA

Actividad: 28 - ACCESORIOS
PARA REACTOR UASB

Unitario: GLB

Cantidad: 2.00

Moneda: Bolivianos

Descripción	Und.	Canti da d	% Pr od uc tiv o	Pre cio Im pro duc tivo	Precio Productiv.	C o s t o T o t a l
1.-	MATERIALES					
CODO PVC 90 CA 4 "	PZA	6,00 00			121,73	0 , 0 0
CODO PVC 90 CA 6 "	PZA	3,00 00			192,51	0 , 0 0

						2,0000					0,0000
	CODO PVC 90 P/DESAGUE 2 "	PZA								20,88	0,0000
	TEE PVC CA 2 "	PZA				2,0000				19,14	0,0000
	REDUCCION PVC CA TU 6 x 4"	PZA				3,0000				117,04	0,0000
	REDUCCION PVC CA-TU DES. 4 x 2 "	PZA				3,0000				11,21	0,0000
	TUBERIA PVC SDR 41 4"	ML				5,6000				34,80	0,0000
	TUBERIAS PVC SDR 41 6"	ML				6,2000				104,40	0,0000
	TUBERIA DE PVC SDR 41 2 "	ML				4,2000				20,88	0,0000
										TOTAL MATERIALES	0,0000
2.-	MANO DE OBRA										
						0,0000				0,00	0,0000
										SUBTOTAL MANO DE OBRA	0,0000
	BENEFICIOS SOCIALES - % DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA									55,00%	0,0000
	IMPUESTO AL VALOR AGREGADO - % SUBTOT M.O.+ CARGAS SOCIALES									0,00%	0,0000
										TOTAL MANO DE OBRA	0,0000
3.-	EQUIPO Y HERRAMIENTAS										
						0,0000	0,00%	0,00		0,00	0,0000
	HERRAMIENTAS - % DEL TOTAL DE LA MANO DE OBRA									6,00%	0,0000
										TOTAL EQUIPO Y HERRAMIENTAS	0,0000
4.-	GASTOS GENERALES										
	GASTOS GENERALES - % DE 1+2+3									1,00%	0,0000
										TOTAL	0,0000

		GASTOS GENERAL	0,00
5.- UTILIDAD			0,00
	UTILIDAD - % DE 1+2+3 +4	10,00%	0,00
		TOTAL UTILIDAD	0,00
6.- IMPUESTOS			0,00
	IMPUESTO A LAS TRANSACCIONES - % DE 1+2+3+4+5	0,00%	0,00
		TOTAL IMPUESTOS	0,00
		TOTAL PRECIO UNITARIO	0,00

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO

PROYECTO: PLANTA PILOTO
DE TRATAMIENTO A.R.
METODO UASB BARIOS
PROGRESO - SANTA CECILIA

Actividad: 29 - BOMBA DE
LODOS WORTHINGTON 4 LR-
11 (2 HP/50 HZ) CON SUS
ACCESORIOS

Unitario: PZA

Cantidad: 1.00

Moneda: Bolivianos

Descripción	Und.	C a n t i d a d	% P r o d u c t i v o	P r e c i o I m p r o d u c t i v o	P r e c i o P r o d u c t i v o	C o s t o T o t a l
1.- MATERIALES						
ACCESORIOS BOMBA DE LODOS	GLB	1,00			487,20	0,00
BOMBA REMOVEDORA DE LODOS WORTHINGTON 4 LR - 11 DE 2HP	PZA	1,00			2.784,00	0,00
					TOTAL MATERIALES	0,00
2.- MANO DE OBRA						
AYUDANTE PLOMERO	HR.	16,00			12,39	0,00

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO

PROYECTO: PLANTA PILOTO
DE TRATAMIENTO A.R.
METODO UASB BARIOS
PROGRESO - SANTA CECILIA

Actividad: 30 - HUMEDAL DE
H S

Unitario: M3

Cantidad: 17.60

Moneda: Bolivianos

Descripción	Und.	Canti da d	% Pr od uc tiv o	Pre cio Im pro duc tivo	Precio Productiv.	C o s t o T o t a l
1.- MATERIALES						
BRITA	M3	0,8 00 00			765,60	0 , 0 0
CLAVO	KG	0,6 00 00			17,40	0 , 0 0
ALAMBRE DE AMARRE	KG	0,5 00 00			13,92	0 , 0 0
ARENA COMUN	M3	0,6 00 00			76,56	0 , 0 0
CEMENTO PORTLAND	KG	15 0,0 00 00			1,86	0 , 0 0
					TOTAL MATERIA LES	0 , 0 0
2.- MANO DE OBRA						
ALBANIL	HR.	10, 00 00 0			18,58	0 , 0 0
AYUDANTE	HR.	10, 00 00 0			12,39	0 , 0 0
ENCOFRADOR	HR.	10, 00 00 0			20,88	0 , 0 0
					SUBTOTA L MANO DE OBRA	0 , 0 0
BENEFICIOS SOCIALES - % DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA					55,00%	0 , 0 0

IMPUESTO AL VALOR AGREGADO - % SUBTOT M.O.+ CARGAS SOCIALES					0,00%	0
						0
					TOTAL MANO DE OBRA	0
3.- EQUIPO Y HERRAMIENTAS						
					0,00%	0
HERRAMIENTAS - % DEL TOTAL DE LA MANO DE OBRA					6,00%	0
					TOTAL EQUIPO Y HERRAMIENTAS	0
4.- GASTOS GENERALES						
GASTOS GENERALES - % DE 1+2+3					1,00%	0
					TOTAL GASTOS GENERALES	0
5.- UTILIDAD						
UTILIDAD - % DE 1+2+3 +4					10,00%	0
					TOTAL UTILIDAD	0
6.- IMPUESTOS						
IMPUESTO A LAS TRANSACCIONES - % DE 1+2+3+4+5					0,00%	0
					TOTAL IMPUESTOS	0
					TOTAL PRECIO UNITARIO	0

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO

PROYECTO: PLANTA PILOTO
DE TRATAMIENTO A.R.
METODO UASB BARIOS
PROGRESO - SANTA CECILIA

Actividad: 31 - CAMARA DE INSPECCION 80 X 80 CM

Unitario: PZA

Cantidad: 1.00

Moneda: Bolivianos

Descripción	Und.	Cantidad	% Productivo	Precio Imp productivo	Precio Productiv.	Costo Total
1.- MATERIALES						
BRITA	M3	0,8500			765,60	0,00
CEMENTO PORTLAND	KG	109,0000			1,86	0,00
ARENA FINA	M3	0,3300			76,56	0,00
ADOBITO	PZA	234,0000			1,04	0,00
MADERA DE CONSTRUCCION	P2	0,2000			4,87	0,00
BARRA DE ACERO CORRUGADO	KG	16,7000			8,70	0,00
CLAVO	KG	0,2000			17,40	0,00
TOTAL MATERIALES						0,00
2.- MANO DE OBRA						
ALBANIL	HR.	16,1000			18,58	0,00
PEON	HR.	14,3000			11,14	0,00
SUBTOTAL MANO DE OBRA						0,00
BENEFICIOS SOCIALES - % DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA					55,00%	0,00
IMPUESTO AL VALOR AGREGADO - % SUBTOT M.O.+ CARGAS SOCIALES					0,00%	0,00
TOTAL MANO DE OBRA						0,00
3.- EQUIPO Y HERRAMIENTAS						
		0,0000	0,00%	0,00	0,00	0,00

HERRAMIENTAS - % DEL TOTAL DE LA MANO DE OBRA		6,00%	0 , 0 0
		TOTAL EQUIPO Y HERRAMI ENTAS	0 , 0 0
4.- GASTOS GENERALES			
GASTOS GENERALES - % DE 1+2+3		1,00%	0 , 0 0
		TOTAL GASTOS GENERAL ES	0 , 0 0
5.- UTILIDAD			
UTILIDAD - % DE 1+2+3 +4		10,00%	0 , 0 0
		TOTAL UTILIDAD	0 , 0 0
6.- IMPUESTOS			
IMPUESTO A LAS TRANSACCIONES - % DE 1+2+3+4+5		0,00%	0 , 0 0
		TOTAL IMPUEST OS	0 , 0 0
		TOTAL PRECIO UNITARI O	0 , 0 0

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO

PROYECTO: PLANTA PILOTO
DE TRATAMIENTO A.R.
METODO UASB BARIOS
PROGRESO - SANTA CECILIA

Actividad: 32 - ACCESORIOS
HUMEDAL

Unitario: GLB

Cantidad: 2.00

Moneda: Bolivianos

Descripción	Und.	Cantidad	% Productivo	Precio Improductivo	Precio Productivo	Costo Total
1.- MATERIALES						
PLANTA ACUATICA JACINTO DE AGUA	KG	2,00 00			522,00	0 , 0 0

IMPUESTO A LAS TRANSACCIONES - % DE 1+2+3+4+5	0,00%	0,00
TOTAL IMPUESTOS		0,00
TOTAL PRECIO UNITARIO		0,00

**ANÁLISIS DE
PRECIO
UNITARIO**
**PROYECTO: PLANTA PILOTO
DE TRATAMIENTO A.R.
METODO UASB BARIOS
PROGRESO - SANTA CECILIA**

Actividad: 33 - MATERIAL
GRANULAR

Unitario: M3

Cantidad: 130.00

Moneda: Bolivianos

Descripción	Und.	Cantidad	% Productivo	Precio Improductivo	Precio Productivo	Costo Total
1.- MATERIALES						
GRAVA DE CANTO RODADO SENA	M3	1,0000			591,60	0,00
TOTAL MATERIALES						0,00
2.- MANO DE OBRA						
AYUDANTE	HR.	2,0000			12,39	0,00
SUBTOTAL MANO DE OBRA						0,00
BENEFICIOS SOCIALES - % DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA					55,00%	0,00
IMPUESTO AL VALOR AGREGADO - % SUBTOT M.O.+ CARGAS SOCIALES					0,00%	0,00
TOTAL MANO DE OBRA						0,00
3.- EQUIPO Y HERRAMIENTAS						

		0,0000	0,00%	0,00		0,00	0,0000
	HERRAMIENTAS - % DEL TOTAL DE LA MANO DE OBRA					6,00%	0,0000
						TOTAL EQUIPO Y HERRAMIENTAS	0,0000
4.-	GASTOS GENERALES						
	GASTOS GENERALES - % DE 1+2+3					1,00%	0,0000
						TOTAL GASTOS GENERALES	0,0000
5.-	UTILIDAD						
	UTILIDAD - % DE 1+2+3 +4					10,00%	0,0000
						TOTAL UTILIDAD	0,0000
6.-	IMPUESTOS						
	IMPUESTO A LAS TRANSACCIONES - % DE 1+2+3+4+5					0,00%	0,0000
						TOTAL IMPUESTOS	0,0000
						TOTAL PRECIO UNITARIO	0,0000

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO

PROYECTO: PLANTA PILOTO DE TRATAMIENTO A.R. METODO UASB BARIOS PROGRESO - SANTA CECILIA

Actividad: 34 - LECHO DE SECADO

Unitario: M3

Cantidad: 0.99

Moneda: Bolivianos

Descripción	Und.	Cantidad	% Productivo	Precio Improductivo	Precio Productivo	Costo Total

1.- MATERIALES											
							0,8 50 00			765,60	0 , 0 0
	BRITA	M3									
							0,6 00 00			17,40	0 , 0 0
	CLAVO	KG									
	ALAMBRE AMARRE	DE KG					0,5 00 00			13,92	0 , 0 0
							0,4 50 00			76,56	0 , 0 0
	ARENA COMUN	M3									
	CEMENTO PORTLAND	KG					32 0,0 00 00			1,86	0 , 0 0
	LADRILLO GAMBOTE RUSTICO	PZA					64 5,0 00 00			1,18	0 , 0 0
	MADERA CONSTRUCCION	DE P2					25, 00 00 0			4,87	0 , 0 0
										TOTAL MATERIA LES	0 , 0 0
2.- MANO DE OBRA											
							20, 00 00 0			18,58	0 , 0 0
	ALBAÑIL DE PRIMERA	HR.									
							25, 00 00 0			12,39	0 , 0 0
	AYUDANTE	HR.									
										SUBTOTAL MANO DE OBRA	0 , 0 0
BENEFICIOS SOCIALES - % DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA										55,00%	0 , 0 0
IMPUESTO AL VALOR AGREGADO - % SUBTOT M.O.+ CARGAS SOCIALES										0,00%	0 , 0 0
										TOTAL MANO DE OBRA	0 , 0 0
3.- EQUIPO Y HERRAMIENTAS											
							0,0 00 00	0,0 0 %	0,0 0	0,00	0 , 0 0
	HERRAMIENTAS - % DEL TOTAL DE LA MANO DE OBRA									6,00%	0 , 0 0
										TOTAL EQUIPO Y HERRAMI ENTAS	0 , 0 0
4.- GASTOS GENERALES											

GASTOS GENERALES - % DE 1+2+3		1,00%	0,00
TOTAL GASTOS GENERALES			0,00
5.- UTILIDAD			
UTILIDAD - % DE 1+2+3 +4		10,00%	0,00
TOTAL UTILIDAD			0,00
6.- IMPUESTOS			
IMPUESTO A LAS TRANSACCIONES - % DE 1+2+3+4+5		0,00%	0,00
TOTAL IMPUESTOS			0,00
TOTAL PRECIO UNITARIO			0,00

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO

PROYECTO: PLANTA PILOTO
DE TRATAMIENTO A.R.
METODO UASB BARIOS
PROGRESO - SANTA CECILIA

Actividad: 35 - CASETA DEL
HIPOCLORADOR

Unitario: GLB

Cantidad: 1.00

Moneda: Bolivianos

Descripción	Und.	Cantidad	% Productivo	Precio Improductivo	Precio Productivo	Costo Total
1.- MATERIALES						
CASETA DE DESINFECCION X 1.20 M	GLB	1,00			1.767,84	0,00
TOTAL MATERIALES					1.767,84	0,00
2.- MANO DE OBRA						
ALBANIL	HR.	28,00			18,58	0,00

					28,0000			0,0000
	AYUDANTE	HR.					12,39	0,0000
							SUBTOTAL MANO DE OBRA	0,0000
	BENEFICIOS SOCIALES - % DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA						55,00%	0,0000
	IMPUESTO AL VALOR AGREGADO - % SUBTOT M.O.+ CARGAS SOCIALES						0,00%	0,0000
							TOTAL MANO DE OBRA	0,0000
3.-	EQUIPO Y HERRAMIENTAS							
					0,0000	0,00%	0,0000	0,0000
	HERRAMIENTAS - % DEL TOTAL DE LA MANO DE OBRA						6,00%	0,0000
							TOTAL EQUIPO Y HERRAMIENTAS	0,0000
4.-	GASTOS GENERALES							
	GASTOS GENERALES - % DE 1+2+3						1,00%	0,0000
							TOTAL GASTOS GENERALES	0,0000
5.-	UTILIDAD							
	UTILIDAD - % DE 1+2+3 +4						10,00%	0,0000
							TOTAL UTILIDAD	0,0000
6.-	IMPUESTOS							
	IMPUESTO A LAS TRANSACCIONES - % DE 1+2+3+4+5						0,00%	0,0000
							TOTAL IMPUESTOS	0,0000
							TOTAL PRECIO UNITARIO	0,0000

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO

PROYECTO: PLANTA PILOTO

**DE TRATAMIENTO A.R.
METODO UASB BARIOS
PROGRESO - SANTA CECILIA**

**Actividad: 36 - DOSIFICADOR
DE CLORO**

Unitario: GLB

Cantidad: 1.00

Moneda: Bolivianos

Descripción	Und.	Ca nti da d	% Pr od uc tiv o	Pre cio Im pro duc tivo	Precio Productiv.	C o s t o T o t a l
1.- MATERIALES						
DOSIFICADOR DE CLORO	PZA	1,0000			1.496,40	0,000
TOTAL MATERIALES						0,000
2.- MANO DE OBRA						
ALBANIL	HR.	14,0000			18,58	0,000
AYUDANTE	HR.	14,0000			12,39	0,000
SUBTOTAL MANO DE OBRA						0,000
BENEFICIOS SOCIALES - % DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA					55,00%	0,000
IMPUESTO AL VALOR AGREGADO - % SUBTOT M.O.+ CARGAS SOCIALES					0,00%	0,000
TOTAL MANO DE OBRA						0,000
3.- EQUIPO Y HERRAMIENTAS						
		0,0000	0,00%	0,00	0,00	0,000
HERRAMIENTAS - % DEL TOTAL DE LA MANO DE OBRA					6,00%	0,000
TOTAL EQUIPO Y HERRAMIENTAS						0,000
4.- GASTOS GENERALES						
GASTOS GENERALES - % DE 1+2+3					1,00%	0,000

		0
		0
	TOTAL GASTOS GENERAL ES	0
5.- UTILIDAD		
UTILIDAD - % DE 1+2+3 +4	10,00%	0
		0
	TOTAL UTILIDAD	0
6.- IMPUESTOS		
IMPUESTO A LAS TRANSACCIONES - % DE 1+2+3+4+5	0,00%	0
		0
	TOTAL IMPUESTOS	0
	TOTAL PRECIO UNITARIO	0

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO

PROYECTO: PLANTA PILOTO
DE TRATAMIENTO A.R.
METODO UASB BARIOS
PROGRESO - SANTA CECILIA

Actividad: 37 - REPLANTEO Y
TRAZADO DE CERCO
PERIMETRAL

Unitario: M2

Cantidad: 2000.00

Moneda: Bolivianos

Descripción	Und.	Cantidad	% Productivo	Pre cio Im pro duc tivo	Precio Productiv.	C o s t o T o t a l
1.- MATERIALES						
		0,0000			0,00	0
						0
					TOTAL MATERIALES	0
2.- MANO DE OBRA						
ALBANIL	HR.	0,0500			18,58	0

						0,0				0
						70				,
						00			12,39	0
	AYUDANTE	HR.								0
									SUBTOTAL MANO DE OBRA	0
	BENEFICIOS SOCIALES - % DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA							55,00%		0
	IMPUESTO AL VALOR AGREGADO - % SUBTOT M.O.+ CARGAS SOCIALES							0,00%		0
									TOTAL MANO DE OBRA	0
3.-	EQUIPO Y HERRAMIENTAS									
						0,0	0,0			0
						00	0	0,0		,
						00	%	0	0,00	0
	HERRAMIENTAS - % DEL TOTAL DE LA MANO DE OBRA							6,00%		0
									TOTAL EQUIPO Y HERRAMIENTAS	0
4.-	GASTOS GENERALES									
	GASTOS GENERALES - % DE 1+2+3							1,00%		0
									TOTAL GASTOS GENERALES	0
5.-	UTILIDAD									
	UTILIDAD - % DE 1+2+3 +4							10,00%		0
									TOTAL UTILIDAD	0
6.-	IMPUESTOS									
	IMPUESTO A LAS TRANSACCIONES - % DE 1+2+3+4+5							0,00%		0
									TOTAL IMPUESTOS	0
									TOTAL PRECIO UNITARIO	0

**ANÁLISIS DE
PRECIO
UNITARIO**
PROYECTO: PLANTA PILOTO

**DE TRATAMIENTO A.R.
METODO UASB BARIOS
PROGRESO - SANTA CECILIA**

**Actividad: 38 - EXCAVACION
0-2 M TERRENO BLANDO
S/AGOTAMIENTO**

Unitario: M3

Cantidad: 21.60

Moneda: Bolivianos

Descripción	Und.	Canti da d	% Pr od uc tiv o	Pre cio Im pro duc tivo	Precio Productiv.	C o s t o T o t a l
1.- MATERIALES						
		0,0000			0,00	0,0000
TOTAL MATERIALES						0,0000
2.- MANO DE OBRA						
ALBANIL	HR.	1,5000			18,58	0,0000
PEON	HR.	3,0000			11,14	0,0000
SUBTOTAL MANO DE OBRA						0,0000
BENEFICIOS SOCIALES - % DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA					55,00%	0,0000
IMPUESTO AL VALOR AGREGADO - % SUBTOT M.O.+ CARGAS SOCIALES					0,00%	0,0000
TOTAL MANO DE OBRA						0,0000
3.- EQUIPO Y HERRAMIENTAS						
		0,0000	0,00%	0,00	0,00	0,0000
HERRAMIENTAS - % DEL TOTAL DE LA MANO DE OBRA					6,00%	0,0000
TOTAL EQUIPO Y HERRAMIENTAS						0,0000
4.- GASTOS GENERALES						
GASTOS GENERALES					1,00%	0,0000

- % DE 1+2+3		, 0 0
TOTAL GASTOS GENERAL ES		0 , 0 0
5.- UTILIDAD		
UTILIDAD - % DE 1+2+3 +4	10,00%	0 , 0 0
TOTAL UTILIDAD		0 , 0 0
6.- IMPUESTOS		
IMPUESTO A LAS TRANSACCIONES - % DE 1+2+3+4+5	0,00%	0 , 0 0
TOTAL IMPUESTOS		0 , 0 0
TOTAL PRECIO UNITARIO		0 , 0 0

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO

PROYECTO: PLANTA PILOTO DE TRATAMIENTO A.R.
METODO UASB BARIOS
PROGRESO - SANTA CECILIA

Actividad: 39 - CIMENTO DE LADRILLO TUBULAR

Unitario: M3

Cantidad: 14.40

Moneda: Bolivianos

Descripción	Und.	Cantidad	% Productivo	Precio Improductivo	Precio Productivo	Costo Total
1.- MATERIALES						
ARENA COMUN	M3	0,900			76,56	0,00
CEMENTO PORTLAND	KG	12,000			1,86	0,00
LADRILLO TUBULAR (TIPO CELOSIA)	PZA	35,000			0,99	0,00
TOTAL MATERIA						0,00

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO

PROYECTO: PLANTA PILOTO
DE TRATAMIENTO A.R.
METODO UASB BARIOS
PROGRESO - SANTA CECILIA

Actividad: 40 -
SOBRECIMIENTO DE H° S°

Unitario: M3

Cantidad: 7.20

Moneda: Bolivianos

Descripción	Und.	Canti da d	% Pr od uc tiv o	Pre cio Im pro duc tivo	Precio Productiv.	C o s t o T o t a l
1.- MATERIALES						
ALAMBRE DE AMARRE	KG	1,000			13,920	0,000
ARENA COMUN	M3	0,600			76,560	0,000
BRITA (PIEDRA CHANCADA)	M3	0,850			716,880	0,000
CEMENTO PORTLAND	KG	32,000			1,860	0,000
MADERA DE CONSTRUCCION	P2	35,000			4,870	0,000
TOTAL MATERIALES						0,000
2.- MANO DE OBRA						
ALBANIL	HR.	10,000			18,580	0,000
AYUDANTE	HR.	15,000			12,390	0,000
ENCOFRADOR	HR.	15,000			20,880	0,000
SUBTOTAL MANO DE OBRA						0,000
BENEFICIOS SOCIALES - % DEL SUBTOTAL DE					55,00%	0,000

MANO DE OBRA							0
IMPUESTO AL VALOR AGREGADO - % SUBTOT M.O.+ CARGAS SOCIALES						0,00%	0
						TOTAL MANO DE OBRA	0
3.- EQUIPO Y HERRAMIENTAS							
MEZCLADORA DE HORMIGON LESCH-S280		HR.	1,00	10,00	10,06	17,99	0
VIBRADOR DE HORMIGON MIKAS-GY1830		HR.	0,80	10,00	2,24	4,51	0
HERRAMIENTAS - % DEL TOTAL DE LA MANO DE OBRA						6,00%	0
						TOTAL EQUIPO Y HERRAMIENTAS	0
4.- GASTOS GENERALES							
GASTOS GENERALES - % DE 1+2+3						1,00%	0
						TOTAL GASTOS GENERALES	0
5.- UTILIDAD							
UTILIDAD - % DE 1+2+3 +4						10,00%	0
						TOTAL UTILIDAD	0
6.- IMPUESTOS							
IMPUESTO A LAS TRANSACCIONES - % DE 1+2+3+4+5						0,00%	0
						TOTAL IMPUESTOS	0
						TOTAL PRECIO UNITARIO	0

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO

PROYECTO: PLANTA PILOTO DE TRATAMIENTO A.R. METODO UASB BARIOS PROGRESO - SANTA CECILIA

Actividad: 41 - CERCO CON MALLA OLIMPICA Y ALAMBRE DE PUAS

Unitario: M2
 Cantidad: 360.00
 Moneda: Bolivianos

Descripción	Und.	Cantidad	% Productivo	Precio Improductivo	Precio Productivo	Costo Total
1.- MATERIALES						
ALAMBRE CON PUAS GALVANIZADO SIMPLE	ML	2,500			2,09	0,00
ARENA COMUN	M3	0,00			76,56	0,00
BRITA (PIEDRA CHANCADA)	M3	0,00			716,88	0,00
CEMENTO PORTLAND	KG	5,600			1,86	0,00
MALLA OLIMPICA NO 10	M2	1,000			124,24	0,00
SOLDADURA	KG	0,00			33,76	0,00
TUBERIA F.G 2"	ML	1,100			114,85	0,00
TOTAL MATERIALES						0,00
2.- MANO DE OBRA						
ALBANIL	HR.	1,500			18,58	0,00
AYUDANTE	HR.	2,000			12,39	0,00
SUBTOTAL MANO DE OBRA						0,00
BENEFICIOS SOCIALES - % DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA					55,00%	0,00
IMPUESTO AL VALOR AGREGADO - % SUBTOT M.O.+ CARGAS SOCIALES					0,00%	0,00
TOTAL MANO DE OBRA						0,00

3.- EQUIPO Y HERRAMIENTAS						
		0,0000	0,00%	0,00	0,00	0,00
HERRAMIENTAS - % DEL TOTAL DE LA MANO DE OBRA					6,00%	0,00
					TOTAL EQUIPO Y HERRAMIENTAS	0,00
4.- GASTOS GENERALES						
GASTOS GENERALES - % DE 1+2+3					1,00%	0,00
					TOTAL GASTOS GENERALES	0,00
5.- UTILIDAD						
UTILIDAD - % DE 1+2+3 +4					10,00%	0,00
					TOTAL UTILIDAD	0,00
6.- IMPUESTOS						
IMPUESTO A LAS TRANSACCIONES - % DE 1+2+3+4+5					0,00%	0,00
					TOTAL IMPUESTOS	0,00
					TOTAL PRECIO UNITARIO	0,00

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO

PROYECTO: PLANTA PILOTO DE TRATAMIENTO A.R.
METODO UASB BARIOS
PROGRESO - SANTA CECILIA

Actividad: 42 - PUERTA DE MALLA OLIMPICA

Unitario: M2

Cantidad: 9.00

Moneda: Bolivianos

Descripción	Und.	Cantida	% Produccion	Precio Improductivo	Precio Productivo	Costo Total

		d	ti	ti		a
			.	vo		l
1.- MATERIALES						
MALLA OLIMPICA NO 10	M2	1,0 50 00			124,24	0 , 0 0
SOLDADURA	KG	0,0 50 00			33,76	0 , 0 0
TUBERIA F.G 2"	ML	1,1 00 00			114,85	0 , 0 0
					TOTAL MATERIA LES	0 , 0 0
2.- MANO DE OBRA						
ALBANIL	HR.	3,0 00 00			18,58	0 , 0 0
AYUDANTE	HR.	5,0 00 00			12,39	0 , 0 0
					SUBTOTAL MANO DE OBRA	0 , 0 0
BENEFICIOS SOCIALES - % DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA					55,00%	0 , 0 0
IMPUESTO AL VALOR AGREGADO - % SUBTOT M.O.+ CARGAS SOCIALES					0,00%	0 , 0 0
					TOTAL MANO DE OBRA	0 , 0 0
3.- EQUIPO Y HERRAMIENTAS						
		0,0 00 00	0,0 0 %	0,0 0	0,00	0 , 0 0
HERRAMIENTAS - % DEL TOTAL DE LA MANO DE OBRA					6,00%	0 , 0 0
					TOTAL EQUIPO Y HERRAMI ENTAS	0 , 0 0
4.- GASTOS GENERALES						
GASTOS GENERALES - % DE 1+2+3					1,00%	0 , 0 0
					TOTAL GASTOS GENERAL ES	0 , 0 0
5.- UTILIDAD						
UTILIDAD - % DE 1+2+3 +4					10,00%	0 , 0 0

		0 , 0 0
TOTAL UTILIDAD		0
6.- IMPUESTOS		
IMPUESTO A LAS TRANSACCIONES - % DE 1+2+3+4+5	0,00%	0 , 0 0
TOTAL IMPUESTOS		0
TOTAL PRECIO UNITARIO		0 , 0 0

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO
 PROYECTO: PLANTA PILOTO DE TRATAMIENTO A.R.
 METODO UASB BARIOS
 PROGRESO - SANTA CECILIA

Actividad: 43 - SEGURIDAD Y SEÑALIZACION
 Unitario: GLB
 Cantidad: 1.00
 Moneda: Bolivianos

Descripción	Und.	Cantidad	% Productivo	Precio Improductivo	Precio Productivo	Costo Total
1.- MATERIALES						
LETRERO PARA SEÑALIZACION VERTICAL	PZA	20,0000			348,00	0,000
SEÑALIZACION Y SEGURIDAD	GLB	## ## ## #			2,44	0,000
TOTAL MATERIALES						0,000
2.- MANO DE OBRA						
AYUDANTE	HR.	25,0000			12,39	0,000
SUBTOTAL MANO DE OBRA						0,000
BENEFICIOS SOCIALES - % DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA					55,00%	0,000

Descripción	Und.	Cantidad	% Productivo	Precio Improductivo	Precio Productivo	Costo Total
1.- MATERIALES						
LAVAMANOS BLANCO DE PEDESTAL C/GRIFERIA	PZA	2,000			696,00	0,00
INODORO BLANCO TANQUE ALTO C/ACC.	PZA	2,000			591,60	0,00
DUCHA METALICA LORENZETTI	PZA	2,000			360,08	0,00
ARENA COMUN	M3	1,000			76,56	0,00
CEMENTO PORTLAND	KG	250,000			1,86	0,00
LADRILLO 6 H. 12 X 25 X 10.5	PZA	120,000			1,25	0,00
MADERA DE CONSTRUCCION	P2	350,000			4,87	0,00
TOTAL MATERIALES						0,00
2.- MANO DE OBRA						
ALBANIL	HR.	25,000			18,58	0,00
AYUDANTE	HR.	25,000			12,39	0,00
PLOMERO	HR.	10,000			18,65	0,00
SUBTOTAL MANO DE OBRA						0,00
BENEFICIOS SOCIALES - % DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA					55,00%	0,00
IMPUESTO AL VALOR AGREGADO - % SUBTOT M.O.+ CARGAS SOCIALES					0,00%	0,00
TOTAL MANO DE OBRA						0,00
3.- EQUIPO Y HERRAMIENTAS						

		0,0000	0,00%	0,00		0,00	0,00
	HERRAMIENTAS - % DEL TOTAL DE LA MANO DE OBRA					6,00%	0,00
						TOTAL EQUIPO Y HERRAMIENTAS	0,00
4.-	GASTOS GENERALES						
	GASTOS GENERALES - % DE 1+2+3					1,00%	0,00
						TOTAL GASTOS GENERALES	0,00
5.-	UTILIDAD						
	UTILIDAD - % DE 1+2+3 +4					10,00%	0,00
						TOTAL UTILIDAD	0,00
6.-	IMPUESTOS						
	IMPUESTO A LAS TRANSACCIONES - % DE 1+2+3+4+5					0,00%	0,00
						TOTAL IMPUESTOS	0,00
						TOTAL PRECIO UNITARIO	0,00

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO

PROYECTO: PLANTA PILOTO DE TRATAMIENTO A.R. METODO UASB BARIOS PROGRESO - SANTA CECILIA

Actividad: 45 - LIMPIEZA GENERAL DE TODA LA OBRA

Unitario: GLB

Cantidad: 1.00

Moneda: Bolivianos

Descripción	Und.	Cantidad	% Productivo	Precio Improductivo	Precio Productivo	Costo Total

1.- MATERIALES									
									0
LIMPIEZA DE TODA LA OBRA	GLB	1,0000						2.401,20	0
TOTAL MATERIALES									0
2.- MANO DE OBRA									
									0
		0,0000						0,00	0
SUBTOTAL MANO DE OBRA									0
BENEFICIOS SOCIALES - % DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA								55,00%	0
IMPUESTO AL VALOR AGREGADO - % SUBTOT M.O.+ CARGAS SOCIALES								0,00%	0
TOTAL MANO DE OBRA									0
3.- EQUIPO Y HERRAMIENTAS									
									0
		0,0000	0,00%		0,00			0,00	0
HERRAMIENTAS - % DEL TOTAL DE LA MANO DE OBRA								6,00%	0
TOTAL EQUIPO Y HERRAMIENTAS									0
4.- GASTOS GENERALES									
GASTOS GENERALES - % DE 1+2+3								1,00%	0
TOTAL GASTOS GENERALES									0
5.- UTILIDAD									
UTILIDAD - % DE 1+2+3 +4								10,00%	0
TOTAL UTILIDAD									0
6.- IMPUESTOS									
IMPUESTO A LAS TRANSACCIONES - % DE 1+2+3+4+5								0,00%	0
TOTAL IMPUESTOS									0

TOTAL	0
PRECIO	,
UNITARI	0
O	0

PRESUPUESTO GENERAL

PROYECTO: PLANTA PILOTO DE TRATAMIENTO A.R.
METODO UASB BARIOS PROGRESO - SANTA CECILIA

Moneda: Bolivianos

ÍTEM	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO UNITARIO LITERAL	COSTO TOTAL
1. ACTIVIDADES PRELIMINARES						
1	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION	GLB	1,00	15,465,12	Quince mil cuatrocientos sesenta y cinco 12/100 Bolivianos	0,00
2	INSTALACION DE FAENAS	GLB	1,00	17,263,28	Diecisiete mil doscientos sesenta y tres 28/100 Bolivianos	0,00
3	PROVISION Y COLOCADO DE LETRERO DE OBRA	PZA	1,00	6.565,62	Seis mil quinientos sesenta y cinco 62/100 Bolivianos	0,00
SUBTOTAL 1. ACTIVIDADES PRELIMINARES						0,00
2. RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO						
4	REPLANTEO Y TRAZADO DE TUBERIAS (ALCANTARILLADO)	ML	1.896,86	1,78	Uno 78/100 Bolivianos	0,00
5	EXCAVACION CON MAQUINARIA DE 0-2 M	M3	1.791,27	11,28	Once 28/100 Bolivianos	0,00
6	EXCAVACION CON MAQUINARIA DE 2-4 M	M3	142,73	11,95	Once 95/100 Bolivianos	0,00
7	ENTIBADO Y APUNTALADO	M2	220,00	156,30	Ciento cincuenta y seis 30/100 Bolivianos	0,00
8	TUBERIA PVC SDR 41 4"	ML	2.256,00	52,23	Cincuenta y dos 23/100 Bolivianos	0,00
9	TUBERIA PVC SDR 41 6"	ML	592,14	122,56	Ciento veintidos 56/100 Bolivianos	0,00
10	TUBERIA PVC SDR-41 8"	ML	264,83	224,47	Doscientos veinticuatro 47/100 Bolivianos	0,00
11	TUBERIA PVC SDR-41 10 "	ML	1.039,89	284,91	Doscientos ochenta y cuatro 91/100 Bolivianos	0,00
12	TUBERIA PVC 4" DESAGUE SANITARIO C/ACCESORIOS (ACOMETIDA DOMICILIARIA)	PZA	282,00	418,53	Cuatrocientos dieciocho 53/100 Bolivianos	0,00
13	PRUEBA HIDRAULICA ALCANTARILLADO SANITARIO	GLBL	1.896,86	2,56	Dos 56/100 Bolivianos	0,00
14	PRUEBA DE HUMO	M2	1.896,86	0,68	68/100 Bolivianos	0,00
15	CAMA DE ARENA PARA TUBOS	M3	139,52	138,47	Ciento treinta y ocho 47/100 Bolivianos	0,00
16	RELLENO Y COMPACTADO CON TIERRA CERNIDA	M3	1.934,00	45,41	Cuarenta y cinco 41/100 Bolivianos	0,00
17	CAMARA DE INSPECCION DE HORMIGON ARMADOTRONCOCONICA	PZA	28,00	8.199,39	Ocho mil ciento noventa y nueve 39/100 Bolivianos	0,00
18	CAMARA DE INSPECCION DE LAD. GAMBOTE (70 X70 CM.)	PZA	282,00	1.038,04	Un mil treinta y ocho 04/100 Bolivianos	0,00
19	REPOSICION DE LOSETAS	M2	1.534,00	101,65	Ciento uno 65/100 Bolivianos	0,00
20	REPOSICION DE ACERAS	M2	423,00	185,70	Ciento ochenta y cinco 70/100 Bolivianos	0,00
21	TRANSPORTE DE MATERIAL EXCEDENTE	M3	681,81	29,40	Veintinueve 40/100 Bolivianos	0,00
SUBTOTAL 2. RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO						0,00
3. REACTOR UASB						
22	REPLANTEO Y TRAZADO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO	M2	2.000,00	1,78	Uno 78/100 Bolivianos	0,00
23	EXCAVACION CON MAQUINARIA DE 0-4 M	M3	96,00	11,95	Once 95/100 Bolivianos	0,00

		3				
24	CAMARA DISIPADORA	G LB	1,00	3.042, 96	Tres mil cuarenta y dos 96/100 Bolivianos	0,00
25	CAMARA DE REJAS DE H` S` Y ACCESORIOS	G LB	1,00	5.921, 88	Cinco mil novecientos veintiuno 88/100 Bolivianos	0,00
26	DESARENADOR DE H` S` Y ACCSESORIOS	G LB	1,00	4.577, 29	Cuatro mil quinientos setenta y siete 29/100 Bolivianos	0,00
27	REACTOR UASB DE H` A`	M 3	95,68	4.521, 28	Cuatro mil quinientos veintiuno 28/100 Bolivianos	0,00
28	ACCESORIOS PARA REACTOR UASB	G LB	2,00	3.002, 54	Tres mil dos 54/100 Bolivianos	0,00
29	BOMBA DE LODOS WORTHINGTON 4 LR-11 (2 HP/50 HZ) CON SUS ACCESORIOS	PZ A	1,00	4.750, 88	Cuatro mil setecientos cincuenta 88/100 Bolivianos	0,00
30	HUMEDAL DE H` S`	M 3	17,60	2.007, 01	Dos mil siete 01/100 Bolivianos	0,00
31	CAMARA DE INSPECCION 80 X 80 CM	PZ A	1,00	2.250, 70	Dos mil doscientos cincuenta 70/100 Bolivianos	0,00
32	ACCESORIOS HUMEDAL	G LB	2,00	4.435, 01	Cuatro mil cuatrocientos treinta y cinco 01/100 Bolivianos	0,00
33	MATERIAL GRANULAR	M 3	130,00	702,5 0	Setecientos dos 50/100 Bolivianos	0,00
34	LECHO DE SECADO	M 3	0,99	3.668, 25	Tres mil seiscientos sesenta y ocho 25/100 Bolivianos	0,00
35	CASETA DEL HIPOCLORADOR	G LB	1,00	3.547, 06	Tres mil quinientos cuarenta y siete 06/100 Bolivianos	0,00
36	DOSIFICADOR DE CLORO	G LB	1,00	2.454, 00	Dos mil cuatrocientos cincuenta y cuatro 00/100 Bolivianos	0,00
SUBTOTAL 3. REACTOR UASB						0,00
4. CERCO PERIMETRAL						
37	REPLANTEO Y TRAZADO DE CERCO PERIMETRAL	M 2	2.000, 00	3,28	Tres 28/100 Bolivianos	0,00
38	EXCAVACION 0-2 M TERRENO BLANDO S/AGOTAMIENTO	M 3	21,60	111,8 6	Ciento once 86/100 Bolivianos	0,00
39	CIMIENTO DE LADRILLO TUBULAR	M 3	14,40	1.726, 25	Un mil setecientos veintiseis 25/100 Bolivianos	0,00
40	SOBRECIMIENTO DE H° S°	M 3	7,20	2.867, 73	Dos mil ochocientos sesenta y siete 73/100 Bolivianos	0,00
41	CERCO CON MALLA OLIMPICA Y ALAMBRE DE PUAS	M 2	360,00	410,5 2	Cuatrocientos diez 52/100 Bolivianos	0,00
42	PUERTA DE MALLA OLIMPICA	M 2	9,00	502,0 0	Quinientos dos 00/100 Bolivianos	0,00
SUBTOTAL 4. CERCO PERIMETRAL						0,00
5. BIO - SEGURIDAD Y SEÑALIZACION						
43	SEGURIDAD Y SEÑALIZACION	G LB	1,00	11.00 4,31	Once mil cuatro 31/100 Bolivianos	0,00
44	GESTION DE RESIDUOS SOLIDOS	G LB	1,00	8.076, 78	Ocho mil setenta y seis 78/100 Bolivianos	0,00
45	LIMPIEZA GENERAL DE TODA LA OBRA	G LB	1,00	2.667, 73	Dos mil seiscientos sesenta y siete 73/100 Bolivianos	0,00
SUBTOTAL 5. BIO - SEGURIDAD Y SEÑALIZACION						0,00
COSTO TOTAL DEL PROYECTO						0,00