

**“DISEÑO DE UNA PLANTA PARA TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES
PROVENIENTES DEL LAVADO DE VEHICULOS HOSPITALARIOS, CUARTOS
FRIOS Y CONTENEDORES”**

Investigador Principal

WALTER OSORIO LEE

Universidad de Pamplona

Director

JACIPT ALEXANDER RAMON VALENCIA Msc, Ph.D.

Ingeniero Químico

Universidad de Pamplona

Director externo

ANGEL ANDREY BOHORQUEZ.

Ingeniero Ambiental

Aseo Urbano S.A.S ESP

INGENIERÍA QUÍMICA

FACULTAD DE INGENIERÍAS Y ARQUITECTURA



VICERRECTORÍA DE INVESTIGACIONES

UNIVERSIDAD DE PAMPLONA

PAMPLONA, de 2016

DISEÑO DE UNA PLANTA PARA TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PROVENIENTES DEL LAVADO DE VEHICULOS HOSPITALARIOS, CUARTOS FRIOS Y CONTENEDORES

Contenido

CAPITULO I: INTRODUCCIÓN.....	12
1. OBJETIVOS.....	14
1.1 GENERAL	14
1.2 ESPECIFICOS	14
CAPITULO II.ANTECEDENTES.....	15
2.1 MARCO REFERENCIAL	16
2.1.1 RESIDUOS HOSPITALARIOS GENERADOS POR LOS HOSPITALES EN COLOMBIA.....	16
2.2 ESTADO DEL ARTE	16
2.3 MARCO TEORICO	18
2.3.1 DESECHOS BIOMEDICOS Y SANITARIOS	18
2.3.2 RIESGOS DE LOS DESECHOS BIOMEDICOS.....	18
2.3.3 PELIGRO DE LOS DESECHOS INFECCIOSOS	19
2.3.4 PELIGRO DE LOS DESECHOS LASERANTES [4].....	19
2.3.4 PELIGRO DE LOS DESECHOS QUIMICOS Y FARMACEUTICOS.....	19
2.3.5 SEPARACION, RECOLECCION, ETIQUETADO Y MANEJO DE DESECHOS BIOMEDICOS	20
2.3.6 TRANSPORTE Y ALMACENAMIENTO DE BIOMEDICOS.	21
Recomendaciones sobre lugares de almacenaje de desechos biomédicos:.....	22
2.3.7 AGUAS RESIDUALES HOSPITALARIAS.	22
2.3.8 TRATAMIENTO DE AGUAS DE RESIDUOS HOSPITALARIOS, CUARTOS FRIOS Y CONTENEDORES.....	23
2.3.9 ESTUDIO DE CALIDAD DE LA FUENTE RECEPTORA DE AGUA RESIDUAL.	23
2.4 MARCO NORMATIVO	24
2.4.1 GESTION AMBIENTAL DE RESIDUOS BIOMEDICOS.....	24
2.4.2 PARAMETROS Y VALORES MAXIMOS PERMISIBLES EN VERTIMIENTOS PUNTUALES A CUERPOS DE AGUAS SUPERFICIALES, AL SUELO Y A SISTEMAS DE ALCANTARILLADO PÚBLICO. [3]	24

3 CAPITULO III METODOLOGIA	27
3.1 METODOLOGIA EXPERIMENTAL.....	28
3.1.1 PROCESOS FISICOS.	28
3.1.1.1 SOLIDOS SUSPENDIDOS TOTALES.....	28
3.1.1.2 PRUEBA DE JARRAS.	28
3.1.2 PROCESOS QUIMICOS	29
3.1.2.1 DEMANDA BIOQUIMICA DE OXIGENO (DBO ₅).....	29
3.1.2.2 DEMANDA QUIMICA DE OXIGENO (DQO).	29
3.1.2.3 PROCESOS BIOLOGICOS	29
METODO DE MEMBRANA FILTRANTE PARA ANALISIS DE AGUAS RESIDUALES.	29
3.2 METODOLOGIA DE DISEÑO.	30
3.2.1 MEDICION DE CAUDAL.....	30
3.2.2 METODO PARA MEDICION DE CAUDAL.....	30
Método volumétrico	30
3.2.3 MUESTREO DE AGUAS RESIDUALES	31
3.2.3.1 CLASIFICACION DE LA MUESTRA	31
MUESTRAS SIMPLES.....	31
MUESTRAS COMPUESTAS	31
3.2.4 VOLUMEN DE MUESTRA	31
3.2.5 OPERACIONES UNITARIAS PARA EL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES	32
3.2.5.1 PROCESOS FISICOS UNITARIOS.....	32
3.2.5.2 PROCESOS QUÍMICOS UNITARIOS.....	32
3.2.5.3 PROCESOS QUIMICOS UNITARIOS.....	33
3.2.6 DIAMETRO DE TUBERIA.....	34
3.2.7 REGIMEN HIDRAULICO.....	34
RADIO HIDRAULICO.....	34
3.2.8 VELOCIDAD.....	35
3.3 PRETRATAMIENTO	36
3.3.1 CANAL DE LLEGADA:	36
DISEÑO DE CANAL ARTIFIAL:.....	37
3.3.2 CAMARA DE CRIBADO O REJILLAS	38

CLASIFICACIÓN DE LAS REJILLAS	38
DISEÑO DE REJILLAS	39
Separación entre barrotes	40
Ancho de la rejilla.....	40
Velocidad del flujo en la rejilla	40
Longitud de las barras (Lb)	40
Número de barras (n).....	41
Pérdida de carga en las rejillas (hf)	41
3.3.3 DESARENADOR.....	42
Capacidad hidráulica	42
Velocidad de sedimentación	42
Dimensionamiento.....	43
Influencia de los procesos de tratamiento posterior al desarenador	43
Accesorios y dispositivos.....	43
3.4 TRATAMIENTO PRIMARIO	45
3.4.1 CANAL PARSHALL	45
3.4.2 SEDIMENTADOR PRIMARIO	46
TIPOS DE CLARIFICACION DEL AGUA POR SEDIMENTACION:.....	46
DISEÑO DE TANQUE DE SEDIMENTACION:	46
COLOCACION DE PANTALLA:.....	47
ZONA DE ENTRADA:	47
ZONA DE SEDIMENTACION:	48
Período de retención (Tr).....	49
Altura máxima para partículas discretas (h).....	50
Área Superficial en la zona de sedimentación (As)	50
Longitud de la zona de sedimentación (L).....	50
Velocidad Horizontal (Vh)	50
ZONA DE RETENCIÓN DE PARTÍCULAS SEDIMENTADAS.....	51
ZONA DE SALIDA	51
3.5 LECHO DE SECADO	51
3.6 DESINFECCION	51

3.6.1 CLORACIÓN	52
3.7 TRATAMIENTO SECUNDARIO	52
3.7.1.1 DISEÑO DE UN FILTRO LENTO BIOLÓGICO DE ARENA	53
Geometría del lecho filtrante:	53
Área superficial (as).	53
Coeficiente de mínimo costo (k):	54
Ancho (b) y Longitud del filtro (L):	54
Sistema de entrada y llenado del filtro:	54
Sistema de drenaje y salida del agua filtrada:	54
3.8 APLICACIÓN DE LOS METODOS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PROVENIENTE DEL LAVADO DE VEHICULOS DE TRANSPORTE DE RESIDUOS BIOMEDICOS Y CUARTOS FRIOS DE ALMACENAMIENTO DE BIOMEDICOS	54
3.8.1 METODO FISICOQUIMICO	55
3.9 METODOS PARA DETERMINAR LA CANTIDAD DE CARGA ORGANICA Y SOLIDOS PRESENTES EN AGUAS RESIDUALES HOSPITALARIAS PROVENIENTE DEL LAVADO DE VEHICULOS DE RESIDUOS BIOMEDICOS Y CUARTOS FRIOS DE ALMACENAMIENTO DE BIOMEDICOS	55
3.10 METODOLOGIA DE DISEÑO PARA CONSTRUCCUIN DE PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PROVENIENTE DEL LAVADO DE VEHICULOS DE TRANSPORTE DE RESIDUOS BIOMEDICOS Y CUARTOS FRIOS DE ALMACENAMIENTO DE BIOMEDICOS	55
CAPITULO IV. DISCUSION Y ANALISIS DE RESULTADOS	56
4.1 MEDICION DE CAUDAL	57
4.2 DETERMINACION DE DQO	59
4.2.1 VALORES DE DQO DE CUARTOS FRIOS DE ALMACENAMIENTO DE BIOMEDICOS	62
4.3 DETERMINACION DE DBO ₅	63
4.3.1 DETERMINACION DE DBO ₅ DE AGUAS RESIDUALES PROVENIENTE DEL LAVADO DE CUARTOS FRIOS DE ALMACENAMIENTO DE BIOMEDICOS	66
4.4 SOLIDOS SUSPENDIDOS TOTALES	67
5.4.1 SOLIDOS SUSPENDIDOS TOTALES DEL LAVADO DE VEHICULOS DE TRANSPORTE DE BIOMEDICOS	67
4.4.2 SOLIDOS SUSPENDIDOS TOTALES PROVENIENTES DEL LAVADO DE LOS CUARTOS FRIOS	68
4.5 PRUEBA DE JARRAS	69
4.5.1 PRUBA DE JARRAS REALIZADAS A AGUAS RESIDUALES PROVENIENTE DEL LAVADO DE VEHICULOS DE TRANSPORTE DE RESIDUOS HOSPITALARIOS	69

4.5.2 PRUEBA DE JARRAS REALIZADA A LAS AGUAS PROVENIENTES DEL LAVADO DE LOS CUARTOS FRIOS DE ALMACENAMIENTO DE BIOMEDICOS.....	73
4.5.3 RESULTADO DE COLIFORMES TOTALES Y FECALES.....	73
4.6 DISEÑO DE TANQUE DE AGUAS RESIDUALES DE RESIDUOS BIOMEDICOS	74
4.7 CALCULO PARA EL CANAL DE LLEGADA.....	76
4.8 DISEÑO DE REJILLAS	78
CRITERIOS DE DISEÑO	79
4.9 DISEÑO DEL DESARENADOR.....	82
4.10 DISEÑO DEL CANAL PARSHALL	85
4.11 DISEÑO DE SEDIMENTADOR	88
4.12 LECHO DE SECADO DE LODOS	91
4.13 DISEÑO DEL FILTRO LENTO DE ARENA	91
4.13 DISEÑO DE PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PROVENIENTE DEL LAVADO DE VEHICULOS DE TRANSPORTE DE RESIDUOS BIOMEDICOS, CUARTOS FRIOS DE ALMACENAMIENTO DE VIOMEDICOS Y CONTENEDORES.....	94
CAPITULO V. CONCLUSIONES.....	104
ANEXOS:.....	109
ANEXO 1:.....	109
DETERMINACION DE DQO:	109
ANEXO 2.....	110
DETERMINACION DE DBO ₅	110
ANEXO 3.....	111
SOLIDOS SUSPENDIDOS TOTALES:	111
ANEXO 4.....	111
PRUEBA DE JARRAS:.....	111
ANEXO 5.....	112
SEGIMIENTO DE DBO ₅ REALIZADAS EN EL MES DE MARZO Y ABRIL	112
ANEXO. 6.....	113
PARAMETROS DE DISEÑO PARA REJAS DE BARRAS.	113
ANEXO.7	114
ESQUEMA DE CONSTRUCCION PARA LA CANALETA PARSHALL.	114
ANEXO.8	115

CRITERIOS DE DISEÑO PARA TANQUE DE SEDIMENTACION PRIMARIO	115
ANEXO 9.....	115
VEHICULOS DE TRANSPORTE Y CUARTOS FRIOS DE ALMACENAMIENTO DE BIOMEDICOS.	115
ANEXO. 10.....	118
VALORES DE LAS CONSTANTES EMPIRICAS a y b	118
ANEXO. 11.....	118
FICHA TECNICA DEL HIPOCLORITO DE SODIO	118
ANEXO .12.....	119
MEDIDAS TIPICAS DE MEDIDOR PARSHALL.....	119

TABLA 1. ACTIVIDADES DE INSTITUCIONES PRESTADORAS DE SERVICIO DE SALUD, CON INTERNACION	25
TABLA 2. ACTIVIDADES DE HEMODIALISIS Y DIALISIS PERITONIAL	25
TABLA 3. ACTIVIDADES DE ONCOLOGIA	26
TABLA 4. PROCESOS FISICOS UNITARIOS.....	32
TABLA 5.PROCESOS QUIMICOS UNITARIOS.....	33
TABLA 6. PROCESOS BIOLOGICOS UNITARIOS	33
TABLA 7. DIAMETROS DE TUBERIA.....	34
TABLA 8. VELOCIDAD MAXIMA Y COEFICIENTE DE RUGOSIDAD SEGUN EL TIPO DE MATERIAL	36
TABLA 9. TIPO DE REJILLAS.....	39
TABLA 10. COEFICIENTE DE PÉRDIDA DE LAS REJILLAS.....	41
TABLA 11. TIPOS DE CLARIFICACION DE AGUA POR SEDIMENTACION.....	46
TABLA 12. VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS FILTROS DE ARENA.....	53
TABLA 13. MEDICION DE CAUDAL CON BALDE VOLUMETRICO	57
TABLA 14. RESULTADOS DE DQO DEL AGUA RESIDUAL PROVENIENTE LAS LAVADO DE VEHICULOS DE TRANSPORTE DE RESIDUOS BIOMEDICOS	60
TABLA 15. VALORES DE DQO PROVENIENTE DEL LAVADO DE CUARTOS FRIOS	63
TABLA 16. VALORS DE DBO5 PROVENIENTE DEL LAVADO DE VEHICULOS DE TRANSPORTE DE BIOMEDICOS	63
TABLA 17. VALORES DE DBO5 PROVENIENTE DEL LAVADO DE CUARTOS FRIOS DE ALMACENAMIENTO DE BIOMEDICOS.....	66
TABLA 18. SOLIDOS SUSPENDIDOS TOTALES PROVENIENTE DEL LAVADO DE VEHICULOS DE TRASPORTE DE RESIDUOS BIOMEDICOS.....	67

TABLA 19. VALORES DE PRUEBA DE JARRAS REALIZADAS A AGUAS RESIDUALES PROVENIENTE DEL LAVADO DE VEHICULOS DE TRANSPORTE DE RESIDUOS BIOMEDICOS ..	69
TABLA 20. PRUEBA DE JARRAS REALIZADAS A LAS AGUAS RESIDUALES DE LAVADO DE CUARTOS FRIOS DE ALMACENAMIENTO DE BIOMEDICOS	73
TABLA 21. DIMENCINES DEL CANAL DE LLEGADA	78
TABLA 22. DIMENCIONES DE LAS REJILLAS	81
TABLA 23. DIMENSIONES DEL DESARENADOR	85
TABLA 24. MEDIDAS TIPICAS DE MEDIDOR PARSHALL	86
TABLA 25. LIMITES DE APLICACION DE MEDIDOR PARSHALL.....	87
TABLA 26. VALORES DEL EXPONENTE n Y COEFICIENTE K	87
TABLA 27. DIMENCIONES DEL SEDIMENTADOR.....	91
TABLA 28. DOSIS DE CLORO PARA DESINFECCIÓN NORMAL DE AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS	93
Imagen 1. ELEMENTOS GEOMETRICOS DEL CANAL	37
Imagen 2. SEDIMENTADOR CONVENCIONAL.....	47
Imagen 3. DETALLE DE LOS ORIFICIOS.....	48
Imagen 4. MICRO MEDIDOR	58
Imagen 5. MICROMEDIDOR	59
Imagen 6. DETERMINACION DE DQO DE LAS AGUAS PROVENIENTE DEL LAVADO DE VEHICULOS DE TRANSPORTE DE RESIDUOS BIOMEDICOS	60
Imagen 7. LUGAR DE TOMA DE MUESTRAS PARA ANALISIS DE AGUAS RESIDUALES.....	62
Imagen 8. CUARTO FRIO DESPUES DEL LAVADO	62
Imagen 9. ENSAYO DE PRUEBA DE JARRAS REALIZADO A AGUAS RESIDUALES PROVENIENTE DEL LAVADO DE VEHICULOS DE TRANSPORTE DE RESIDUOS BIOMEDICOS	70
Imagen 10. DOSIS ÓPTIMA DE CUOGULANTE PARA AGUAS RESIDUALES PROVENIENTE DEL LAVADO DE VEHICULOS DE TRANSPORTE DE RESIDUOS DE BIOMEDICOS	71
Imagen 11. AGUA RESIDUAL DESPUES DEL TIEMPO DE SEDIMENTACION.....	72
Imagen 12. MUETRAS DE AGUAS RESIDUALES PROVENIENTES DEL LAVADO DE VEHICULOS DE TRANSPORTE DE RESIDUOS BIOMEDICOS PARA ANALISIS DE COLIFORMES TOTALES Y FECALES.....	74

DEDICATORIA

A mi padre Walter por su dedicación, por todas las cosas buenas que me ha enseñado para la vida y que han hecho que hoy culmine esta etapa, por su apoyo incondicional, por su esfuerzo y por toda la fortaleza que hacía que yo tuviera en los momentos difíciles a través de sus palabras

A mi madre Luz Esther por mostrarme que con dedicación y esfuerzo todo es posible, por darme aliento en los momentos difíciles y sobre todo además de ser mi madre ser una amiga en la que incondicionalmente siempre podía confiar

A mis hermanos y hermanas José Walter, Walter Andrés, Laura Natalia y valentina quienes fueron mi bastón y voz de aliento en esta etapa de mi vida.

AGRADECIMIENTOS

A la vida por darme con experiencias lo que le he pedido cada día: humildad, respeto, sabiduría y paciencia.

Mi eterno agradecimiento a la **UNIVERSIDAD DE PAMPLONA** a la Facultad de ingeniería Química, a mi director de tesis el **Dr. JACIPT ALEXANDER RAMON VALENCIA** por su incondicional apoyo y colaboración en la elaboración de este trabajo, al **Ing. ANDREY BOHORQUEZ** por su atención y colaboración, también a todos mis maestros quienes fueron artífices de mi formación profesional, porque con sus enseñanzas y orientaciones supieron encaminarme hacia el logro de mis objetivos.

A mis amigos por todas experiencias que gracias a ellos fueron más amenas y agradables

CAPITULO I: INTRODUCCIÓN



Cuando se inicia una investigación se pretende buscar la solución eficaz y económica a ese problema que no es tan notable actualmente pero que se verá reflejado en el futuro si no se es controlado.

Las aguas residuales hospitalarias presentan grandes contenidos de microorganismos patógenos, compuestos farmacéuticos, radiactivos y otras sustancias tóxicas y químicas, de difícil tratabilidad por lo que se hace necesario implementar tratamientos que permitan degradar este tipo de la materia orgánica [25].

Los hospitales son considerados como la mayor fuente de contaminantes emergentes, resultado de diferentes actividades, como por ejemplo, residuos de laboratorio, excreción de los pacientes, actividades de investigación, entre otros. Uno de los principales problemas causados por los efluentes hospitalarios se debe a su descarga en los sistemas de alcantarillado urbano [26]. Entre los principales compuestos que están presentes en este tipo de aguas, se encuentran los antibióticos de baja biodegradabilidad; el 90% de estos compuestos luego de su administración no son metabolizados y si excretados por medio de la orina o heces [27]. Varios estudios han demostrado que estos componentes no son removidos cuantitativamente por medio de procesos de tratamiento convencionales, como consecuencia de esto son encontrados en fuentes de agua potable lo que constituye un potencial riesgo para la salud humana [28]. En este sentido los estudios deben estar orientados a determinar la capacidad de remoción de la materia orgánica no biodegradable utilizando diversos procesos de tratamiento.

En Colombia el tratamiento de aguas residuales hospitalarias no se realiza adecuadamente lo cual representa un problema de salud y sanitario, debido a las grandes cargas de materia orgánica y farmacéuticos presentes en estas.

Los hospitales generan un rango de 2,6 a 3,8 kg/cama/día y aproximadamente 750 litros de aguas residuales por cama por día, estos efluentes llevan una gran carga de microorganismos patógenos, farmacéuticos, elementos metabólicos, radiactivos y otras sustancias tóxicas y químicas. La dosis de contaminantes de origen hospitalario muestra que ciertas sustancias, tales como agentes antitumorales, antibiótico y compuestos organohalogenados al dejar las plantas de tratamiento de aguas residuales, estos compuestos químicos pueden provocar la contaminación del hábitat, un desequilibrio biológico además de causar efectos tóxicos agudos y mutagénicos en organismos vivos [31].

Esta generación de residuos en cada área del hospital o centro asistencial se puede expresar en términos de peso kg/día o volumen en m³/día.

La cantidad de residuos que se produce depende de:

- El conocimiento que tenga la persona para separar o segregar los diferentes componentes y realizar su acondicionamiento
- El número de consultas diarias o camas ocupadas.
- El nivel de complejidad y frecuencia en la prestación.

1. OBJETIVOS

1.1 GENERAL

Proponer el diseño de una planta de tratamiento de aguas residuales proveniente del lavado de vehículos hospitalarios, cuartos fríos y contenedores de biomédicos, acorde con las necesidades específicas de la región, el cual minimice el actual impacto ambiental.

1.2 ESPECIFICOS

- Realizar un diagnóstico preliminar de la zona de estudio, con el fin de establecer la línea base del proyecto.
- Evaluar el comportamiento de los residuos sólidos peligrosos o de riesgo biológico generados por la carga orgánica a través de caracterización de los parámetros fisicoquímicos (pH, DQO, DBO₅, SS, SST, metales disueltos) utilizando métodos estándar.
- Establecer el diseño alternativo de planta piloto para el tratamiento de aguas residuales provenientes del lavado de residuos hospitalarios utilizando las metodologías dispuestas en el RAS 2000 sección II título F. 7.18 (principios y criterios para la gestión de residuos hospitalarios)
- Proponer el diseño de la planta modular de tratamiento de aguas residuales proveniente del lavado de vehículos hospitalarios, cuartos fríos y contenedores de biomédicos y brindar como una alternativa de disposición final de estos residuos para corregir los actuales problemas que se presentan por su inadecuado manejo.

CAPITULO II.ANTECEDENTES



2.1 MARCO REFERENCIAL

Las aguas residuales hospitalarias son considerados como la mayor fuente de contaminantes emergentes, resultado de diferentes actividades, como, residuos de laboratorio, excreción de los pacientes, actividades de investigación, recolección de muestras entre muchas otras. El agua residual de los hospitales de todo el mundo puede contener trazas de virus o bacterias multi-resistentes o agentes de contraste y químicos para el tratamiento del cáncer. Pequeñas cantidades de sustancias que alteran las hormonas u otros residuos forman parte de la mezcla que pasa de los pacientes a través de los baños de los hospitales al sistema público de alcantarillado [9].

2.1.1 RESIDUOS HOSPITALARIOS GENERADOS POR LOS HOSPITALES EN COLOMBIA.

Algunos residuos generados en los servicios de salud, son residuos peligrosos por su carácter infeccioso, reactivo, radiactivo, inflamable, entre otros, tales como los generados en las salas de atención de enfermedades infectocontagiosas, salas de emergencia, laboratorios clínicos, bancos de sangre, salas de maternidad, cirugía, morgues, radiología y demás. En Colombia se estima que tan solo en los hospitales de nivel 1, 2 y 3, sin contar las instituciones privadas y con base en el número de camas, se generan aproximadamente 8.500 toneladas año de residuos hospitalarios y similares, los cuales son agentes causantes de la transmisión de enfermedades virales como la hepatitis B o C a través de lesiones con agujas hipodérmicas contaminadas con sangre humana infectada, generando riesgo para los trabajadores de la salud y para quienes manipulen este tipo de residuos tanto al interior como al exterior del establecimiento del generador. Cuando los residuos hospitalarios y similares, son sometidos a procesos de tratamiento y disposición final inadecuados, dan lugar a impactos negativos sobre los componentes ambientales bióticos y abióticos y sobre la calidad de vida, terminando finalmente en ríos y botaderos de basura a cielo abierto. Se ha estimado que del total de residuos generados en el sector salud, aproximadamente, 40% presenta características infecciosas y debido a su inadecuado manejo, el 60% restante se puede contaminar; aumentado entre otros efectos, los riesgos sanitarios y ambientales. Se ha logrado identificar que los sistemas de tratamiento y disposición final de residuos hospitalarios y similares utilizados son inadecuados. Por lo general, los incineradores no son técnicamente apropiados, puesto que no alcanzan las temperaturas indicadas, ni disponen de sistemas técnicos de control para evitar la contaminación atmosférica por agentes como dioxinas y furanos, óxidos de nitrógeno, óxidos de azufre, óxidos de carbono y material particulado; afectando la calidad del aire, especialmente en ciudades con atmósferas saturadas como es el caso de los grandes centros urbanos del país.

2.2 ESTADO DEL ARTE

Un estudio de tesis realizada en la **universidad MILITAR NUEVA GRANADA** de la ciudad de Bogotá muestra que las aguas residuales hospitalarias presentan grandes contenidos de microorganismos patógenos, compuestos farmacéuticos, radiactivos y otras sustancias tóxicas y químicas, de difícil tratabilidad por lo que se hace necesario implementar tratamientos que permitan degradar este tipo de la materia orgánica. Una alternativa es por digestión anaerobia

que es una tecnología madura usada mundialmente para el tratamiento de varios tipos de agua residual. Las ventajas de esta tecnología se reconocen por la producción de fuentes alternas de energía como biogás, bajo consumo de energía y baja producción de lodos. Sin embargo, algunos microorganismos anaerobios son sensibles cuando son expuestos a ciertos elementos como algunos metales pesados. [31]

En el proyecto utilizan reactores anaerobios horizontales de lecho fijo (RAHLF) que han sido desarrollados principalmente para tratar aguas residuales industriales y aguas residuales que contienen compuestos de baja biodegradabilidad.[32] Una importante característica de los reactores RAHLF incluye en el régimen predominante de flujo de pistón [33] y el soporte inerte dentro del reactor. En el patrón de flujo pistón dentro del reactor permite a las distintas poblaciones desarrollarse en diferentes regiones en función de la disponibilidad de sustrato y la composición a lo largo de la longitud del reactor. Por lo tanto, los compuestos intermedios resultantes del proceso de degradación inicial pueden ser degradados en las regiones posteriores del reactor.

El Reactor Anaerobio Horizontal de Lecho Fijo (RAHLF) permite tratar las aguas residuales hospitalarias y es uno de los procesos más adecuados debido a que sus residuos sólidos como los efluentes líquidos provenientes de estos representan un impacto sobre la salud.

El proceso de oxidación avanzada (POA) se encuentra entre las tecnologías prometedoras que han recibido un interés creciente para el tratamiento de agua potable y muchos efluentes industriales. El proceso de oxidación avanzada implica la promoción de oxidantes fuertes (ozono o peróxido de hidrógeno) con radiación UV o de ion hidróxido para producir el radical hidroxilo (OH), un potente agente oxidante que ataca diferentes compuestos de forma no selectiva.

El proceso anaeróbico se efectúa en dos etapas:

La primera realizaron es un pretratamiento de las aguas residuales con ozono, se sometió a un proceso de oxidación avanzada (POA-O₃) como pretratamiento para el proceso anaeróbico. La aplicación del ozono se realizó en un tubo cilíndrico de boro-silicato de 733mm de altura y un diámetro externo de 55 mm e interno de 45mm, tipo Batch.

El ozono se distribuyó por una placa porosa de tamaño de poro medio.

El ozono se añadió al sistema mediante un generador. Por otra parte el ozono no consumido en la reacción se dirigió a un frasco que contenía una solución de KI al 2% [36].

Antes de ozonificar se debe ajustaron el pH del agua residual hospitalaria a 10 usando NaOH 1M (este valor es adecuado para obtener un mayor aumento de la relación de la biodegradabilidad DQO/DBO₅)

Esta prueba la realizaron durante 60 min y se hizo por triplicado

La segunda etapa se hizo un tratamiento anaeróbico que se realizó en un reactor anaerobio de flujo horizontal y biomasa inmovilizada (RALHF). El reactor contaba de un tubo cilíndrico acrílico de 1000mm de largo y 50 mm de diámetro y una relación L/D de 20 con un volumen total de 2000mL y un volumen útil de 1800mL [37]. Este procedimiento lo realizaron durante 169 días con un tiempo de detención hidráulica de 22 horas, regulado por una bomba peristáltica. El Ph del agua residual del reactor lo mantuvieron en un rango de 6,8 a 7,7 usando H₂SO₄ al 0,5M [38].

Usaron como inóculo lodo granular proveniente de un reactor UASB y lodo del reactor IC de una PTAR.

El reactor se operó durante 24 días con agua residual sintética compuesta de urea (CH_4N_2 8,2g/L) disfosforo de potasio (K_2HPO_4 4,3g/L) y etanol ($\text{C}_2\text{H}_6\text{O}$ 1ml/L), posteriormente se establecieron una estrategia de alimentación que consistirá en variar el contenido del agua residual hospitalaria y el agua residual sintética respectivamente 25%-75%(etapa 1), 50%-50%(etapa2), 75%-25%(etapa3) y 100%(etapa4) [39].

2.3 MARCO TEORICO

2.3.1 DESECHOS BIOMEDICOS Y SANITARIOS

El concepto de desechos biomédicos y sanitarios comprende un gran componente de desechos no peligrosos y una proporción más pequeña de desechos peligrosos. Los primeros son similares a los desechos municipales, y no crean mayores peligros sanitarios o de otro género que los desechos municipales inadecuadamente manejados. Si el desecho peligroso no se separa adecuadamente de otras fracciones de desechos (por ejemplo mezcla de desechos biológicos y patológicos con objetos punzantes y fluidos corporales), la totalidad de la mezcla debe manejarse como desechos infecciosos.

La exposición a desechos biomédicos y sanitarios peligrosos o potencialmente peligrosos puede inducir enfermedades o lesiones. El carácter peligroso de los desechos biomédicos o sanitarios puede obedecer a las siguientes propiedades de los mismos, o a una combinación de ellas:

- Contenido de agentes infecciosos, incluido material lacerante contaminado.
- Carácter citotóxico o genotóxico.
- Contenido de productos químicos o farmacéuticos tóxicos o peligrosos.
- Carácter radiactivo.
- Contenido de objetos lacerantes.

Se entiende por sustancias infecciosas aquellas de las que se sepan o se prevea razonablemente que contienen agentes patógenos. Se define como agentes patógenos los microorganismos (incluidas bacterias, virus, rickettsia, parásitos, hongos) o microorganismos recombinantes (híbridos o mutantes) de los que se sepa o se prevea razonablemente que causen enfermedades infecciosas con alto riesgo para animales o seres humanos. Debe notarse que los desechos no son una vía de transmisión para todos los organismos patógenos.

2.3.2 RIESGOS DE LOS DESECHOS BIOMEDICOS

Todas las personas expuestas a desechos biomédicos y sanitarios peligrosos corren riesgo de contaminación a través de una exposición accidental, por ejemplo las personas que trabajan en establecimientos de asistencia sanitaria o cualquier otra fuente de desechos biomédicos o sanitarios, así como las personas que, dentro o fuera de esas fuentes, manejen o manipulen esos desechos o estén expuestos a los mismos, como consecuencia, por ejemplo, de un manejo descuidado. [4] Estos son:

- Médicos, enfermeros, personal de ambulancias y personal de limpieza de hospitales.

- Pacientes en establecimientos de asistencia sanitaria o sometida a cuidados domiciliarios.
- Trabajadores de servicios de apoyo para establecimientos de asistencia sanitaria, como lavanderías, servicios de manejo y transporte de desechos, servicios de eliminación de desechos, incluidos incineradores, y otras personas que separen y recuperen materiales de los desechos.
- Usuarios finales que hagan un uso inapropiado o descuidado de los desechos, como los recolectores de desperdicios y los clientes de mercados secundarios de reutilización de materiales (por ejemplo hogares, clínicas médicas locales, etc.).

Debido a la extensión del abuso de drogas y de los cuidados domiciliarios (incluida la diálisis realizada en el hogar), no deben pasarse por alto los peligros vinculados con pequeñas fuentes dispersas de desechos biomédicos y de asistencia sanitaria.

2.3.3 PELIGRO DE LOS DESECHOS INFECCIOSOS

Los desechos infecciosos pueden contener una gran diversidad de organismos patógenos, pero no todos pueden transmitirse por contacto a seres humanos o animales. Los agentes patógenos contenidos en los desechos pueden infectar al cuerpo humano a través de las vías siguientes: absorción a través de grietas o cortes en la piel (inyección), absorción a través de las membranas mucosas y, en casos infrecuentes, inhalación e ingestión. Los cultivos concentrados de agentes patógenos y objetos lacerantes contaminados (en especial agujas de jeringas) son probablemente los desechos que suscitan más agudos peligros para la salud humana.

2.3.4 PELIGRO DE LOS DESECHOS LASERANTES [4].

Los objetos lacerantes no sólo pueden causar cortes y punciones, sino también infectar las heridas con agentes que hayan contaminado anteriormente a dichos objetos. Debido a este doble riesgo de lesiones y transmisión de enfermedades, los objetos lacerantes se consideran fuentes de problemas. Las principales enfermedades motivo de preocupación son las infecciones que pueden ser transmitidas por la introducción subcutánea del agente; por ejemplo, infecciones virales en la sangre.

Causan especial preocupación las agujas de jeringas, porque constituyen una importante proporción de los objetos lacerantes en cuestión y porque suelen estar contaminadas con sangre de los pacientes.

2.3.4 PELIGRO DE LOS DESECHOS QUÍMICOS Y FARMACÉUTICOS.

Muchos productos químicos y farmacéuticos utilizados en establecimientos de asistencia sanitaria son peligrosos (es decir tóxicos, corrosivos, inflamables, reactivos, explosivos, sensibles a choques, citotóxicos o genotóxico). Se encuentran fracciones de los mismos en desechos biomédicos y de asistencia sanitaria después de su utilización o cuando ya no se requieren.

Esos desechos pueden causar efectos tóxicos a través de una exposición aguda o crónica, y lesiones, incluidas quemaduras. Pueden producirse intoxicaciones por absorción de las sustancias químicas o farmacéuticas a través de la piel o las membranas mucosas, o por

inhalación o ingestión. Las lesiones pueden ser provocadas por contacto de sustancias químicas inflamables, corrosivas o reactivas con la piel, los ojos, o las membranas mucosas del pulmón (por ejemplo formaldehídos y otras sustancias químicas volátiles). Las lesiones más comunes son las quemaduras. [4]

Los desinfectantes constituyen un grupo especialmente importante de sustancias químicas peligrosas, ya que se utilizan en grandes cantidades y suelen ser corrosivos. Debe notarse que las sustancias químicas reactivas pueden formar compuestos secundarios sumamente tóxicos. Los residuos químicos arrojados en el sistema cloacal pueden suscitar efectos tóxicos que afecten al funcionamiento de las plantas de tratamiento biológico de aguas residuales o a los ecosistemas naturales de las aguas que los reciban. Los residuos farmacéuticos pueden suscitar idénticos efectos, ya que pueden contener antibióticos y otros medicamentos; metales pesados, como mercurio, fenoles y productos derivados, y otros desinfectantes y antisépticos.

2.3.5 SEPARACION, RECOLECCION, ETIQUETADO Y MANEJO DE DESECHOS BIOMEDICOS

La separación es la clave para un eficaz manejo de los desechos biomédicos y sanitarios, ya que garantiza la utilización de vías de eliminación apropiadas, el mantenimiento de la seguridad personal, la minimización de los perjuicios para el medio ambiente y un reciclaje con la menor utilización posible de los recursos existentes. Los desechos biomédicos y sanitarios deben ser segregados y recogidos en observancia de los requisitos específicos de tratamiento o eliminación.

La separación debe realizarse bajo la supervisión del productor de los desechos y con la mayor proximidad posible al punto de generación. En consecuencia debe realizarse en la fuente, es decir en el pabellón, en la sala de internación, en el quirófano, en el laboratorio, en la sala de partos, etc. y debe estar a cargo de la persona que genera los desechos, por ejemplo el enfermero, el médico o el especialista, a fin de guardar en forma segura e inmediata los desechos y evitar una clasificación secundaria peligrosa. Debe realizarse sobre la base de los tipos de desechos que figuren en la definición de desechos biomédicos y sanitarios.

Cada institución de asistencia sanitaria debe preparar y aplicar un plan de manejo de desechos. Sólo se logrará una correcta y eficiente separación a través de una rigurosa capacitación e instrucción de los empleados, supervisores y administradores, lo que deberá tenerse en cuenta en los respectivos programas.

En todo el país deben aplicarse idénticos sistemas de separación. Ésta debe comenzar en el punto de generación y proseguir a lo largo de toda la corriente de desechos, hasta la eliminación definitiva, se realice o no in situ. El sistema de separación debe aplicarse además a todos los métodos de almacenaje y transporte.

Los desechos segregados de diferentes categorías deben ser recogidos en contenedores identificables. Cada uno de los ambientes, tales como los pabellones, laboratorios y quirófanos, debe tener contenedores o bolsas para los distintos tipos de desechos que en él se generen. En cada punto de recolección de desechos deben colocarse instrucciones sobre separación e identificación de los mismos, para garantizar la aplicación del procedimiento adecuado. Siempre

debe darse preferencia a los contenedores de desechos fabricados con materiales combustibles no halogenados a pruebas de derrames. Las bolsas de plástico de almacenaje de desechos deben suspenderse interiormente en un soporte o colocarse dentro de un contenedor de material resistente. La abertura de la bolsa debe estar provista de una tapa. Los objetos lacerantes deben recogerse en contenedores a prueba de punciones (no deben ser de vidrio), para evitar lesiones o infecciones a los trabajadores que los manejen.

El personal clínico y sanitario debe cerciorarse de que las bolsas de desechos sean retiradas y selladas no bien estén llenas en sus tres cuartas partes. El mejor método a esos efectos consiste en utilizar una etiqueta de sellado hermético de plástico de tipo de auto aplicación; las bolsas nunca deben cerrarse engrampándolas. Cada bolsa debe estar etiquetada con la indicación del punto de generación (pabellón y hospital) y el contenido.

Debe establecerse un sistema común de etiquetado y codificación de empaque para desechos biomédicos y de asistencia sanitaria. Un posible método de identificación de desechos biomédicos y sanitarios consiste en clasificar los desechos en bolsas o contenedores codificados por colores.

2.3.6 TRANSPORTE Y ALMACENAMIENTO DE BIOMEDICOS.

Es importante evitar la acumulación de desechos en el punto de generación. En el plan de manejo de desechos debe establecerse una rutina para la recolección de desechos, los que no deben ser trasladados de un sitio a otro del establecimiento, a fin de evitar riesgos innecesarios para los empleados o para otras personas. Debe reducirse al mínimo el manejo y el transporte de recipientes de desechos, para reducir la probabilidad de exposición a los mismos. Deben planificarse rutas específicas en el establecimiento para minimizar el pasaje de carros cargados por zonas de asistencia de pacientes y otros lugares limpios.

Los carros usados para movilizar desechos biomédicos y sanitarios por el establecimiento de asistencia sanitaria deben ser diseñados de modo de impedir derrames, estar hechos de materiales resistentes a la exposición a agentes de limpieza comunes, y tener los siguientes atributos:

- Fácil carga y descarga.
- No deben tener bordes cortantes que puedan dañar las bolsas o recipientes de desechos durante la carga o descarga.
- Fácil limpieza.

Todos los dispositivos de cierre hermético deben estar en su sitio una vez completada la movilización de la bolsa. Los carros deben ser limpiados regularmente para prevenir olores, y la limpieza debe realizarse cuanto antes en caso de pérdidas o derrames del material de desecho en los carros. Los carros de transporte de desechos infecciosos deben lucir claramente el símbolo de peligro biológico. Deben ser limpiados cuidadosamente antes de que se realice en ellos cualquier labor de mantenimiento. Debe consultarse al comité de control de infecciones del establecimiento, al oficial encargado de la seguridad biológica u otra persona designada a esos efectos para determinar la frecuencia de la limpieza y el tipo de agente limpiador que haya de utilizarse.

Una vez que los desechos biomédicos y sanitarios han sido recogidos y sacados de su punto de generación es preciso mantenerlos en zonas de almacenaje a la espera de su eliminación. Las dimensiones de esas zonas de almacenaje (zonas, ambientes, o edificios separados) deben determinarse en función de los volúmenes de desechos generados y la frecuencia de recolección. Deben ser totalmente cerrados y estar separados de las salas de suministro o los lugares de preparación de alimentos.

Los ambientes de almacenaje deben identificarse por su contenido de desechos infecciosos, debiendo lucir claramente el símbolo de peligro biológico. No es admisible la colocación de materiales que no sean desechos en el mismo ambiente de almacenaje en que haya desechos infecciosos. Los pisos, paredes y cielorrasos de los ambientes de almacenaje deben ser limpiados cuidadosamente conforme a los procedimientos vigentes en el establecimiento. Esos procedimientos deben ser preparados en consulta con el comité de control de infecciones del establecimiento, el oficial encargado de la seguridad biológica u otra persona designada a esos efectos.

Recomendaciones sobre lugares de almacenaje de desechos biomédicos:

- Base de sustentación impermeable dura, con buen drenaje, de fácil limpieza y desinfección y equipada con agua corriente.
- Fácil acceso para el personal encargado del manejo de los desechos.
- Dotados de candados o cerraduras, para impedir el acceso de personas no autorizadas.
- Fácil acceso para vehículos de recolección (carros).
- Imposibilidad de acceso de animales, insectos y aves.
- Buena iluminación y ventilación.
- No deben estar situados en las proximidades de tiendas de alimentos frescos o ambientes de preparación de alimentos.
- Deben estar situados en las proximidades de los suministros de equipos de limpieza, vestimenta de protección y bolsas o recipientes de desechos.

Todos los desechos infecciosos deben refrigerarse a una temperatura comprendida entre 3 °C y 8 °C si se almacenan por más de una semana. Los establecimientos de asistencia sanitaria deben determinar el tiempo máximo de almacenaje de desechos biomédicos y sanitarios refrigerados o congelados en función de su capacidad de almacenaje, del ritmo de generación de desechos y de todos los requisitos regulatorios locales aplicables.

Los establecimientos de refrigeración o congelación de desechos almacenados deben utilizar instalaciones de almacenaje o una unidad congeladora de tipo doméstico que puedan cerrarse con llave. Los elementos de ese tipo sólo deben usarse para almacenar desechos anatómicos e infecciosos, deben presentar en forma visible el símbolo de peligro biológico y deben identificarse como lugares de almacenaje de desechos infecciosos. Debe notarse que los objetos de vidrio o de plástico que contienen agentes infecciosos pueden quebrarse a temperaturas más bajas. **(ANEXO 9)**

2.3.7 AGUAS RESIDUALES HOSPITALARIAS.

Las aguas residuales hospitalarias son las que provienen del lavado de todos los desechos generados en centros de salud y hospitales. Los estudios recientes a nivel mundial ponen en

evidencia el problema de la ausencia de tratamiento adecuado de las aguas residuales de estos centros de salud.

En las aguas negras de estos centros se reporta la presencia de antibióticos, anestésicos, desinfectantes, IMC (medios de contraste a base de yodo), estrógenos, antiepilépticos, etc. Además, bacterias que cuentan con varios factores de virulencia y cepas resistentes a diferentes antibióticos. [1]

2.3.8 TRATAMIENTO DE AGUAS DE RESIDUOS HOSPITALARIOS, CUARTOS FRIOS Y CONTENEDORES.

La estrategia planteada por los expertos en salud se orienta a que cada hospital, clínica o centro médico cuente con su propio sistema de tratamiento especializado de aguas residuales.

Este sistema puede ser de tipo aeróbico a anaeróbico, seguido de tratamiento terciario, donde además de una filtración profunda se aplique una desinfección que combine la fotodescomposición de algunas sustancias y que a la vez actúe como bactericida o bacteriostático, como la aplicación de luz UV, con la utilización de un oxidante potente como el ozono. Las aguas una vez tratadas, pueden ir a un alcantarillado municipal donde se recogen también aguas residuales ordinarias, que luego irán a una planta de tratamiento convencional, por otra parte este tratamiento es de un alto costo. [2]

En este proyecto se plantea realizar un tratamiento fisicoquímico de floculación-coagulación y posteriormente una desinfección. En este tratamiento se empleara un tanque de recolección primario, una rejilla o una cámara de cribado, un desarenador horizontal, un canal parshall y por ultimo un tanque séptico. Este proceso es de bajo costo y tiempos de retención de la muestra muy cortos.

2.3.9 ESTUDIO DE CALIDAD DE LA FUENTE RECEPTORA DE AGUA RESIDUAL.

No se debe perder de vista que el objetivo final del tratamiento de las aguas residuales es asegurar que el cuerpo de agua receptor tenga una calidad de agua tal que pueda sustentar los usos que se le dé a dicho cuerpo de agua, aguas abajo de la descarga. Estos usos existen de hecho por la comunidad, o son establecidos por la entidad responsable de manejar el recurso. Las características de calidad del agua que garantizan el uso deseado o actual están definidas en Colombia por el Decreto 1594 de 1984 o aquel que lo sustituya, y se debe hacer un tratamiento tal, al agua residual antes de verter, que se logren los criterios allí estipulados para situaciones hidrológicas críticas de bajos caudales y descargas máximas de diseño del vertimiento y en los tramos aguas abajo en la corriente. Se debe diseñar para el caudal medio semanal más bajo con un período de retorno de 10 años.

Deben tenerse en cuenta igualmente las interacciones entre la planta de tratamiento, el sistema de alcantarillado y el cuerpo de agua receptor, reconociendo que todos forman una unidad íntimamente relacionada. Los análisis de calidad de agua del cuerpo receptor deben considerar los vertimientos que se realizan por reboses del alcantarillado, o alcantarillados en caso de que existan sistemas independientes, junto con los vertimientos directos antes y después del tratamiento.

Los parámetros a modelar en el cuerpo de agua receptor serán aquellos que afecten las calidades de agua estipuladas en los usos definidos en el Decreto 1594 de 1984 o aquel que

los sustituya. Como mínimo, se deben realizar los siguientes estudios de calidad de la fuente receptora:

- Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO5).
- Coliformes Totales y Fecales.
- Sólidos Suspendidos.

2.4 MARCO NORMATIVO

2.4.1 GESTION AMBIENTAL DE RESIDUOS BIOMEDICOS.

Según los principios del Convenio de Basilea, cada una de las Partes debe adoptar las medidas apropiadas para reducir al mínimo la generación de desechos peligrosos y otros desechos en su territorio y para dotarse de adecuadas instalaciones de eliminación a los efectos de un manejo ambientalmente racional de los desechos peligrosos y otros desechos.

Para los diversos establecimientos de asistencia sanitaria, la gestión ambiental realizada en observancia de la obligación de evitar peligros y recuperación frente a los mismos presupone un sistema orientado por la práctica, claramente estructurado y manejable con una logística claramente definida. Esto sólo puede lograrse si cada uno de los que trabajan en el sector de servicios sanitarios presta mayor atención a este tema y adopta medidas que garanticen la reducción al mínimo del volumen de desechos y de los peligros que éstos entrañan.

La creciente importancia del problema del manejo de desechos exige una reorganización ecológicamente orientada. Esa labor debe comenzar con las adquisiciones, dando preferencia a productos más adecuados desde el punto de vista ambiental y sustituyendo productos nocivos o eliminables por productos reutilizables o alternativos, si cumplen los requisitos pertinentes en cuanto a higiene y seguridad del paciente.

2.4.2 PARAMETROS Y VALORES MAXIMOS PERMISIBLES EN VERTIMIENTOS PUNTUALES A CUERPOS DE AGUAS SUPERFICIALES, AL SUELO Y A SISTEMAS DE ALCANTARILLADO PÚBLICO. [3]

De acuerdo con artículo 28 del Decreto 3930 de 2010, modificado con el artículo 1 del Decreto 4728 de 2010, corresponde al Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial, hoy Ministerio de Ambiente y Desarrollo Sostenible, fijar los parámetros y los límites máximos permisibles que deben cumplir los vertimientos a las aguas superficiales, marinas, a los sistemas de alcantarillados público y al suelo asociado a un acuífero. Además, establece que el Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, hoy Ministerio de Ambiente y Desarrollo Sostenible.

Los valores máximos permisibles para vertimientos están descritos en las tablas 1, 2, Y 3 como se muestra a continuación:

TABLA 1. ACTIVIDADES DE INSTITUCIONES PRESTADORAS DE SERVICIO DE SALUD, CON INTERNACION

PARAMETOS	UNIDADES	VALORES LIMITES MAXIMOS PREMIFICABLES	
		CUERPO AGUAS SUPRFICIALES	ALCANTARILLADO PUBLICO
GENERALES			
Demanda quimica de oxigeno (DQO)	mg/L O2	800	1200
Demanda biologica de oxigeno (DBO5)	mg/L O2	400	600
Solidos suspendidos totales (SST)	mg/L	400	600
Solidos sedimentables (SSED)	mg/L	5	10
Material flotante	mg/L	0,5	
Fenoles	mg/L	0,2	0,2
Sustancias activas al azul de metileno	mg/L	8	10
Grasas y aceites	mg/L	20	50
IONES			
Cloruros	mg/L	0,5	
METALES Y METALOIDES			
Cadmio (Cd)	mg/L	0,002	0,02
Cromo (Cr)	mg/L	0,5	1
Mercurio (Hg)	mg/L	0,001	0,02
Plata (Ag)	mg/L	0,05	0,1
Plomo (Pb)	mg/L	0,03	0,1

TABLA 2. ACTIVIDADES DE HEMODIALISIS Y DIALISIS PERITONIAL

PARAMETOS	UNIDADES	VALORES LIMITES MAXIMOS PREMIFICABLES	
		CUERPO AGUAS SUPRFICIALES	ALCANTARILLADO PUBLICO
GENERALES			
Demanda quimica de oxigeno (DQO)	mg/LO2	1200	2000
Demanda biologica de oxigeno (DBO5)	mg/LO2	800	1500
Solidos suspendidos totales (SST)	mg/L	600	700
Solidos sedimentables (SSED)	mg/L	5	10
Material flotante	mg/L	0,5	
Grasas y aceites	mg/L	20	50

TABLA 3. ACTIVIDADES DE ONCOLOGIA

PARAMETOS	UNIDADES	VALORES LIMITES MAXIMOS PREMIFICIBLES	
		CUERPO AGUAS SUPRFICIALES	ALCANTARILLADO PUBLICO
GENERALES			
Demanda quimica de oxigeno (DQO)	mg/L O2	1000	1500
Demanda biologica de oxigeno (DBO5)	mg/L O2	600	800
Solidos suspendidos totales (SST)	mg/L	400	600
Solidos sedimentables (SSED)	mg/L	10	15
Material flotante	mg/L	0,5	
Fenoles	mg/L	0,2	0,2
Sustancias activas al azul de metileno	mg/L	8	10
Grasas y aceites	mg/L	20	50
IONES			
Cloruros	mg/L	1	1
METALES Y METALOIDES			
Cadmio (Cd)	mg/L	0,002	0,02
Cromo (Cr)	mg/L	1	1
Mercurio (Hg)	mg/L	0,001	0,02
Plata (Ag)	mg/L	0,05	0,1
Plomo (Pb)	mg/L	0,03	0,1

3 CAPITULO III METODOLOGIA



En este capítulo se definirán la metodología experimental (procesos físicos y químicos) y metodología de diseño que se emplearán para el diseño de la planta de tratamiento de aguas residuales proveniente del lavado de vehículos de transporte de desechos biomédicos y cuartos fríos de almacenamiento de biomédicos.

La metodología descrita a continuación tiene como objetivo establecer la caracterización de las propiedades físico-químicas de las aguas residuales; principalmente en el tratamiento de aguas residuales provenientes del lavado de vehículos de transporte de residuos biomédicos y cuartos fríos del almacenamiento de biomédicos.

Los métodos analíticos utilizados se basan en el American Public Health Association, Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater y fueron desarrollados y adaptados por los profesionales del Laboratorio con la experiencia acumulada durante 10 años en la realización de análisis en calidad de aguas y efluentes.

Estas normativas técnicas han sido cuidadosamente seleccionadas teniendo en cuenta la necesidad de dar cumplimiento al Decreto mencionado y además ser referencia para los laboratorios involucrados en la protección del ambiente y en el control de la contaminación

3.1 METODOLOGIA EXPERIMENTAL.

3.1.1 PROCESOS FISICOS.

Entre los principales procedimientos físicos para aguas residuales encontramos: temperatura, olor, color, turbiedad, sólidos y material flotante. En este trabajo se tuvieron en cuenta un procedimiento: **sólidos**.

3.1.1.1 SOLIDOS SUSPENDIDOS TOTALES

Los sólidos suspendidos totales o el residuo no filtrable de una muestra de agua natural o residual industrial o doméstica, es la porción de sólidos retenidos por un filtro de fibra de vidrio que posteriormente se seca a 103-105°C hasta peso constante. Una muestra bien mezclada se pasa a través de un filtro estándar de fibra de vidrio, previamente pesado, y el residuo retenido se seca a 103-105°C hasta peso constante. El incremento de peso del filtro representa el total de sólidos suspendidos. Si el material suspendido taponaa el filtro y prolonga la filtración, la diferencia entre los sólidos totales y los sólidos disueltos totales puede dar un estimativo de los sólidos suspendidos totales. [18] **(ANEXO.3)**

3.1.1.2 PRUEBA DE JARRAS.

Este es el principal ensayo que se hace en un planta de tratamiento y su objetivo es poder determinar la dosis de coagulante que produce el más rápido aglutinamiento de partículas finamente divididas y coloides en la planta, haciendo que se forme un coagulo (o floculo) pesado y compacto que decante fácilmente en los sedimentadores o no se rompa en el filtro. El aparato para e ensayo de jarras consta básicamente de un agitador múltiple y velocidades variables que puede crear turbulencia en seis vasos. [19] **(ANEXO.4)**

3.1.2 PROCESOS QUIMICOS

Entre las principales características químicas de aguas residuales tenemos: potencial de hidrogeno, nitrógeno, fosforo, azufre, aceites y grasas metales pesados, detergentes y materia orgánica (demanda química de oxígeno y demanda bioquímica de oxígeno). En este trabajo se tuvieron en cuenta los procedimientos de materia orgánica

3.1.2.1 DEMANDA BIOQUIMICA DE OXIGENO (DBO₅)

La DBO es uno de los parámetros de mayor importancia en el estudio y caracterización de las aguas no potables. La determinación de DBO además de indicarnos la presencia y biodegradabilidad del material orgánico presente, es una forma de estimar la cantidad de oxígeno que se requiere para estabilizar el carbono orgánico y de saber con qué rapidez este material va a ser metabolizado por las bacterias que normalmente se encuentran presentes en las aguas residuales. La importancia de este parámetro requiere de ciertos cuidados y atención en la técnica analítica, ya que por ser un proceso biológico el manejo y tratamiento de la muestra es delicado.

El método estándar consiste en tomar un pequeño volumen de la muestra a analizar. Este pequeño volumen debe ser representativo del total de la muestra, por lo que ésta deberá estar completamente homogenizada. [16] **(ANEXO.2)**

3.1.2.2 DEMANDA QUIMICA DE OXIGENO (DQO).

La Demanda Química de Oxígeno (DQO) determina la cantidad de oxígeno requerido para oxidar la materia orgánica en una muestra de agua, bajo condiciones específicas de agente oxidante, temperatura y tiempo. Las sustancias orgánicas e inorgánicas oxidables presentes en la muestra, se oxidan mediante reflujo cerrado en solución fuertemente ácida (H_2SO_4) con un exceso de dicromato de potasio ($K_2Cr_2O_7$) en presencia de sulfato de plata (Ag_2SO_4) que actúa como agente catalizador, y de sulfato mercurico ($HgSO_4$) adicionado para eliminar la interferencia de los cloruros. Después de la digestión, el $K_2Cr_2O_7$ remanente se titula con sulfato ferroso amoniacal para determinar la cantidad de $K_2Cr_2O_7$ consumido. La materia orgánica se calcula en términos de oxígeno equivalente. [17] **(ANEXO .1)**

3.1.2.3 PROCESOS BIOLÓGICOS

Las aguas residuales contienen un gran número de microorganismos vivos cuya función es la de descomponer, transformar, y fermentar la materia orgánica utilizando o no el oxígeno disuelto por medio de procesos aeróbicos y anaeróbicos. Estos microorganismos pueden ser de origen vegetal: planta, semillas, helechos; de origen animal: microorganismos vertebrados e invertebrados; o de origen protista: bacterias, hongos, protozoos y algas. También estas presentes varias microorganismos patógenos como los coliformes los cuales mueren rápidamente al encontrarse en un hábitat extraño. Cada uno de estos grupos, constituye un papel primordial como indicadores de la calidad del agua residual. Para este trabajo se tuvieron en cuenta el análisis de coliformes (totales y fecales) y salmonela.

METODO DE MEMBRANA FILTRANTE PARA ANALISIS DE AGUAS RESIDUALES.

Este método se fundamenta en determinar el número y tipo de microorganismos presentes en una muestra de agua de proceso, por medio de la filtración de la misma a través de una

membrana filtrante con poros de tamaño adecuado (0,45 nm de diámetro), la consiguiente retención de los microorganismos sobre dicha membrana y el cultivo de los mismos en diferentes agares de acuerdo al tipo de microorganismo.

3.2 METODOLOGIA DE DISEÑO.

3.2.1 MEDICION DE CAUDAL

El caudal es la cantidad de líquido que fluye de modo natural o no natural en un determinado lugar y por una cantidad de tiempo. Generalmente se utiliza la siguiente ecuación para el cálculo:

$$Q = \frac{V}{t}$$

Ecuación. (1)

Donde:

- **V**= volumen de líquido o gas (m³)
- **t** = tiempo de flujo (seg)

La medición de caudales es una técnica que se realiza con el fin de facilitar el muestreo, ya que a través del mismo se puede obtener una concentración promedio de las concentraciones presentes en el agua residual a lo largo de un turno, ciclo de producción o día.

Para poder medir el caudal de una descarga, se debe realizar por lo menos 3 jornadas de medición horaria durante las 24 horas del día. Los datos obtenidos en la medición del caudal permiten calcular los caudales medio y máximo horario respectivos de la descarga. [5]

3.2.2 METODO PARA MEDICION DE CAUDAL

El aforo de caudal en un conjunto de operaciones es el que permiten determinar el caudal de un curso de agua que fluye por una determinada sección de cauce natural. Se realiza para un nivel de agua observado y para un cierto nivel o porcentaje de exactitud. Para la realización del aforo de caudal existen varios métodos que registran mediciones de una manera continua o permanente o de una manera puntual o instantánea. La mayoría de los métodos de aforo utilizan la ecuación 2, como se muestra a continuación:

$$Q = V * A$$

Ecuación. (2)

El método a escoger depende básicamente de la calidad y cantidad de los registros de los caudales necesarios en un estudio hidrológico. En este proyecto se tuvo en cuenta el método volumétrico

Método volumétrico

La manera más sencilla de calcular caudales pequeños es por medio de la dirección directa del tiempo que tarda en llenar un recipiente de volumen conocido. Para ello el fluido es desviado

hacia un canal que descarga en un recipiente adecuado y el tiempo que demora su llenado se mide por medio de un cronometro.

Para caudales de más de 4L/s es adecuado un recipiente de 10 litros de capacidad.

3.2.3 MUESTREO DE AGUAS RESIDUALES

Dependiendo de la procedencia de cada agua residual se puede llegar a determinar los diferentes tipos de contaminantes que éstas contienen. Sin embargo, para poder caracterizar con mejor precisión el tipo de contaminante y la concentración con la que es descargado, es necesario realizar varios muestreos y determinaciones analíticas. [6]

El muestreo del agua es una técnica que consiste en extraer una pequeña porción representativa de una masa de agua con el fin de analizar las diversas características que posee ésta, y así poder determinar sus parámetros físicos, químicos y microbiológicos mediante análisis de laboratorio.

Las muestras que se toman y se llevan a examinar generalmente requieren de criterios y técnicas de toma diferentes, por tal razón se debe de tener un cuidado especial al obtener la muestra de agua. Para ello las muestras deben ser en todo lo posible representativas de la masa de agua que se desea caracterizar y deberán tomarse las debidas precauciones para poder conservar la muestra de tal forma que no experimente modificación alguna desde el momento de su toma hasta su análisis. Además se debe tener en cuenta una frecuencia de muestreo.

3.2.3.1 CLASIFICACION DE LA MUESTRA

MUESTRAS SIMPLES

Son muestras que se toman cuando se conoce que su composición es constante en el tiempo y espacio. Este tipo de muestra representa las características del agua para el instante del muestreo. Estas muestras son preferidas para análisis de temperatura, pH, oxígeno disuelto, cloro residual, alcalinidad, acidez, grasas y aceites, y coliformes.

MUESTRAS COMPUESTAS

Son la mezcla de varias muestras simples proporcionales al caudal instantáneo, recogidas en el mismo lugar pero en diferentes tiempos. Para tal efecto, se recolectan las muestras simples a intervalos constantes de tiempo, por lo regular una hora, hasta lograr un tiempo total igual a 24 horas. Las muestras recolectadas se almacenan apropiadamente en un refrigerador.

3.2.4 VOLUMEN DE MUESTRA

El volumen de la muestra debe de ser lo suficiente como para poder llevar a cabo los análisis de laboratorio requeridos; es decir, depende del número de parámetros que se desea determinar. Es preferible que el volumen de la muestra no sea menor a 100 mL. Generalmente el volumen para muestras simples es de 2L, y para muestras compuestas de 3 a 4L.

3.2.5 OPERACIONES UNITARIAS PARA EL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

3.2.5.1 PROCESOS FISICOS UNITARIOS

Estos procesos incluyen métodos de tratamiento en los que predomina la acción de fuerzas físicas que permiten la remoción de la materia en suspensión presente en el agua a tratar. Los sólidos en suspensión generalmente están formados por partículas de diversos tamaños y formas. La eliminación de esta materia se suele hacer mediante operaciones mecánicas. [7]

Las operaciones para eliminar este tipo de contaminación suelen ser las primeras en efectuarse dado que la presencia de partículas en suspensión obstaculiza otros procesos de tratamiento. La utilización de cualquier operación está en función de las características de las partículas (tamaño, densidad, forma) y de la concentración de las mismas. Los procesos físicos unitarios a tener en cuenta para un diseño experimental se mencionan en la tabla 4 que se muestra a continuación:

TABLA 4. PROCESOS FISICOS UNITARIOS

OPERACIÓN	APLICACIÓN
Desbaste	El objetivo es eliminar los sólidos de gran tamaño y evitar que dañen equipos posteriores del resto de tratamientos. Suele ser un tratamiento previo a cualquier otro.
Sedimentación / Decantación	Aprovecha la fuerza de la gravedad de las partículas más densas del agua haciendo que tengan una trayectoria descendente y depositándolas en el fondo del sedimentador.
Filtración	Se hace pasar el agua a través de un medio poroso con el objetivo de retener la mayor cantidad posible de materia en suspensión. Es un proceso muy utilizado en el tratamiento de aguas potables y en el tratamiento de aguas para reutilización.
Flotación	Genera pequeñas burbujas de gas (aire), que se asocian a las partículas presentes en el agua y que se elevan hasta la superficie, de donde son arrastradas y sacadas del sistema.
Coagulación - Floculación	Favorece a la floculación de las partículas que tienen una velocidad de sedimentación extremadamente lenta por medio de la adición de reactivos químicos. Esta operación se utiliza a menudo en el tratamiento de aguas residuales urbanas, potables e industriales.

FUENTE. Informe de vigilancia tecnológica-Tratamientos avanzados de aguas residuales

3.2.5.2 PROCESOS QUÍMICOS UNITARIOS

Estos métodos de tratamiento permiten la remoción de la materia disuelta del agua a tratar mediante la adición de productos químicos que provocan el desarrollo de varias reacciones químicas. Los sólidos disueltos generalmente pueden tener características y concentraciones muy diversas: desde grandes cantidades de sales inorgánicas disueltas (salmueras), orgánicas (materia orgánica biodegradable en industria de alimentación), hasta extremadamente pequeñas cantidades de inorgánicos (metales pesados) y orgánicos (pesticidas); siendo estos últimos de necesaria eliminación debido a su carácter peligroso. [7]. Los procesos químicos unitarios a tener en cuenta para un diseño experimental se mencionan en la tabla 5 que se muestra a continuación

TABLA 5. PROCESOS QUIMICOS UNITARIOS

OPERACIÓN	APLICACIÓN
Precipitación	Consiste en la eliminación de una sustancia disuelta indeseable por adición de un reactivo que forme un compuesto insoluble con el mismo, facilitando así su eliminación.
Procesos Electroquímicos	Utiliza técnicas electroquímicas haciendo pasar una corriente eléctrica a través del agua y provocando reacciones de oxidación-reducción. Tiene una importante aplicación en el tratamiento de aguas residuales industriales.
Intercambio iónico	Utiliza resinas de intercambio iónico que es capaz de retener selectivamente los iones disueltos en el agua manteniéndolos temporalmente unidos a su superficie y cediéndolos a una disolución con un fuerte regenerante.
Adsorción	Consiste en la captación de sustancias solubles en la superficie de un sólido siendo un parámetro fundamental la superficie específica del mismo, dado que el compuesto soluble a eliminar se ha de concentrar en su superficie. Es un tratamiento de refino más usual, siendo utilizado especialmente con posterioridad a un tratamiento biológico.
Desinfección	Pretende la destrucción o inactivación de los microorganismos que puedan causarnos enfermedades. Se hace imprescindible para la protección de la salud pública si el agua a tratar tiene como finalidad el consumo humano.

FUENTE. Informe de vigilancia tecnológica-Tratamientos avanzados de aguas residuales

3.2.5.3 PROCESOS QUIMICOS UNITARIOS

Estos procesos constituyen una serie de importantes procesos de tratamiento que tienen en común la utilización de microorganismos (especialmente las bacterias), para llevar a cabo la eliminación de componentes indeseables del agua aprovechando la actividad metabólica de los mismos. Es uno de los métodos más usados para el tratamiento de aguas residuales urbanas y aguas industriales.

La aplicación de un proceso biológico consiste en la eliminación de la materia orgánica biodegradable tanto soluble como coloidal, ya que ésta constituye la fuente de energía: de carbono, oxígeno disuelto y nutrientes: nitrógeno y fósforo, necesarios para el crecimiento de los microorganismos. En el metabolismo bacteriano juega un papel fundamental el elemento aceptor de electrones en los procesos de oxidación de la materia orgánica. Este aspecto tiene una importante incidencia en las posibilidades de aplicación al tratamiento de aguas. [7] En función del elemento aceptor de electrones se distinguen tres casos de sistemas biológicos: Sistema Aerobios, Sistemas Anaerobios y Sistemas Anóxicos. Los procesos biológicos unitarios a tener en cuenta para un diseño experimental se mencionan en la tabla 6 que se muestra a continuación

TABLA 6. PROCESOS BIOLÓGICOS UNITARIOS

TIPO DE SISTEMA	ELEMENTO ACEPTOR	FUNDAMENTO
Sistemas aerobios	Oxígeno disuelto.	Este compuesto hace que el rendimiento energético del tratamiento sea elevado provocando una generación de fangos debido al alto crecimiento de bacterias aerobias. Su aplicación a aguas residuales puede estar muy condicionada por la baja solubilidad del oxígeno en el agua.

Sistemas anaerobios	CO ₂ o parte de la propia materia orgánica, obteniéndose como producto de esta reducción el carbono es su estado más reducido, el metano (CH ₄).	Este sistema tiene como ventaja la obtención de un gas combustible. Posee un bajo consumo de energía, produce poca cantidad de fangos y por tanto un menor requerimiento de nutrientes, y permite la posibilidad de períodos de parada en el proceso sin alterar la población bacteriana.
Sistemas anóxicos	Presencia de nitratos (NO ₃ ⁻)	La ausencia de oxígeno disuelto (O ₂) y la presencia de nitratos (NO ₃ ⁻) hacen que este último elemento sea el aceptor de electrones transformándose en nitrógeno (N ₂), por tanto es posible que en ciertas condiciones se consiga Una eliminación biológica de nitratos (desnitrificación).

FUENTE. Informe de vigilancia tecnológica-Tratamientos avanzados de aguas residuales

3.2.6 DIAMETRO DE TUBERIA

Según datos establecidos por el sistema de recolección y evaluación de aguas residuales y pluviales (RAS-2013), el diámetro mínimo para colectores de complejidad media es de 100mm (4pulg). Además se debe de procurar que la capacidad real de transporte de las tuberías no exceda el 60% de su capacidad a tubo lleno. Los tipos de tubería sus diámetros correspondientes se encuentran descritos en la tabla 7 que se muestra a continuación

TABLA 7. DIAMETROS DE TUBERIA

TIPO DE TUBERÍA	Diámetro (mm)
Conexión Domiciliaria	150
Tirante de Sumidero	200
Colectores Sanitarios	250
Colectores Combinados y pluviales	300
Sifón invertido	150

FUENTE. RAS 2013

3.2.7 REGIMEN HIDRAULICO

Los cálculos hidráulicos permiten tener una visión de la superficie del líquido al momento en que se producen fenómenos hidráulicos como posibles saltos, curvas de remanso, entre otros. La tubería nunca debería estar llena por lo que siempre debe estar por debajo de la corona del tubo esto con el fin de que exista un espacio de verificación del líquido y así evitar la acumulación de gases tóxicos dentro de la misma. [8]

RADIO HIDRAULICO

Es el cociente entre el área de la sección mojada y el perímetro mojado de un canal el mismo que puede ser de forma rectangular, triangular, trapezoidal, circular, irregular, o de secciones especiales. Se emplea en el cálculo de pérdidas de carga según la fórmula de Manning.

Para el caso de una sección circular completamente llena el radio hidráulico estará en función del diámetro y se expresará con la ecuación 3 de la siguiente manera:

$$RH = \frac{\text{Area}}{\text{perimetro mojado}}$$

Ecuación. (3)

3.2.8 VELOCIDAD

Es una magnitud física que expresa la variación por unidad de tiempo de alguna de las características de un fenómeno. Para el cálculo de la velocidad en las tuberías del sistema de alcantarillado se utiliza la ecuación 4 (Fórmula de Manning) descrita a continuación:

$$v = \frac{1}{n} * RH^{\frac{2}{3}} * S^{1/2}$$

Ecuación. (4)

Dónde:

- n= Coeficiente de rugosidad (adimensionales)
- R = Radio Hidráulico (m)
- S =Pendiente del tubo (m/m)

Velocidad Mínima (v): Es la mínima velocidad permitida en la red de alcantarillado para prevenir la sedimentación de sólidos. Para el diseño de este sistema la velocidad mínima utilizarse debe ser de 0,9 m/s a tubo lleno.

Velocidad máxima (Vm): es la máxima velocidad permitida en una red de alcantarillado para evitar la erosión. Depende del material utilizado en las tuberías. La velocidad máxima en cualquier año del periodo de diseño no debe ser menor a 0,45m/s de preferencia debe ser mayor a 0,6m/s con el fin de impedir la acumulación de gas en el líquido. [8].

Velocidad Crítica (Vc): Es la velocidad máxima permisible para cada tramo de la red de alcantarillado. Se calcula con la ecuación 5 que se describe a continuación:

$$Vc = 6g * Rh$$

Ecuación. (5)

Donde:

- **Vc** = velocidad critica (m/s)

- **g** = aceleración de la gravedad (m/s^2)
- **Rh** =radio hidráulico (m)

- **MATERIAL DE LA TUBERÍA:**

El material con el que se instalará la tubería debe de cumplir con los estándares de calidad establecidos y además debe de ser resistente a las infiltraciones generadas, esto con el fin de garantizar seguridad en el sistema de alcantarillado. Para poder elegir el material de la tubería se debe de considerar las características físico – químicas del agua que se desea transportar, así como también las características del terreno, y otros factores que puedan alterar la integridad de la tubería.

- **COEFICIENTE DE RUGOSIDAD (n):**

Proveniente de la Fórmula de la Velocidad de Manning, es un valor que está determinado por el tipo de material de la tubería. Este coeficiente varía según el tipo de textura del material, además influye el número de conexiones domiciliarias, cámaras de inspección, y otras instalaciones que pueden provocar rugosidad debido al grado de incertidumbre por lo que es recomendable no utilizar un valor menor a 0,013 para este coeficiente. En la tabla 8 que se muestra a continuación se describe la velocidad máxima de cada material con su respectivo coeficiente de rugosidad.

TABLA 8. VELOCIDAD MAXIMA Y COEFICIENTE DE RUGOSIDAD SEGUN EL TIPO DE MATERIAL

MATERIAL	VELOCIDAD MÁXIMA (m/s)	COEFICIENTE DE RUGOSIDAD (n)
Tubería de hormigón simple y/o armado	3,5 – 4	0,013 – 0,015
Tubería plástica	4,5	0,010 – 0,015
Tubería de asbesto / cemento	4,5 – 5	0,011 – 0,015

FUENTE. RAS 20

3.3 PRETRATAMIENTO

El fin del pretratamiento es separar del agua residual tanto por operaciones físicas como por operaciones mecánicas, la mayor cantidad de materias que por su naturaleza (grasas, aceites etc.) o por su tamaño (ramas, latas etc.) crearían problemas en los tratamientos posteriores (obstrucción de tuberías, bombas, depósitos de arena, roture de equipos etc.)

3.3.1 CANAL DE LLEGADA:

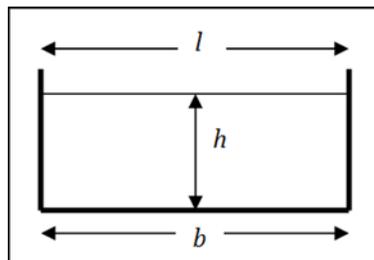
El canal es una estructura abierta a la atmósfera destinada al transporte de fluidos. Está formado por diferentes dispositivos como: vertederos, compuertas, sifones, canaletas Parshall, y entre otros que permiten el control del caudal y el nivel del agua que está transportando. Los canales pueden ser de dos tipos:

- **Canales Naturales:** existen de una manera natural en la tierra como por ejemplo: arroyos, arroyuelos, ríos, estuarios de mareas, entre otros.
- **Canales Artificiales:** son construidos sobre el suelo mediante esfuerzo humano. Pueden ser revestidos con roca, concreto, madera y materiales bituminosos.

DISEÑO DE CANAL ARTIFICIAL:

El diseño del canal artificial se define en términos de la profundidad de flujo y de las dimensiones de la sección. Generalmente se diseñan con secciones de figuras geométricas regulares siendo así rectangulares, trapezoidales, triangulares, entre otros. Se debe de tener en cuenta algunos elementos geométricos y factores como: tipo de material, coeficiente de rugosidad, velocidad máxima y mínima permitida, pendiente del canal, taludes, entre otros. A continuación se presenta los elementos geométricos para la elaboración de un canal artificial de sección rectangular:

Imagen 1. ELEMENTOS GEOMETRICOS DEL CANAL



- **Altura (h):** Indica la altura del agua en el canal. Se calcula con la ecuación 6 descrita a continuación:

$$A = h * b$$

Ecuación. (6)

Donde:

- A= área del canal (m²)
- b= ancho del canal (m)

- **COEFICIENTE DE MANNING (K):** Permite verificar la velocidad que debe manejarse en el canal. Se calcula por medio de la ecuación 7 que se describe a continuación:

$$K = \frac{Q_{md} * n}{b^{8/3} * S^{1/2}}$$

Ecuación. (7)

Donde:

- Q_{md} = caudal medio diario (m³/seg)
- n = Coeficiente de rugosidad de Manning (adimensional)
- b = Ancho del canal (m)
- S = Pendiente del canal (mm)

Coeficiente de Rugosidad (n): Se tomará un valor de rugosidad según la superficie o material a utilizarse en la construcción del canal. [9]

Pendiente (S): El cálculo de la pendiente se la realizará con una ecuación conocida o a su vez se asumirá un valor considerando las modificaciones que puede sufrir el sector donde se realizará el canal. [9]

Radio hidráulico (R_H): Para el caso de una sección rectangular el radio hidráulico estará en función del ancho y altura del canal, y se expresará de la siguiente manera: [9].

3.3.2 CAMARA DE CRIBADO O REJILLAS

La operación del cribado se utiliza para separar materiales gruesos presentes en el agua mediante el paso de la misma a través de una criba o rejilla. Sus objetivos principales son dos:

- a) Reducir los sólidos en suspensión, de distintos tamaños, que trae consigo el influente de agua cruda.
- b) Evitar la obstrucción de los conductos, bombas, válvulas, entre otros para proteger los equipos.

Por tal razón, el cribado es la primera operación que se lleva a cabo en el efluente de agua.

CLASIFICACIÓN DE LAS REJILLAS

La distancia entre las barras de las rejillas depende del tamaño de partículas que se desea retener. El canal en donde se encuentran las rejillas debe diseñarse de tal manera que la velocidad del agua no se reduzca a menos de 0.60 m/s, esto con el fin de evitar la sedimentación de materiales pétreos retenidos en el mismo. En base a este dato se puede encontrar la siguiente clasificación:

TABLA 9. TIPO DE REJILLAS

1. De acuerdo al método de limpieza	Limpieza manual
	Limpieza mecánica (automática)
2. Según el tamaño de las aberturas	Rejillas gruesas: Abertura iguales o mayores de 0,64 cm (1/4 pulga)
	Rejillas finas: Aberturas menores de 0,64 cm
3. De acuerdo con su colocación	Rejillas fijas
	Rejillas móviles
4. Según la selección transversal de sus barras	Cuadradas, rectangulares, circulares o aerodinámicas
5. Dependiendo del tamaño de materia que se desea remover	Finas (0,1- 1,5 cm)
	Medianas (1,5 – 2,5 cm)
	Gruesas (2,5 – 5,0 cm)

FUENTE. Jairo Romero Rojas – Tratamiento de Aguas Residuales

DISEÑO DE REJILLAS

En la mayoría de países en vías de desarrollo las rejillas más utilizadas son las de limpieza manual. A continuación se detalla el dimensionamiento de rejillas de limpieza manual.

- **Ubicación de las rejillas:** El emparrillado de las rejillas debe estar inclinado con respecto al piso del canal donde se instalan. El canal debe preferiblemente ser horizontal, recto y perpendicular a la rejilla, para promover una distribución uniforme de los sólidos retenidos por ella.
- **Área libre al paso del agua (Al):** Indica el flujo presente en el canal. Se recomienda que éste flujo tenga una velocidad no menor a 0,5 m/s ya que así se procura detener los materiales bastos permitiendo el paso de las partículas pequeñas a través de las barras. El área libre al paso del agua se calcula con la ecuación 8 que se describe a continuación:

$$Al = \frac{Q}{V_b}$$

Ecuación. (8)

Donde:

- **Q**= Caudal de diseño (m³/s)
- **V_b**= velocidad máxima a través de las barras (m/s)

Tirante de agua en el canal (h): Indica la altura del agua dentro del canal. Se calcula con la fórmula del área despejando la altura como se muestra la ecuación 9 a continuación:

$$h = \frac{Al}{b}$$

Ecuación. (9)

Donde:

- **b=** ancho de canal de llegada (m)
- ❖ **Altura total del canal (H):** Es la altura recomendada para que no haya rebosamiento de agua en el canal. Se calcula con la ecuación 10 descrita a continuación:

$$H = h + (Hs * 100\%)$$

Ecuación. (10)

Donde:

- **H=** altura de seguridad (m)

Separación entre barrotes

La separación entre barrotes, es la distancia que hay entre cada barra para que no haya paso de material grueso u obstruya la tubería de algún otro equipo [10]

Ancho de la rejilla

El ancho de la rejilla debe depender del ancho total de la estructura de captación. [10]

Velocidad del flujo en la rejilla

La velocidad efectiva del flujo a través de la rejilla debe ser inferior a 0.60 m/s, con el fin de evitar el arrastre de materiales flotantes. [10]

Longitud de las barras (L_b)

La longitud de las barras no debe exceder de la que permita su limpieza conveniente por el operador. Se calcula con la ecuación 11 descrita a continuación:

$$Lb = \frac{h}{\text{Sen}\alpha}$$

Ecuación. (11)

Donde:

- α = Angulo de inclinación de la rejilla con respecto al canal.

Se recomienda un ángulo de inclinación de las barras entre 44° y 60° con respecto a la horizontal. [10]

Número de barras (n)

El número de barras está a consideración del ingeniero que las diseña; sin embargo por cuestiones de mantenimiento es recomendable instalar de 2 a más barras. El número de barras se puede calcular con la ecuación 12 descrita a continuación: [5]

$$n = \frac{bg}{e} - 1$$

Ecuación. (12)

Donde:

- e = Separación entre las barras (m).

Pérdida de carga en las rejillas (hf)

Conocida también como pérdida de energía, es la diferencia de alturas antes y después de las rejillas, dada en metros. La pérdida de carga en una rejilla depende principalmente de la frecuencia con la que se limpia y la cantidad de material de desecho que lleva el agua a tratar, es por ello que este parámetro está en función de la forma de las barras y de la altura o energía de velocidad del flujo entre las mismas.

El cálculo de la pérdida de carga para una rejilla limpia se calcula con la ecuación 13 propuestas por Kirschmer en 1926 que se describe a continuación: [10]

$$hf = \left[\frac{1}{0,7} \right] * [(V^2 - v^2)/2g]$$

Ecuación. (13)

Donde:

- V = velocidad de flujo a través de espacio entre las barras de las rejas (m/s)
- v = velocidad de flujo aproximada del flujo hacia las rejas (m/s)
- g = aceleración de la gravedad (m/s^2)

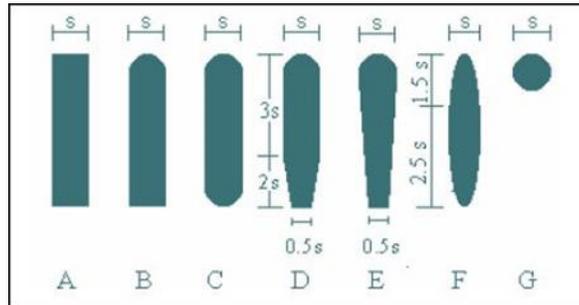
Para el valor del factor dependiente de la forma de las barras se puede basar en la tabla de valores que se presenta a continuación en la tabla 10

TABLA 10. COEFICIENTE DE PÉRDIDA DE LAS REJILLAS

Sección Transversal							
Forma	A	B	C	D	E	F	G
B	2,42	1,83	1,67	1,035	0,92	0,76	1,79

FUENTE. RAS 2013

1.IMAGEN 3.1. DIFERENTES FORMAS DE LAS REJILLAS



FUENTE. RAS 2013

Sin embargo, para el caso de los niveles bajo y medio de complejidad, puede considerarse que el coeficiente de pérdidas menores varía entre 0.5 y 0.7. [10]

3.3.3 DESARENADOR

Siempre que sea necesario debe instalarse un desarenador en el primer tramo de la aducción, lo más cerca posible a la captación del agua. Preferiblemente debe existir un desarenador con dos módulos que operen de forma independiente, cada uno de ellos dimensionado para el caudal medio diario (Qmd) ante la posibilidad de que uno de los dos quede fuera de servicio. En el caso de los niveles bajo y medio de complejidad, puede prescindirse del desarenador cuando se compruebe que el transporte de sólidos sedimentables no es perjudicial para el sistema de abastecimiento de agua.

❖ Ubicación:

Para la selección del sitio donde se ubicará el desarenador deben tenerse en cuenta los siguientes aspectos:

- El área de la localización debe ser suficientemente grande para permitir la ampliación de las unidades durante el período de diseño del sistema, siguiendo lo recomendado por el estudio de costo mínimo.
- El sitio escogido debe proporcionar suficiente seguridad a la estructura y no debe presentar riesgo de inundaciones en los periodos de invierno.
- La ubicación del desarenador debe garantizar que el sistema de limpieza pueda hacerse por gravedad y que la longitud de desagüe de la tubería no sea excesiva.
- Los desarenadores deben ubicarse lo más cerca posible del sitio de la captación.
- El fondo de la estructura debe estar preferiblemente por encima del nivel freático. En caso contrario deben tomarse las medidas estructurales correspondientes considerando flotación y subpresión.

Capacidad hidráulica

Cada desarenador debe tener una capacidad hidráulica igual al caudal máximo diario (QMD) más las pérdidas que ocurran en el sistema y las necesidades de la planta de tratamiento.

Velocidad de sedimentación

La velocidad de asentamiento vertical debe calcularse en función de la temperatura del agua y el peso específico de la partícula. El peso específico de las partículas de arena que serán

removidas por el desarenador se puede suponer igual a 2.65 gr /cm³. La velocidad de asentamiento vertical puede ser estimada ecuación 14 descrita a continuación:

$$v = \frac{(\rho_s - \rho) * d^2 * g}{18\mu}$$

Ecuación. (14)

Dimensionamiento

Se recomienda que la relación entre la longitud útil del desarenador y la profundidad efectiva para almacenamiento de arena sea 10 a 1. La profundidad efectiva para el almacenamiento de arena en el desarenador debe estar comprendida entre 0.75 m y 1.50 m. La altura máxima, para efectos del almacenamiento de la arena, puede ser hasta el 100 % de la profundidad efectiva. El diseñador debe determinar y justificar la ubicación y las características de los desagües, teniendo en cuenta la profundidad efectiva del desarenador.

Influencia de los procesos de tratamiento posterior al desarenador

Teniendo en cuenta la calidad del agua de la fuente y según se someta o no a los procesos de tratamiento de coagulación y filtración en la planta de tratamiento, el diseño de un desarenador debe cumplir los siguientes requisitos, según sea el caso:

- 1. Aguas sin tratamiento posterior:** Para el caso de aguas sin tratamiento posterior, la velocidad máxima horizontal en el desarenador debe ser 0.17 m/s. Deben removerse las partículas con diámetros mayores que o iguales a 0.1 milímetros y la eficiencia del desarenador no puede ser menos del 75%.
- 2. Aguas sometidas a un tratamiento posterior:** En el caso de aguas sometidas a tratamiento posterior al desarenador, la velocidad horizontal máxima en este será 0.25 m/s. Deben removerse las partículas con diámetros superiores o iguales a 0.2 milímetros y la eficiencia del desarenador no puede ser menos del 75%.

Accesorios y dispositivos

Para el diseño de desarenadores deben tenerse en cuenta los siguientes requerimientos:

- Deben proyectarse los dispositivos de entrada y salida de modo que aseguren una buena distribución del flujo y se reduzca a un mínimo la posibilidad de corto circuito dentro del desarenador.
- La tubería o canal de llegada debe colocarse en el eje longitudinal del desarenador. Igual sucede en el caso de un canal situado aguas arriba del desarenador.
- En la entrada debe instalarse un dispositivo para distribuir uniformemente el flujo a lo ancho de la sección transversal del desarenador.
- El dispositivo de salida debe tener un canal recolector provisto de un vertedero que asegure una distribución uniforme del flujo en toda la sección transversal del desarenador.
- La altura del canal recolector sobre la entrada de la tubería de conducción debe ser suficiente para garantizar la cabeza de velocidad necesaria para el caudal de diseño.

- El dispositivo de rebose debe tener un vertedero lateral ubicado cerca de la entrada del desarenador.
- El dispositivo de limpieza debe ubicarse en el área de almacenamiento y constará de una caja o canal de recolección de arenas con una pendiente mínima del 5 % y una válvula.
- La pendiente de la placa de fondo estará comprendida entre el 5 y el 8% con el fin de obtener una limpieza eficiente y permitir que los obreros caminen sin resbalar.
- Las tuberías o canales de rebose y/o limpieza se unirán a una tubería o canal de descarga, los cuales deben tener un diámetro o ancho no menor de 0.25 metros y/o una pendiente no menor del 2%.
- Debe ubicarse una caja de inspección en la tubería de limpieza adyacente o lo más cerca posible de la descarga de arenas.

Desarenadores con niveles variables:

Si el proyecto incluye un desarenador con niveles variables, que dependen de los niveles de estiaje y de creciente en las fuentes, deben considerarse las condiciones de operación para los niveles máximo y mínimo.

Desarenadores con remoción manual:

En el caso de que se tengan desarenadores con procesos manuales para la remoción de arena, el depósito de arena debe ser capaz de acumular un mínimo equivalente al 10% del volumen total del desarenador. El desarenador debe tener un ancho mínimo que permita el acceso y el libre movimiento de los operadores y del equipo auxiliar de limpieza. Las ecuaciones 15 a 23 se utilizarán para el diseño del desarenador y se describen a continuación:

- **TIEMPO DE SEDIMENTACION:** $TR = h/vel_{sedi}$ **Ecuación.(15)**
- **LONGITUD DEL DESARENADOR:** $L = tr * v$ **Ecuación.(16)**
- **ALTURA DE LAMINA DE AGUA:** $Hv = \left(\frac{Q}{1,84Lv}\right)^{\frac{2}{3}}$ **Ecuación.(17)**
- **VEL. DE SEDIMENTACION** $Vs = \left[\frac{g(Parena-P_{H2O})}{18\mu}\right]d^2$ **Ecuación.(18)**
- **LONGITUD MAS ALEJADA DEL CHORRO:** $Xs = 0,36 * v^{\frac{2}{3}} * 0,6h^{4/7}$ **Ecuación.(19)**
- **VELOCIDAD HORIZONTAL:** $VH = Va * Fs$ **Ecuación.(20)**
- **SECCION TRANSVERSAL:** $At = Q_{DISEÑO} / VH$ **Ecuación.(21)**

- **TIEMPO DE RETENCION:**

$$t = L / VH$$

Ecuación.(22)

3.4 TRATAMIENTO PRIMARIO

El principal objetivo es el de remover aquellos contaminantes que pueden sedimentar, como por ejemplo los sólidos sedimentables y algunos suspendidos o aquellos que pueden flotar como las grasas.

El tratamiento primario presenta diferentes alternativas según la configuración general y el tipo de tratamiento que se haya adoptado. Se puede hablar de una sedimentación primaria como último tratamiento o precediendo un tratamiento biológico, de una coagulación cuando se opta por tratamientos de tipo físico-químico.

El Tratamiento primario es el sistema más sencillo en el tratamiento de aguas. Tiene la función de preparar el agua a tratar limpiándola de todas aquellas partículas que por sus dimensiones pueden llegar a alterar los demás procesos consecuentes.

Generalmente el tratamiento primario remueve alrededor del 60% de sólidos suspendidos totales y entre 30 a 40% de DQO.

3.4.1 CANAL PARSHALL

El objetivo de la Canaleta Parshall es el de servir como estructura de aforo, es decir, medir el caudal de agua residual que ingresa diariamente a la planta de tratamiento de aguas residuales o negras, con el fin poder llevar una medición y a su vez un mejor control de los procesos del tratamiento primario.

❖ RESALTO HIDRÁULICO [24]

a) Parámetros de diseño

Deben tenerse en cuenta los siguientes parámetros de diseño:

- La velocidad mínima en la garganta debe ser mayor de 2 m/s.
- La velocidad mínima del efluente debe ser aproximadamente 0.75 m/s.
- El resalto no debe ser oscilante; es decir que el número de Froude (Fr) no debe estar entre 2.5 y 4.5.
- El número de Froude debe estar entre 1.7 y 2.5 o entre 4.5 y 9.0.
- H_a/w debe estar entre 0.4 y 0.8. Donde H_a es la altura del agua y w es el ancho de la canaleta.
- Debe disponerse de un dispositivo aguas abajo con el fin de controlar la posición del resalto hidráulico.

b) Punto de aplicación del coagulante

La aplicación de la solución de coagulante debe realizarse en el punto de mayor turbulencia.

3.4.2 SEDIMENTADOR PRIMARIO

La sedimentación, es conocida también como decantación, es el proceso mediante el cual los sólidos en suspensión de un fluido se separan del mismo por acción de la gravedad.

Generalmente el agua en movimiento arrastra partículas granulares y materia floculantes de carácter liviano, manteniéndolos en suspensión. La remoción de éstos materiales se logra reduciendo la velocidad del agua para que de esta manera las partículas en suspensión se depositen en un determinado tiempo de retención. Este fenómeno se produce en los decantadores.

El decantador es un tanque de sección rectangular o circular, cuyo fondo muchas veces está inclinado hacia uno o más puntos de descarga. Este tanque posee dispositivos de entrada y salida del agua, previstos para evitar zonas muertas y obtener una mejor distribución del líquido en el interior de la unidad.

TIPOS DE CLARIFICACION DEL AGUA POR SEDIMENTACION:

La sedimentación comprende un grupo de acciones diferentes según el tipo y concentración de sólidos en suspensión que posee el agua a tratar, es por ello que el proceso de sedimentación se usa para diferentes propósitos, estos se describen en la tabla 11 que se encuentra a continuación:

TABLA 11. TIPOS DE CLARIFICACION DE AGUA POR SEDIMENTACION

TIPO	FUNDAMENTO
Sedimentación primaria o Tipo 1	Remueve sólidos sedimentables y material flotante reduciendo el contenido de sólidos suspendidos. Las partículas en suspensión son idealizadas como partículas discretas es decir, no cambian de densidad, tamaño o forma al descender en el líquido.
Sedimentación intermedia o Tipo 2	Remueve sólidos y crecimientos biológicos preformados en reactores biológicos intermedios. En este caso las partículas se aglomeran agrupándose en partículas de mayor tamaño, se adhieren entre sí cambiando de tamaño, forma y peso específico durante la caída.
Sedimentación secundaria o Tipo 3	Remueve la biomasa y sólidos en suspensión de reactores biológicos secundarios. Las partículas interfieren entre sí en su descenso manteniendo posiciones estables y formando un manto de lodos que flota en el líquido.
Sedimentación terciaria o Tipo 4	Remueve sólidos suspendidos y floculados, o precipitados químicos. Se forma una estructura entre las partículas que va modificándose lentamente con el tiempo. Se da en soluciones de alta concentración y forma un manto de lodos igual que el proceso anterior.

FUENTE. Teoría de la purificación del agua- Jorge Arboleda Valencia

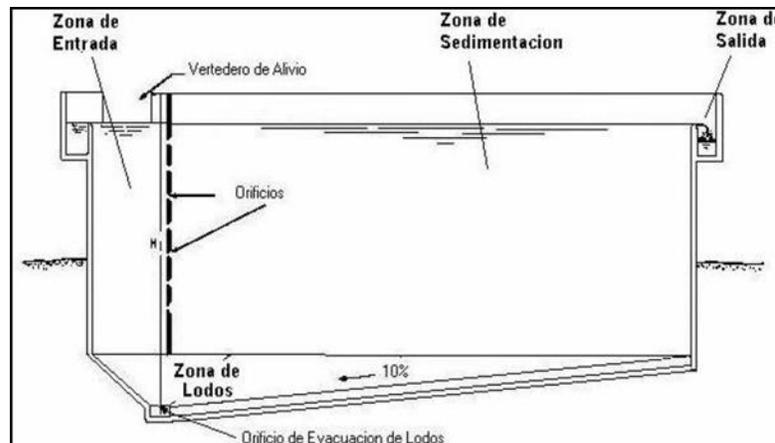
DISEÑO DE TANQUE DE SEDIMENTACION:

Para el diseño del sedimentador se tomará en cuenta el modelo teórico de Hazen y Camp conocido como Sedimentación Convencional, el cual consiste en la descripción del funcionamiento de un sedimentador con clarificación tipo 1 y de flujo horizontal.

Este modelo se basa en la concepción de un tanque ideal en donde la sedimentación se realiza exactamente en la misma manera que en un recipiente de igual profundidad que contiene un líquido que está en reposo. [12]

Para este modelo de sedimentación se determinan cuatro zonas independientes: Entrada, Salida, Sedimentación y Retención de partículas sedimentadas. Y se muestran en la imagen 2 que se encuentra a continuación:

Imagen 2. SEDIMENTADOR CONVENCIONAL



COLOCACION DE PANTALLA:

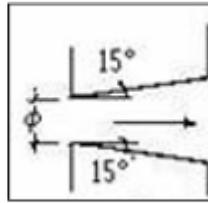
Para el caso de tanques rectangulares, se recomienda la colocación de pantallas con una extensión entre 150 y 300 mm por debajo de los puntos de entrada que se hallan debajo de la superficie del agua.

ZONA DE ENTRADA:

Permite una distribución uniforme de partículas a lo largo de toda la altura del sedimentador. Para la zona de entrada se diseñará una pantalla difusora la misma que se ubicará entre 0,7 y 1,00 m de distancia de la pared de entrada, y mínimo 0,80 m de distancia de la pared interior del sedimentador para poder realizar la limpieza. La pantalla difusora estará formada por orificios: Los orificios más altos de la pared difusora deben estar a 1/5 o 1/6 de altura a partir de la superficie del agua y los más bajos entre 1/4 o 1/5 de altura a partir de la superficie del fondo. [13]

La velocidad en los orificios no debe sobrepasar los 0,15 m/s de velocidad para no provocar turbulencias dentro de la zona de sedimentación, y se debe aboquillar los orificios en un ángulo de 15° en el sentido del flujo como se muestra en la imagen 3 como se muestra a continuación:

Imagen 3. DETALLE DE LOS ORIFICIOS



FUENTE. CEPIS

El área de los orificios se calcula con ecuación 23 como se muestra a continuación:

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

Ecuación. (23)

Donde:

- **Q**= Caudal de diseño (m³/s)
- **C_s**= carga superficial. (m³/m²s)

Se asume un valor para el diámetro del orificio y se calcula su área con la ecuación 24 para un área de sección circular como se describe a continuación:

$$a_o = \frac{\pi * \phi^2}{4}$$

Ecuación. (24)

Para determinar el número de orificios se emplea la ecuación 25 como se muestra a continuación:

$$n_o = \frac{A_o}{a_o}$$

Ecuación. (25)

ZONA DE SEDIMENTACION:

Se da dentro de un canal rectangular con volumen, longitud y condiciones de flujo adecuados para la sedimentación de partículas. En la zona de sedimentación la dirección del flujo es horizontal, y su velocidad es la misma en todos los puntos de la zona. Generalmente los sedimentadores deben diseñarse para una mínima temperatura esperada del agua y para un tamaño mínimo de partículas, ya que con esto se garantiza que se removerán por completo las demás partículas de gran tamaño.

La velocidad crítica de sedimentación es la velocidad mínima a la cual las partículas empiezan a asentarse del flujo en el que se encuentran presentes hacia un depósito estacionario a lo

largo de la pendiente del conducto. El cálculo de la velocidad de sedimentación se determina de acuerdo a los diámetros que presentan las partículas del agua a tratar, y está en función del número de Reynolds de las mismas. En base a esto tenemos:

- **Partículas Discretas (Vsi):** Son todas aquellas partículas que no cambian de características físicas: forma, tamaño y densidad, durante el proceso de tratamiento. La velocidad de sedimentación para las partículas discretas se calculará con la ecuación 26 (Ley de Stokes) descrita a continuación:

$$V_{si} = \left(\frac{g}{18}\right) \left[\frac{\rho_p - \rho}{\mu}\right] * d_{pd}^2$$

Ecuación. (26)

Donde:

- **g**= aceleración de la gravedad (cm/s²)
- **ρ_p**= Densidad de la partícula (g/cm³)
- **ρ**= Densidad del agua (g/cm³)
- **μ**= Viscosidad cinemática del agua (g/cm*s)
- **d_{dp}**= Diámetro de la partícula discreta (cm)

Partículas Críticas (Vsc): Se define como partícula crítica a aquella que si se encontrara al ras con la superficie del agua a tratar y pasara la zona de entrada a la zona de sedimentación, llegara a la zona de lodos justo cuando la masa de agua que la transporta llega a la zona de salida. La velocidad de sedimentación para las partículas críticas se calcula con la ecuación 27 (Ley de Allen) descrita a continuación:

$$v_s = 0,22 \left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho} * g\right)^{\frac{2}{3}} \left[\frac{d_{pc}}{\nu^{\frac{1}{3}}}\right]$$

Ecuación. (27)

Donde:

- **ν**= Viscosidad cinemática del agua (g/cm*s)
- **d_{pc}**= Diámetro de la partícula crítica (g/cm³)

Período de retención (Tr)

Se define como el tiempo que se demora en llegar la partícula de diseño a la zona de lodos. Se calcula con la ecuación 28 descrita a continuación:

$$Tr = \frac{V}{Q}$$

Ecuación. (28)

Donde:

- **V**= Volumen de la zona de sedimentación (m³)
- **Q**= Caudal de diseño (m³/s)

Altura máxima para partículas discretas (h)

Es la máxima altura a partir del fondo del sedimentador a la cual la partícula discreta puede llegar a la zona de lodos en un tiempo de retención hidráulico determinado. Se calcula con la ecuación 27 descrita a continuación:

$$h = V_{si} * PRH$$

Ecuación. (29)

Altura máxima para partículas críticas (H)

Es la distancia máxima que la partícula crítica alcanza a recorrer la zona de sedimentación en un tiempo de retención hidráulico determinado. Se calcula con la ecuación 30 descrita a continuación:

$$H = V_{sc} * PRH$$

Ecuación. (30)

Área Superficial en la zona de sedimentación (As)

Se calcula tomando en cuenta el valor de la velocidad de sedimentación para partículas discretas, con la ecuación 31 descrita a continuación:

$$A_s = \frac{Q}{V_{si}}$$

Ecuación. (31)

Longitud de la zona de sedimentación (L)

Para tanques rectangulares, la relación entre el ancho y el largo es de 1:4 a 1:8 y la relación entre el largo y la profundidad debe estar entre 5: 1 y 25: 1. [13]

La longitud de la zona de sedimentación se calcula a partir de la ecuación 32 descrita a continuación:

$$4L^2 = A_o$$

Ecuación. (32)

Velocidad Horizontal (Vh)

Dentro de la zona de sedimentación la velocidad horizontal del líquido puede provocar el arrastre de las partículas que ya han sido sedimentadas, es por eso que se establece la condición de que la velocidad horizontal debe ser menor a la velocidad de arrastre. La velocidad horizontal se calcula con la ecuación 33 descrita a continuación:

$$V_h = \frac{Q}{A_x}$$

Ecuación. (33)

Mientras que la velocidad de arrastre se calculara con la ecuación 34:

$$Va = 125 * [(\rho p - \rho) * dpd]^{1/2}$$

Ecuación. (34)

ZONA DE RETENCIÓN DE PARTÍCULAS SEDIMENTADAS

Los lodos sedimentados son recolectados dentro de una tolva que posee una tubería y una válvula para la evacuación periódica de los mismos. Todas las partículas que entran en la zona de lodos quedan atrapadas considerándose como removidas, y sin importar su tamaño todas las partículas en esta zona se comportan como partículas discretas y aisladas produciéndose así una clarificación del tipo 1.

Las partículas presentes en el agua a tratar se sedimentan en el primer tercio de la longitud del sedimentador entre el 60 y 90% aproximadamente, según este dato la longitud de tolva de lodos debe tener la siguiente forma:

- En la zona de entrada del sedimentador la pendiente de la tolva debe estar entre el 5 y 10 %, y en la zona de salida del sedimentador la pendiente de la tolva debe estar entre el 2,5 y 5 %. [14]

ZONA DE SALIDA

Se da por medio de canaletas, vertederos, o tubos perforados que recolectan el agua tratada sin perturbar la sedimentación de las partículas depositadas en la tolva.

Para el diseño de un vertedero de salida la longitud de la cresta del vertedero será igual al ancho del sedimentador, y el valor de la altura de agua sobre la cresta del vertedero se obtendrá por medio de la ecuación 35 descrita a continuación:

$$ha = Q / 1,84 * b$$

Ecuación. (35)

3.5 LECHO DE SECADO

Los Lechos de Secado son sistemas sencillos y de bajo costo que permiten la deshidratación de los lodos digeridos. Estos dispositivos eliminan el agua presente en los lodos a manera de evaporación, quedando como residuo un material sólido con un contenido de humedad inferior al 70%. El lodo seco se retira del lecho y se utiliza como acondicionador de suelos o a su vez se evacúa a un vertedero controlado.

3.6 DESINFECCION

El proceso de desinfección debe realizarse en el efluente de plantas de tratamiento cuando éste último pueda crear peligros de salud en las comunidades aguas abajo de la descarga. [15]

El proceso de desinfección que se utilice debe seleccionarse después de la debida consideración de:

- Caudal de aguas residuales a tratar
- Calidad final deseada de desinfección
- Razón de aplicación y demanda
- El pH del agua que va a desinfectarse
- Control de olores

En caso de que las exigencias del tratamiento lo indiquen se proveerá del equipo adecuado para clorar el efluente. Para el nivel alto de complejidad los cloradores deben ser de capacidad adecuada y tipo automático. Deben proveerse instalaciones adicionales automáticas para regular y registrar gráficamente el cloro residual. El sistema de cloración automática depende del cuerpo de agua receptor del efluente de la planta y será controlado por el caudal.

La capacidad requerida del clorador variará, dependiendo de los usos de los puntos de aplicación del desinfectante. Para desinfección, la capacidad debe ser adecuada para producir una concentración residual de cloro en el efluente de la planta medido por un método estándar, de manera que reduzca la concentración de coliformes viables y sea consistente con los valores especificados para el cuerpo de agua receptor.[15]

3.6.1 CLORACIÓN

En caso de que las exigencias del tratamiento lo indiquen se proveerá del equipo adecuado para clorar el efluente. Para el nivel alto de complejidad los cloradores deben ser de capacidad adecuada y tipo automático. Deben proveerse instalaciones adicionales automáticas para regular y registrar gráficamente el cloro residual. El sistema de cloración automática depende del cuerpo de agua receptor del efluente de la planta y será controlado por el caudal.

La capacidad requerida del clorador variará, dependiendo de los usos de los puntos de aplicación del desinfectante. Para desinfección, la capacidad debe ser adecuada para producir una concentración residual de cloro en el efluente de la planta medido por un método estándar, de manera que reduzca la concentración de coliformes viables y sea consistente con los valores especificados para el cuerpo de agua receptor. [15]

3.7 TRATAMIENTO SECUNDARIO

El tratamiento secundario pretende la reducción de la contaminación orgánica, la coagulación y la eliminación de sólidos coloidales que son no decantables. Varios de estos tratamientos son procesos biológicos que se realizan con la ayuda de microorganismos, especialmente bacterias, y que en condiciones aerobias actúan sobre la materia orgánica presente en el agua a tratar. En este proceso también se emplea la combinación de procesos físicos y químicos.

3.7.1 FILTROS LENTOS DE AREANA

Son una de las tecnologías más antiguas de depuración de aguas residuales que se conoce, siendo muy eficaces cuando se los emplea de una manera adecuada.

Consisten en un lecho formado por material granular con granos de tamaño relativamente uniforme drenados adecuadamente en el fondo del filtro. Es un tanque que contiene una capa sobrenadante de agua residual, una capa filtrante de arena, drenajes y un juego de dispositivos de regulación y control.

En la tabla 12 se describe las ventajas y desventajas de los filtros lentos de arena:

TABLA 12. VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS FILTROS DE ARENA

VENTAJAS	DESVENTAJAS
-Es muy sencillo y confiable de operar con los recursos disponibles del medio rural ya que no necesita control de la velocidad: el control del flujo se lo realiza mediante vertederos. -El agua tratada no presenta cambios organolépticos. -El precio de la arena es bajo.	-Necesita de un pretratamiento ya que no debe de operar con aguas con turbiedades que sobrepasen los 10 UNT. Se puede aceptar una turbiedad máxima de 50 UNT. -La eficacia de esta unidad se reduce con la temperatura baja. -La presencia de plaguicidas en el afluente puede llegar a alterar o destruir el proceso microbiológico del lecho.

FUENTE. Métodos naturales de depuración

3.7.1.1 DISEÑO DE UN FILTRO LENTO BIOLÓGICO DE ARENA

Geometría del lecho filtrante:

Consiste en un filtro biológico de flujo descendente con forma rectangular a manera de caja, que contiene 0,40 a 0,45 m de espesor de grava gruesa en el fondo con un sistema de drenes apropiados para el lecho, y sobre ella 0,90 a 1,20 m de espesor de arena fina.

Encima del lecho filtrante está ubicada una capa de agua residual a tratar de alrededor de 1,00 a 1,50 m de espesor.

La capa de grava sirve como soporte a la capa de arena durante la operación de filtración evitando que ésta escape por el sistema de drenaje, y permite una distribución uniforme del agua a tratar.

La capa de arena está constituida por un lecho de 0,90 a 1,20 m de granos finos de 0,15 a 0,30 mm de tamaño efectivo, y de 1,5 a 2,5 de coeficiente de uniformidad. El lecho de arena más fino preferiblemente debe ser de 1,59 a 2,12 mm siendo colocada sobre la grava mediante capas.

Área superficial (as).

El área superficial del filtro está condicionada por el caudal del agua a tratar, la velocidad de filtración y el número de filtros. Se deben de diseñar por lo menos dos unidades en paralelo con un área máxima de 100 m² para facilitar su limpieza. Cada una debe retener la capacidad total del flujo sin sobrecarga. El área superficial del filtro se calcula con la siguiente ecuación 36 descrita a continuación.

$$As = \left[\frac{Q}{N + V_f} \right]$$

Ecuación. (36)

Donde:

- **Q**= caudal de diseño

- **N**= número de unidades (adimensional) se consideran más de 2 equipos para diseño
- **Vf**= velocidad de filtración

Coefficiente de mínimo costo (k):

La relación de mínimo costo es un parámetro que depende del número de unidades de filtración. Se calcula con la ecuación 37 mostrada a continuación:

$$K = \left[\frac{2 * N}{N + 2} \right]$$

Ecuación. (37)

Ancho (b) y Longitud del filtro (L):

Las dimensiones del filtro, ancho (b) y longitud (L), se determinan de acuerdo con la ecuación 38 y 39 descritas a continuación:

$$L = (As * K)^{1/2}$$

Ecuación. (38)

$$b = (As/K)^{1/2}$$

Ecuación. (39)

Sistema de entrada y llenado del filtro:

El afluente debe entrar al filtro con una velocidad baja: 0,3 m/s aproximadamente para no escarificar el lecho. Además se debe de llenar mediante un sistema de drenaje apto que evite que el aire presente en el lecho filtrante quede atrapado entre los granos de arena y obstruya el paso del agua durante el proceso de filtración.

Sistema de drenaje y salida del agua filtrada:

Pueden ser de tres tipos:

- Ladrillos tendidos, dejando un espacio de 1 cm entre ladrillos. El flujo del filtro drena hacia un colector central.
- Bloques de concreto poroso en forma de puente. El flujo también drena hacia un colector central.
- Tuberías de drenaje perforadas. El flujo desemboca en forma de espina de pescado hacia un colector central.

3.8 APLICACIÓN DE LOS METODOS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PROVENIENTE DEL LAVADO DE VEHICULOS DE TRANSPORTE DE RESIDUOS BIOMEDICOS Y CUARTOS FRIOS DE ALMACENAMIENTO DE BIOMEDICOS

Se tendrán en cuenta un método para el tratamiento de aguas residuales hospitalarias, el método fisicoquímico, en este proceso se observara la cantidad de remoción de materia

orgánica de estas aguas, también se observara la viabilidad y factibilidad de llevar a cabo este proceso (tiempos de prueba.)

3.8.1 METODO FISICOQUIMICO

Este proceso consta de unas pruebas de coagulación y floculación que se llevaran a cabo por Jar-Test “Prueba de jarras” Que básicamente consiste en seis unidades de tratamiento simultáneas. Cada una de ellas dispone de un agitador de palas normalizado con regulador de velocidad para el mezclado rápido o lento de las etapas de coagulación y floculación respectivamente. Dispone además de un controlador de tiempos y una pantalla iluminada por la parte posterior para observar bien el aspecto de las muestras tratadas [28].

3.9 METODOS PARA DETERMINAR LA CANTIDAD DE CARGA ORGANICA Y SOLIDOS PRESENTES EN AGUAS RESIDUALES HOSPITALARIAS PROVENIENTE DEL LAVADO DE VEHICULOS DE RESIDUOS BIOMEDICOS Y CUARTOS FRIOS DE ALMACENAMIENTO DE BIOMEDICOS

Se ejecutaron 3 pruebas para aguas residuales proveniente del lavado de vehículos hospitalarios, estas pruebas fueron DQO, DBO₅ y SST.

Las pruebas se realizaron en la Universidad de Pamplona con los equipos disponibles en el laboratorio de control y calidad, básicamente se miden 3 parámetros principales, DBO₅ (método. 8043) que es la utilizada para la determinación de demanda bioquímica de oxígeno en efluentes industriales, vertidos domésticos y aguas contaminadas, DQO (método. 8000) que es la utilizada para la determinación de demanda química de oxígeno en efluentes domésticos e industriales y aguas contaminadas y solidos suspendidos totales.

Se tomaron como referencia los Métodos estándar para el Análisis de Aguas y Aguas Residuales “Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater “

3.10 METODOLOGIA DE DISEÑO PARA CONSTRUCCUIN DE PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PROVENIENTE DEL LAVADO DE VEHICULOS DE TRANSPORTE DE RESIDUOS BIOMEDICOS Y CUARTOS FRIOS DE ALMACENAMIENTO DE BIOMEDICOS

Para el diseño de la planta se tomó como guía RAS 2013 (Reglamento de agua potable y saneamiento básico)

- Para el manejo de residuos hospitalarios se basara en la sección II título F “sistema de aseo Urbano”.
- Para la recolección de aguas residuales hospitalarias se basara en la sección II título D “sistema de recolección y evaluación de aguas residuales domésticas y pluviales”.
- Para el tratamiento y de aguas residuales hospitalarias se basara en la sección II título E “tratamiento de aguas residuales”.
- Para diseño de la planta de tratamiento de aguas provenientes de residuos hospitalarios se basara en la sección II título C “Aspectos complementarios

CAPITULO IV. DISCUSION Y ANALISIS DE RESULTADOS



En este capítulo se discutirán los resultados obtenidos en las diferentes pruebas realizadas en el transcurso de la realización de este proyecto, se tomaron en cuenta principalmente los procedimientos ya dichos en el capítulo anterior.

Se evaluaron las aguas residuales provenientes del lavado de vehículos de transporte de residuos biomédicos y cuartos fríos de transporte de biomédicos por los métodos Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater (Métodos estándar para el Análisis de Aguas y Aguas Residuales) para determinar DQO, DBO₅ y sólidos suspendidos totales, posteriormente a esto se implementó un diseño de planta alternativo para el tratamiento de aguas residuales biomédicas basándonos en el RAS 2013 sección II títulos B,C,D,E,F para luego así, implementar un diseño de planta modular para el tratamiento de estas aguas

4.1 MEDICION DE CAUDAL

Se tomaron registros del gasto de agua durante una semana, estos datos se tomaron de lunes a domingo a dos vehículos diferentes. Estos se tomaron con un balde volumétrico de 20 litros usado principalmente para el lavado de estos vehículos obteniendo los siguientes resultados.

TABLA 13. MEDICION DE CAUDAL CON BALDE VOLUMETRICO

Recipiente volumétrico = 20L	
Vehículo 1 (L)	Vehículo 2(L)
80	100
100	100
80	100
100	100
100	100
100	100
100	80

Al finalizar estas medidas se obtuvo que el vehículo 1 tuvo un gasto de agua de 660L/ semana y el vehículo 2 680L/semana, sumando estos 2 valores se calculó que a la semana los 2 vehículos de transporte de biomédicos gastaba 1340L/semana como se observa a continuación:

$$\text{gasto de agua semanal} = \frac{660L}{\text{semana}} + \frac{680L}{\text{semana}}$$

$$\text{gasto de agua semanal} = \frac{1340L}{\text{semana}}$$

Para confirmar este valor se instaló en el tanque de almacenamiento de agua para el lavado de estos vehículos un micro medidor con el fin de medir gasto exacto de agua por vehículo, además se tomaron

gastos de registros de lavado de cuartos fríos y contenedores. Donde se obtuvieron los siguientes resultados.

- Por cada vehículo se gasta 100L, se lavan 3 vehículos al día con un gasto total de 300L/día
- Se lavaron 53 contenedores, (estos se lavan cada semana) con un gasto por contenedor de 9L (477L/día).
- Se lavaron 3 cuartos fríos (estos se lavan cada semana) con un gasto por cuarto frio de 150L (450L/día).

Se obtuvo que por cada vehículo se gasta 0,1m³ de agua.

- Utilizando (**Ecuacion.1**)

$$Q = \frac{V}{t}$$

$$Q = \left[\frac{0,1m^3}{vehiculo} \right] * \left[\frac{3vehiculos}{dia} \right]$$

$$Q = 0,3m^3/dia$$

$$Q = 300L/dia$$

A continuación se muestra la imagen 4 que corresponde a la Hidro-lavadora utilizada para el lavado de los vehículos y la imagen 5 que corresponde al micro medidor instalado para medir el caudal.

Imagen 4. HIDRO-LAVADORA



Imagen 5. MICROMEDIDOR



4.2 DETERMINACION DE DQO

Se realizaron los análisis por el método Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater a doce muestras de aguas residuales provenientes del lavado de vehículos biomédicos y a una muestra inicial y final del lavado de los cuartos fríos de almacenamiento de biomédico.

Se recolectaron un total de seis muestras los días 8,9, y 10 del mes de marzo del 2016 en las horas de la tarde. El horario de llegada de los vehículos era de 12.30pm a 3.00pm. Por cada vehículo se tomó 2L de muestra para los análisis correspondientes. En los días antes de realizar las pruebas las muestras se mantuvieron refrigeradas a 4 °C en un refrigerador.

Las otras seis muestras se recolectaron los días 12, 13 y 14 del mes de abril del 2016 con un horario de llegada de los vehículos de 12.00pm a 3.30pm. Para esta toma de muestras se realizó el mismo procedimiento anterior.

Para estos análisis se utilizó 1,5mL de una muestra digestora y 3,5mL de una muestra catalizadora. Luego las muestras se llevaron a una plancha de calentamiento a 150°C durante 2 horas. Pasada las 2 horas se deja enfriar a temperatura ambiente y se lee en el espectrofotómetro la cantidad de DQO (demanda química de oxígeno) en mgO₂/L (**ANEXO 1**)

Imagen 6. DETERMINACION DE DQO DE LAS AGUAS PROVENIENTE DEL LAVADO DE VEHICULOS DE TRANSPORTE DE RESIDUOS BIOMEDICOS



TABLA 14. RESULTADOS DE DQO DEL AGUA RESIDUAL PROVENIENTE LAS LAVADO DE VEHICULOS DE TRANSPORTE DE RESIDUOS BIOMEDICOS

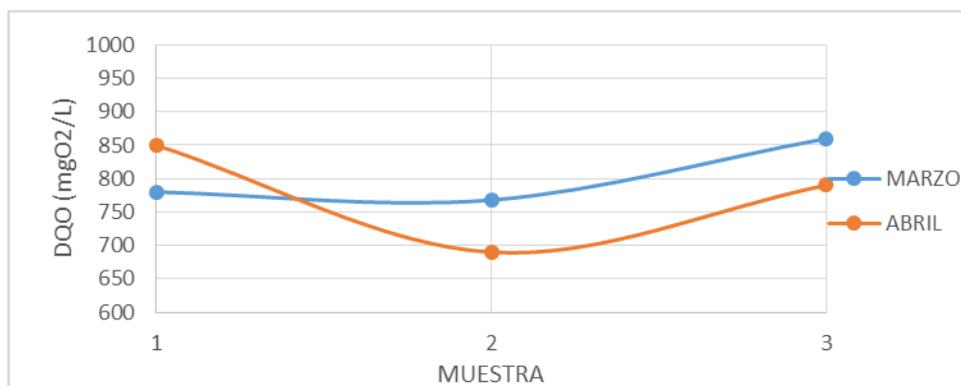
DETERMINACION DE DQO (VEHICULOS)		
08/03/2016	VEHICULO 1	780 mg/L
	VEHICULO 2	820 mg/L
09/03/2016	VEHICULO 1	768 mg/L
	VEHICULO 2	802 mg/L
10/03/2016	VEHICULO 1	860 mg/L
	VEHICULO 2	698 mg/L

12/04/2016	VEHICULO 1	850 mg/L
	VEHICULO 2	843 mg/L
13/04/2016	VEHICULO 1	690 mg/L
	VEHICULO 2	869 mg/L
14/04/2016	VEHICULO 1	790 mg/L
	VEHICULO 2	783 mg/L

En la tabla 14 se muestra las pruebas realizadas a las aguas residuales provenientes del lavado de vehículos biomédicos en los meses de marzo y abril. Se puede observar que la cantidad de DQO en estos meses no es muy variable, que la DQO promedio es de 797mg/L

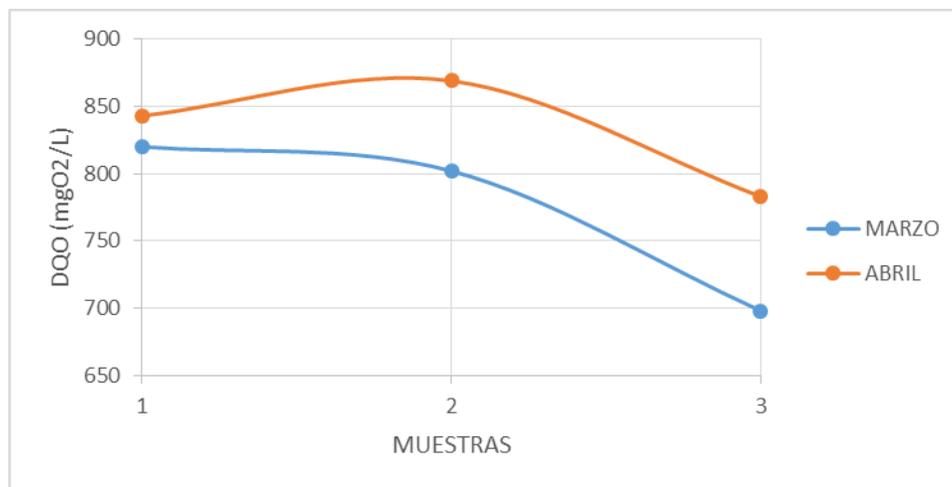
Por otro lado la DQO más alta se obtuvo del vehículo 2 el 13 de abril del 2016, con un valor de 869 mg O₂/L

GRAFICA 1. COMPORTAMIENTO DE DQO DE AGUA RESIDUAL DEL AGUA PROVENIENTE DEL LAVADO DEL VEHICULO 1



La grafica 1 muestra una pequeña disminución en la muestra 2, esto se debe a que cada muestra fue tomada un día diferente y cada día el vehículo tenía un recorrido diferente. Por comunicación directamente del operario de ruta se logró establecer que ese día se recogieron muestras de centros asistenciales de 2 niveles siendo esto el causante que la DQO fuera más baja que las otras.

GRAFICA 2. COMPORTAMIENTO DE DQO DE AGUA RESIDUAL DEL AGUA PROVENIENTE DEL LAVADO DEL VEHICULO 2



La grafica 2 nos muestra una tendencia descendiente esto se debe a que la ruta de este vehículo siempre son centros de segundo nivel, otra causa es ser que la mayor parte de su recolección son utensilios de laboratorio (guantes, tapabocas, jeringas, frascos de insumos vacíos).

Podemos concluir que el comportamiento de las gráficas se da, porque cada vehículo siempre tiene la misma ruta de recolección. En todas las ocasiones los vehículos son lavados con jabón líquido comercial o detergente en polvo.

Otro aspecto importante a tener en cuenta es que los desechos recogidos en la ruta ocupan de un 50% a una 60% de la capacidad de llenado de los vehículos

4.2.1 VALORES DE DQO DE CUARTOS FRIOS DE ALMACENAMIENTO DE BIOMEDICOS

Se tomaron dos muestras de aguas residuales provenientes del lavado de los cuartos fríos de almacenamiento de biomédicos, una muestra inicial y una final el día dos de abril en las horas de la mañana. Los cuartos fríos no tiene una frecuencia de lavado, estos lavados se realizan cuando los cuartos están al límite, esto puede durar entre quince días a un mes.

La imagen 7 nos muestra el lugar de recolección de muestra de aguas residuales provenientes del lavado de cuartos fríos de almacenamiento de biomédicos

Imagen 7. LUGAR DE TOMA DE MUESTRAS PARA ANALISIS DE AGUAS RESIDUALES



La imagen 8 nos muestra cómo se encuentran los cuartos fríos después de su respectivo lavado.

Imagen 8. CUARTO FRIO DESPUES DEL LAVADO



Se realizó el mismo procedimiento que se utilizó para la determinación de aguas residuales proveniente del lavado de vehículos de transporte de residuos biomédicos, obteniendo los siguientes resultados que se muestran en la tabla 15

TABLA 15. VALORES DE DQO PROVENIENTE DEL LAVADO DE CUARTOS FRIOS

DETERMINACION DE DQO (CUARTOS FRIOS)		
02/04/2016	INICIAL	937 mg/L
	FINAL	598 mg/L

Se realizaron análisis de aguas provenientes del lavado de los cuartos fríos de almacenamiento de biomédicos, en los que se obtuvieron valores de DQO es un poco más alta de la obtenida con los vehículos esto debido a que la muestra inicial fue un agua tomada antes del lavado, esta muestra estaba acumulada de lavado de días anteriores provocando un incremento en los valores. La muestra final se tomó después del lavado de los cuartos un instante antes de mezclarse con el agua acumulada hay se observa que la DQO tiene una reducción considerable, esto se debe en que en los cuartos se conservan a una temperatura acorde, los recipientes en el momento de ser guardados vienen sellados y no provocan derramamiento de alguna sustancia química dentro del cuarto.

4.3 DETERMINACION DE DBO₅

Se realizaron los análisis por el método Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater a doce muestras de aguas residuales provenientes del lavado de vehículos de transporte de biomédicos y a una muestra inicial y final del lavado de los cuartos fríos de almacenamiento de biomédico.

Para realizar este procedimiento se vierte en un frasco ámbar el volumen según la tabla (ANEXO 2) y se deposita una barra de agitación magnética. Posteriormente se colocó en la cestilla de goma que se adapta a la boca del frasco dos lentejas de NaOH para retener el CO₂ que se genera, luego se agregan dos gotas de inhibidor de nitrógeno para evitar que la materia orgánica se degrade en forma de nitrógeno. (La función del inhibidor de nitrógeno es retrasar la oxidación bacteriana).

Del siguiente procedimiento se obtuvieron los siguientes resultados que se muestran en la tabla16:

TABLA 16. VALORS DE DBO5 PROVENIENTE DEL LAVADO DE VEHICULOS DE TRANSPORTE DE BIOMEDICOS

DETERMINACION DE DBO5 (VEHICULOS)		
08/03/2016	VEHICULO 1	400 mg/L
	VEHICULO 2	450 mg/L
09/03/2016	VEHICULO 1	400 mg/L
	VEHICULO 2	500 mg/L
10/03/2016	VEHICULO 1	450 mg/L

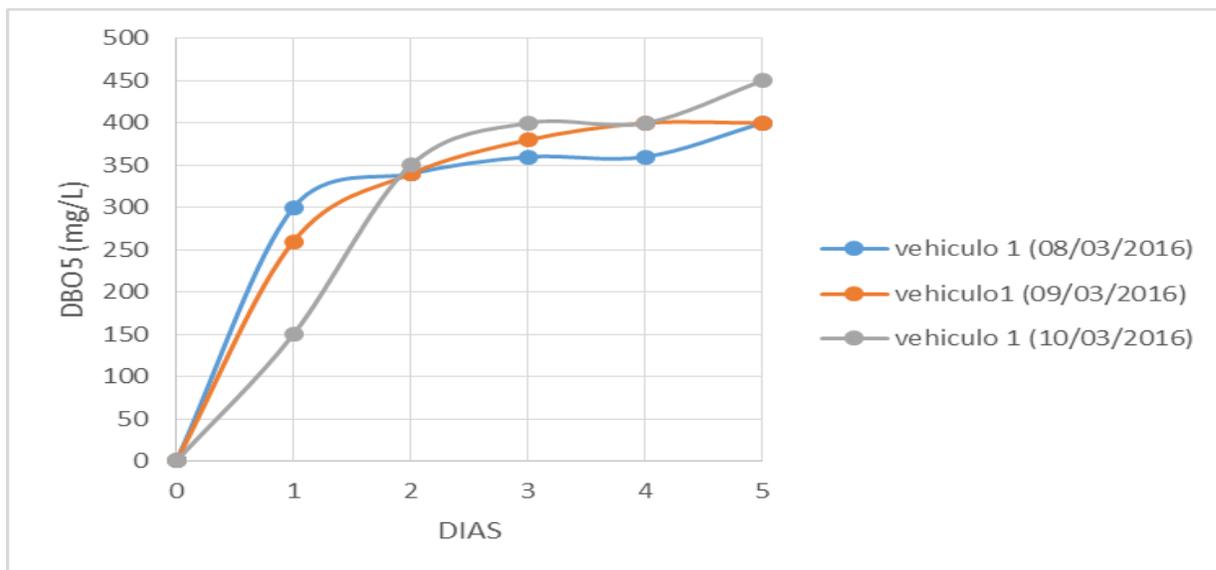
	VEHICULO 2	380 mg/L
12/04/2016	VEHICULO 1	450 mg/L
	VEHICULO 2	400 mg/L
13/04/2016	VEHICULO 1	360 mg/L
	VEHICULO 2	450 mg/L
14/04/2016	VEHICULO 1	360 mg/L
	VEHICULO 2	340 mg/L

Los frascos ámbar se dejaron en una incubadora durante cinco días, siendo este último el valor máximo de oxígeno necesario por las bacterias durante su estabilización de la materia orgánica susceptible de descomposición. En el (**ANEXO 5**), se muestra el seguimiento día a día de las muestras de estas aguas.

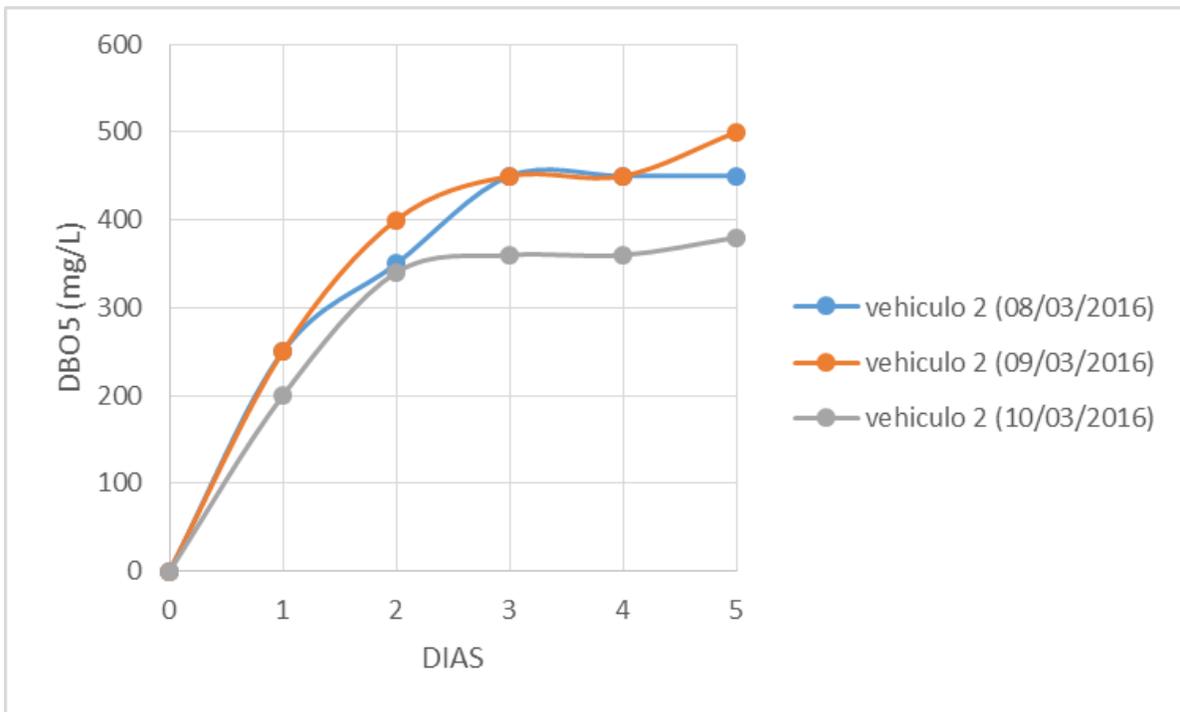
Observando la teoría los datos de DBO_5 tiene que ser aproximadamente la mitad de DQO por lo que podemos observar que los datos son coherentes. También se observa que la DBO_5 mayor se obtuvo el día 13 de abril siendo esta $450 \text{ mgO}_2/\text{L}$.

Se realizó seguimiento a doce muestras de aguas residuales proveniente del lavado de vehículos biomédicos durante los meses marzo y abril obteniendo los siguientes resultados mostrados en la gráfica 3, 4, 5 y 6

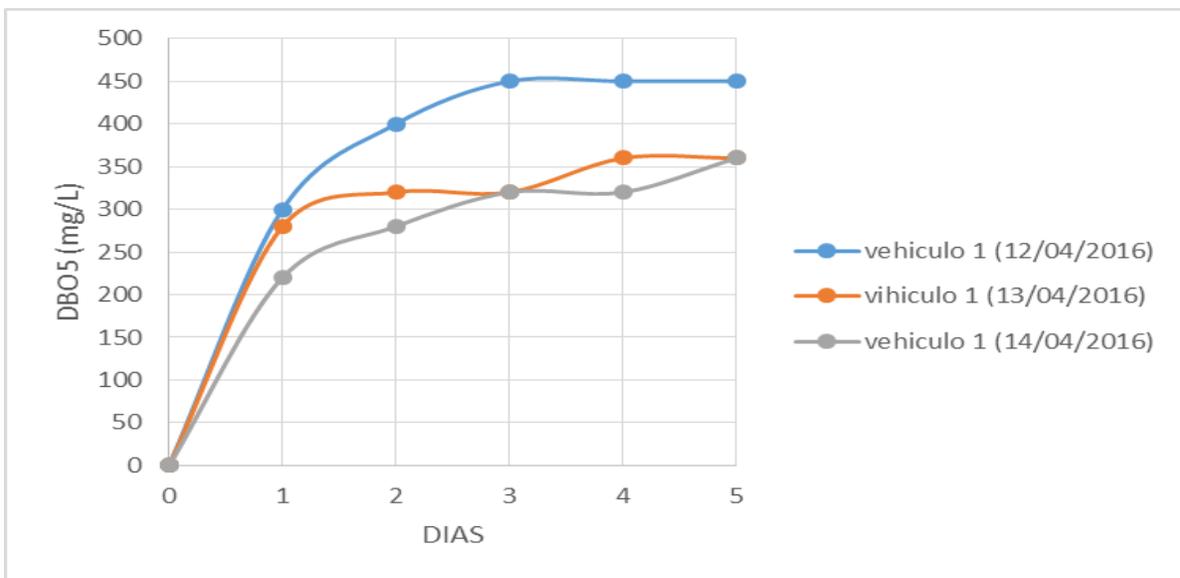
GRAFICA 3. RESULTADOS DE DBO_5 PROVENIENTE DEL LAVADO DE VEHICULOS DE TRANSPORTE DE RESIDUOS BIOMEDICOS DEL MES DE ABRIL



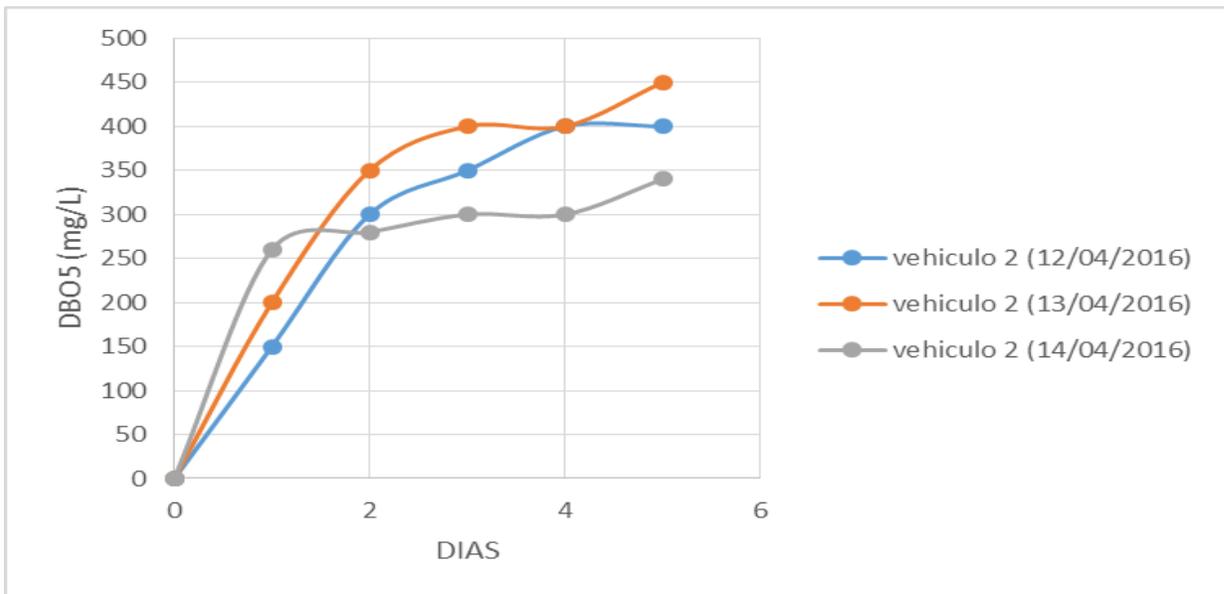
GRAFICA 4. RESULTADOS DE DBO5 PROVENIENTE DEL LAVADO DE VEHICULOS DE TRANSPORTE DE RESIDUOS BIOMEDICOS DEL MES DE MARZO



GRAFICA 5. RESULTADOS DE DBO5 PROVENIENTE DEL LAVADO DE VEHICULOS DE TRANSPORTE DE RESIDUOS BIOMEDICOS DEL MES DE ABRIL



GRAFICA 6. ESULTADOS DE DBO5 PROVENIENTE DEL LAVADO DE VEHICULOS DE TRANSPORTE DE RESIDUOS BIOMEDICOS DEL MES DE ABRIL



Las gráficas anteriores muestran una tendencia de las bacterias a aumentar el consumo oxígeno a través de los días siendo el día cinco donde la gráfica toma una tendencia a ser constante.

Este oxígeno consumido, es reemplazado por el oxígeno, que se encuentra en la cámara de aire de la botella de prueba. El dióxido de carbono producido queda combinado químicamente por una solución de NaOH, que se encuentra dentro de un pequeño depósito en el interior de la botella.

4.3.1 DETERMINACION DE DBO₅ DE AGUAS RESIDUALES PROVENIENTE DEL LAVADO DE CUARTOS FRIOS DE ALMACENAMIENTO DE BIOMEDICOS

Se realizaron análisis de DBO₅ para aguas residuales provenientes del lavado de los cuartos fríos con el mismo procedimiento seguido para la determinación de DBO₅ de aguas del lavado de vehículos biomédicos.

Se obtuvieron los siguientes resultados que se muestran en la tabla 17

TABLA 17. VALORES DE DBO5 PROVENIENTE DEL LAVADO DE CUARTOS FRIOS DE ALMACENAMIENTO DE BIOMEDICOS

DETERMINACION DE DBO5 (CUARTOS FRIOS)		
02/04/2016	INICIAL	490 mg/L
	FINAL	305 mg/L

Se realizaron dos análisis el día 2 de abril en las horas de la mañana a una muestra inicial y una muestra final, obteniendo que el resultado de la muestra inicial es el que predomina, esto se debe como se mencionó anteriormente que la muestra fue tomada de una muestra de agua que estaba combinada con muestras de lavados anteriores ocasionando que el valor de DBO₅ sea un poco mayor que la muestra inicial. Solo se pudieron tomar estas dos muestra porque los cuartos en los meses de mayo, junio y julio se encontrarían fuera de servicio por lo tanto no se pudo hacer una comparación con muestras de meses anteriores.

4.4 SOLIDOS SUSPENDIDOS TOTALES

5.4.1 SOLIDOS SUSPENDIDOS TOTALES DEL LAVADO DE VEHICULOS DE TRANSPORTE DE BIOMEDICOS

Para este procedimiento se utilizaron tres crisoles con su respectivo papel filtro que anteriormente fueron introducidos en una mufla a 500°C por hora y media, y enfriados en un desecador para después pesarlos.

Se toma 20ml de aguas residual previamente agitada para luego ser filtrada al vacío. Luego se introduce el papel filtro en el crisol para ser llevado a la mufla a 105°C durante una hora.

Donde se obtuvieron los siguientes resultados que se muestran en la tala 18:

TABLA 18. SOLIDOS SUSPENDIDOS TOTALES PROVENIENTE DEL LAVADO DE VEHICULOS DE TRASPORTE DE RESIDUOS BIOMEDICOS

MUESTRA	CAPSULA	PESO (gr)+ PAPEL FILT	VOL.MUESTRA (mL)	PESO DESPUES DE 105°C	SST
1	1	21,9361	20	21,9363	0,01
2	2	21,3791	20	21,3794	0,015
	CAPSULA	PESO (gr)+ PAPEL FILT	VOL.MUESTRA (mL)	PESO DESPUES DE 105°C	SST
3	1	24,8956	20	24,896	0,02
4	2	33,4567	20	33,4572	0,025
	CAPSULA	PESO (gr)+ PAPEL FILT	VOL.MUESTRA (mL)	PESO DESPUES DE 105°C	SST
5	1	25,7893	20	25,7897	0,02
6	2	34,4498	20	34,4503	0,025

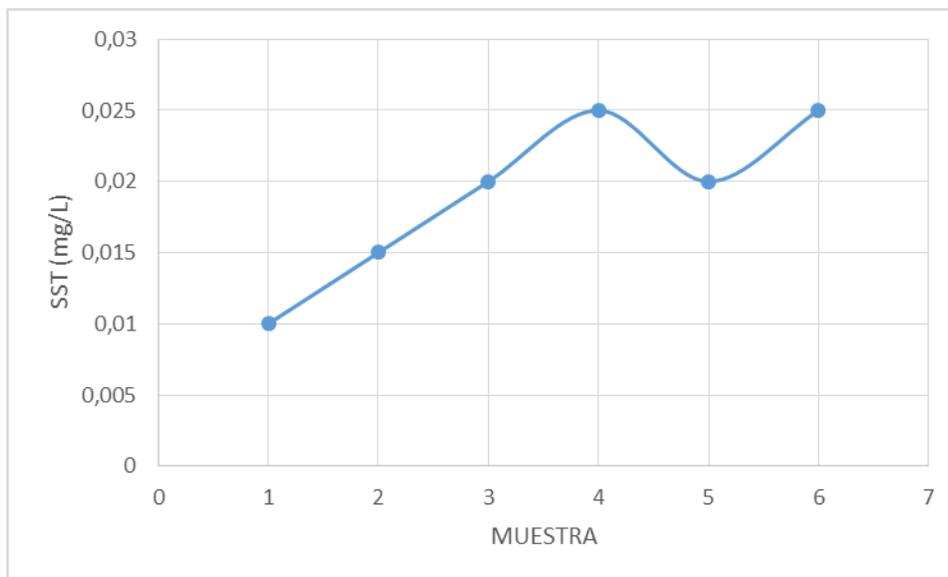
$$SST \left(\frac{mg}{L} \right) = \left[\frac{(W2 - W1)}{V} \right] * 1000$$

Donde:

- V= volumen de muestra
- W1= peso del crisol + papel filtro
- W2= peso de crisol + papel filtro después de 1 hora a 105°C
- 1000 = Factor de conversión de gr a mg

Para estos análisis se tomaron seis muestras de dos vehículos diferentes durante 6 días para tener un dato verídico. Los resultados se reflejan en la gráfica 7 mostrada a continuación

GRAFICA 7. SST DE AGUAS RESIDUALES PROVENIENTE DEL LAVADO DE VEHICULOS DE TRASPORTE DE RESIDUOS BIOMEDICOS



4.4.2 SOLIDOS SUSPENDIDOS TOTALES PROVENIENTES DEL LAVADO DE LOS CUARTOS FRIOS

Para este procedimiento se tomaron dos muestras una final y una inicial y se sigue el mismo procedimiento que se llevó a cabo para realizar los sólidos suspendidos del lavado de vehículo de biomédicos.

Se obtuvieron los siguientes resultados mostrados en la tabla 19 que se muestra a continuación:

TABLA 19. SST PROVENIENTE DEL LAVADO DE CAURTOS FRIOS DE ALMACENAMIENTO DE BIOMEDICOS

SOLIDOS SUSPENDIDOS TOTALES					
CUARTOS	MUESTRA	PESO (gr)+ PAPEL FILT	VOL.MUESTRA (mL)	PESO DESPUES DE 105°C	SST
	INICIAL	31,1717	20	31,1841	0,62
	FINAL	30,0101	20	30,0321	1,1

Para los resultados obtenidos en los sólidos suspendidos totales provenientes del lavado de vehículos de transporte de residuos biomédicos se tomaron 12 muestras de dos vehículos diferentes por 6 días. Las muestras tomadas el mismo día se mezclaron para obtener seis ensayos diferentes. Esto se hizo porque esta agua va a un mismo tanque de almacenamiento mezclándose entre sí. La tendencia de la gráfica anterior nos indica que cada día los sólidos suspendidos aumentan aunque no es muy alto su valor y la norma nos indica que el valor permisible es de 400mg/L.

Este valor bajo se debe a que la mayoría de material transportado en los vehículos no genera gran cantidad de sólidos cuando se hace su lavado correspondiente además antes de ser

lavado cada vehículo es barrido correspondientemente por su respectivo operario generando que estos se reduzcan.

4.5 PRUEBA DE JARRAS

4.5.1 PRUEBA DE JARRAS REALIZADAS A AGUAS RESIDUALES PROVENIENTE DEL LAVADO DE VEHICULOS DE TRANSPORTE DE RESIDUOS HOSPITALARIOS

Para este procedimiento se tomaron seis muestras de aguas residuales proveniente del lavado de vehículos de transporte de residuos biomédicos. Estas aguas provenientes de dos vehículos diferentes, se mezclaron para realizar esta prueba. Esto se realizó por que en el momento de lavar los vehículos el agua proveniente de estos va a un mismo tanque de almacenamiento para su posterior tratamiento. **(ANEXO 4)**

Se obtuvieron los siguientes resultados mostrados en la tabla 19 que se encuentra a continuación:

TABLA 19. VALORES DE PRUEBA DE JARRAS REALIZADAS A AGUAS RESIDUALES PROVENIENTE DEL LAVADO DE VEHICULOS DE TRANSPORTE DE RESIDUOS BIOMEDICOS

VEHÍCULOS				
DIA	DOSIS DE COAGULANTE (mL)		pH	Tiempo (min)
1		1	6,55	12,11
1		2	6,72	8,01
1		3	6,7	9,4
1		4	6,68	12,34
1		5	6,66	13,54
1		6	6,65	18,45
2		1	6,68	13,34
2		2	6,7	8,54
2		3	6,7	10,56
2		4	6,66	13,43
2		5	6,64	15,23
2		6	6,63	16,45
3		1	6,78	13,09
3		2	6,73	9,12
3		3	6,71	14,53
3		4	6,69	18,4
3		5	6,67	20,1
3		6	6,66	20,34

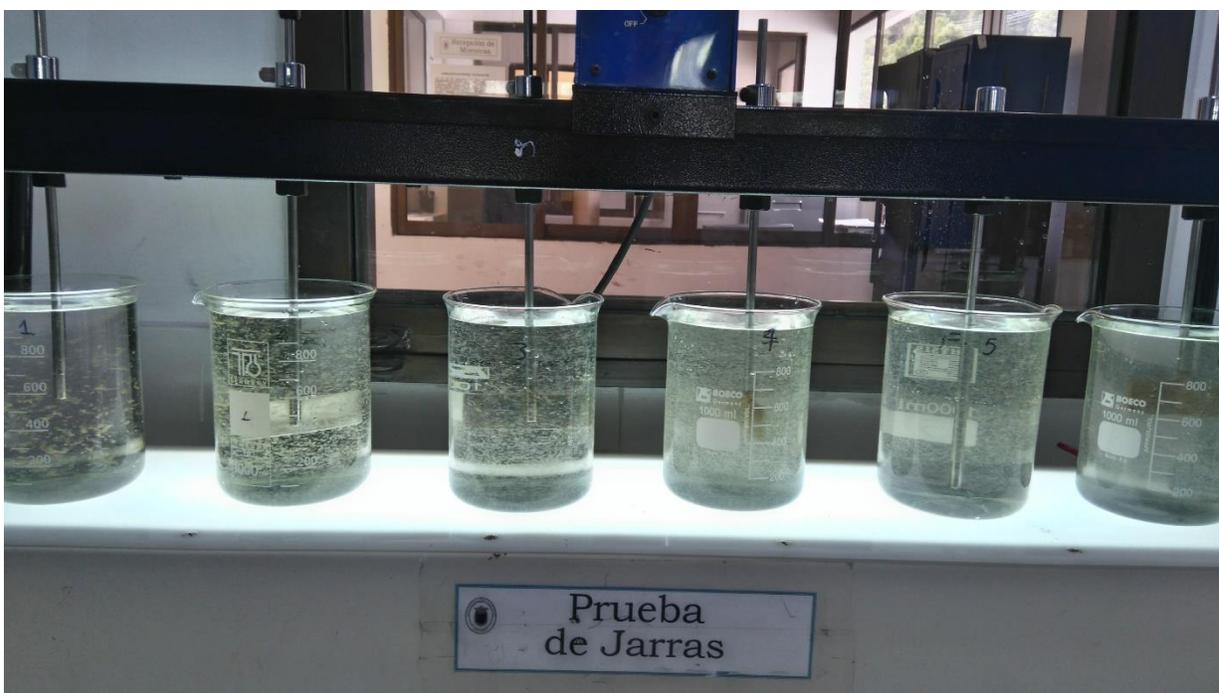
Las pruebas se realizaron en seis vasos de precipitado de 1000mL con dosis de coagulante de 1, 2, 3, 4, 5, 6 mL. El coagulante utilizado fue sulfato de aluminio ($Al_2(SO_4)_3$) comercial por su bajo costo y por ser el más utilizado para el tratamiento de aguas residuales. Sulfato de

Aluminio tipo B (contenido de hierro inferior al 1,5%). Es ampliamente usada en la industria, comúnmente como coagulante en la purificación de agua potable y en la industria.

En los tres ensayos realizados se observó que la dosis óptima de coagulante fue de 2mL por cada litro de agua residual que equivale a 20mg por cada litro y el tiempo de sedimentación varía entre 8 y 10 min.

Según la norma de vertimientos para aguas al alcantarillado público y suelos el pH tiene que estar en un rango de 6-9, por lo tanto es adecuado el pH obtenido en las pruebas ya que el menor pH obtenido fue de 6,7.

Imagen 9. ENSAYO DE PRUEBA DE JARRAS REALIZADO A AGUAS RESIDUALES PROVENIENTE DEL LAVADO DE VEHICULOS DE TRANSPORTE DE RESIDUOS BIOMEDICOS



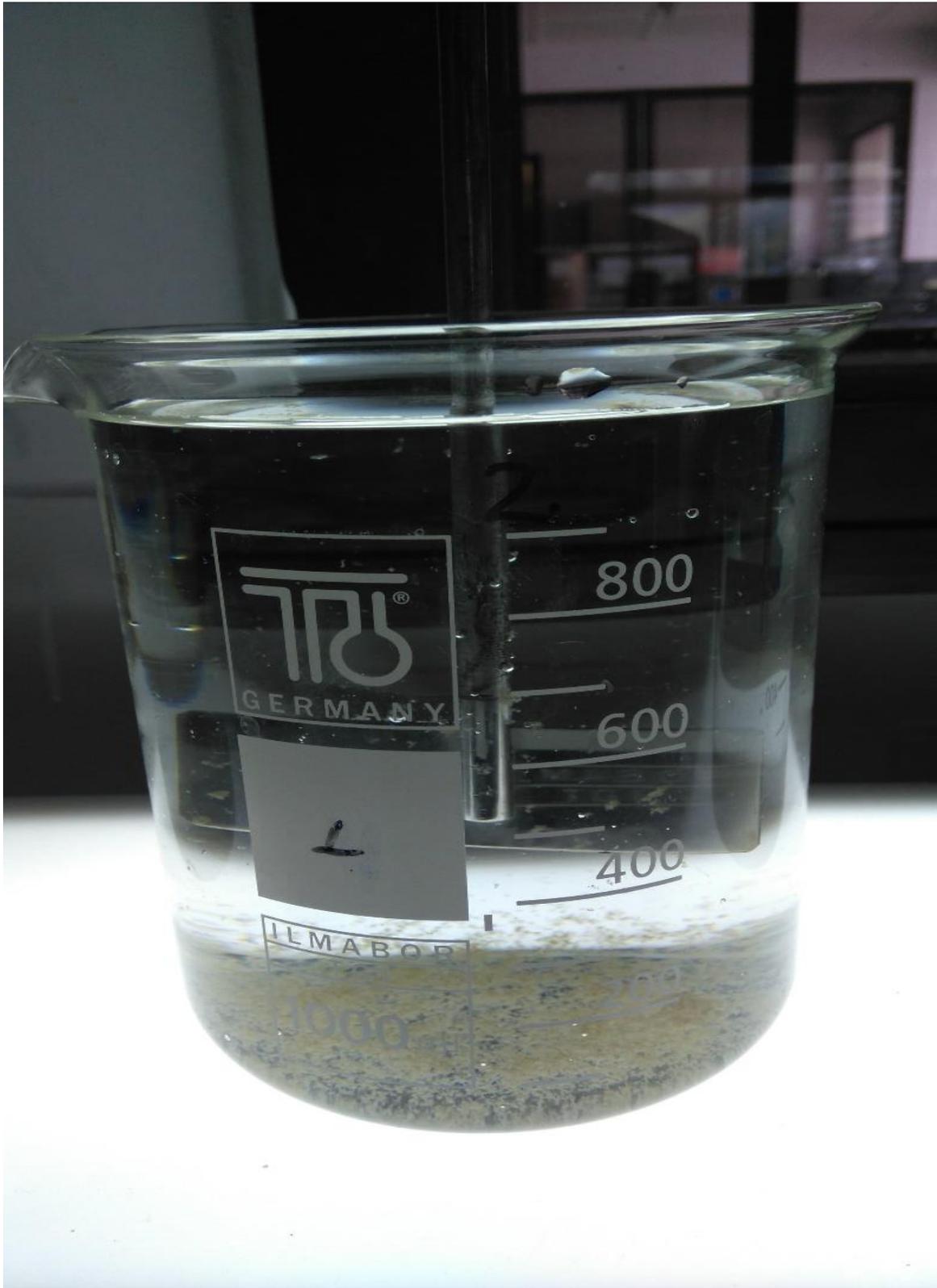
La imagen 9 nos muestra el ensayo realizado a las aguas residuales proveniente del lavado del vehículo del transporte de residuos biomédicos. Podemos observar el aglutinamiento obtenido con las diferentes dosis aplicadas a estas aguas

Las imágenes 10 y 11 muestran el comportamiento de las aguas residuales durante la aglutinamiento y después del aglutinamiento

Imagen 10. DOSIS ÓPTIMA DE CUOGULANTE PARA AGUAS RESIDUALES PROVENIENTE DEL LAVADO DE VEHICULOS DE TRANSPORTE DE RESIDUOS DE BIOMEDICOS



Imagen 11. AGUA RESIDUAL DESPUES DEL TIEMPO DE SEDIMENTACION



4.5.2 PRUEBA DE JARRAS REALIZADA A LAS AGUAS PROVENIENTES DEL LAVADO DE LOS CUARTOS FRIOS DE ALMACENAMIENTO DE BIOMEDICOS

Para este ensayo se realizó el mismo procedimiento practicado en la prueba de jarras para el análisis de aguas residuales proveniente del lavado de vehículos de transporte de residuos biomédicos. En este caso se varió la dosis de coagulante ya que según la prueba de sólidos suspendidos totales la cantidad de estos es mayor. Las dosis utilizadas fueron 2, 2.5, 3, 4.5, y 7.5mL por cada litro de agua residual.

Se obtuvieron los siguientes resultados mostrados en la tabla 20 que se encuentra a continuación.

TABLA 20. PRUEBA DE JARRAS REALIZADAS A LAS AGUAS RESIDUALES DE LAVADO DE CUARTOS FRIOS DE ALMACENAMIENTO DE BIOMEDICOS

CUARTOS			
DIA	DOSIS DE COAGULANTE (mL)	pH	Tiempo (min)
1	2	7,3	27
1	2,5	7,26	26,45
1	3	7,17	25,09
1	4,5	7,11	23,45
1	7,5	6,89	8,03

Al terminar la prueba se obtuvo que la dosis optima necesaria para el total aglutinamiento de los sólidos en de 7.5 mL por cada litro de agua residual que equivale a 75 mg por cada litro con un pH de 6,89 el cual está en el rango en la norma de vertimientos.

4.5.3 RESULTADO DE COLIFORMES TOTALES Y FECALES

Para estas pruebas se tomaron 6 muestras de agua residual de 2 vehículos diferentes de transporte de residuos biomédicos a las 1.30 pm del día 14 de mayo. Los frascos de vidrio con tapa fueron previamente esterilizados en un horno a 105°C por 3 horas. Las muestras después de tomadas fueron refrigeradas en una cava como se muestra 12 en la siguiente figura para su inmediato transporte al laboratorio.

Imagen 12. MUETRAS DE AGUAS RESIDUALES PROVENIENTES DEL LAVADO DE VEHICULOS DE TRANSPORTE DE RESIDUOS BIOMEDICOS PARA ANALISIS DE COLIFORMES TOTALES Y FECALES



Para la determinación de coliformes totales y fecales las muestras fueron llevadas al laboratorio de aguas de la universidad **FRANCISCO DE PAULA SANTANDER** sede los patios donde utilizaron el método de membrana filtrante para análisis de microbiológico del agua donde se obtuvieron los siguientes resultados:

- **COLIFORMES TOTALES:** >1600 UFC/100mL
- **COLIFORMES FECALES:** >100 UFC/100mL

4.6 DISEÑO DE TANQUE DE AGUAS RESIDUALES DE RESIDUOS BIOMEDICOS

Para este caso se diseñara un tanque que almacene el agua residual para tres día de lavados, sabemos que el máximo de agua gastada por vehículo es de 100L y que diariamente se lavan 3 vehículos. Con estos datos encontraremos las medidas adecuadas para el diseño de un tanque de almacenamiento de agua residual.

- *Cantidad de agua gastada = 3veh * 100L*
Cantidad de agua gastada= 300L
- *cantidad de agua de 3 dias = 3 dias * 300L*
Cantidad de agua de 2 días= 900L

El vaciado del tanque tendrá una excepción, cuando se laven los 3 juntos (cuartos, contenedores y vehículos) se desocupara el tanque diariamente.

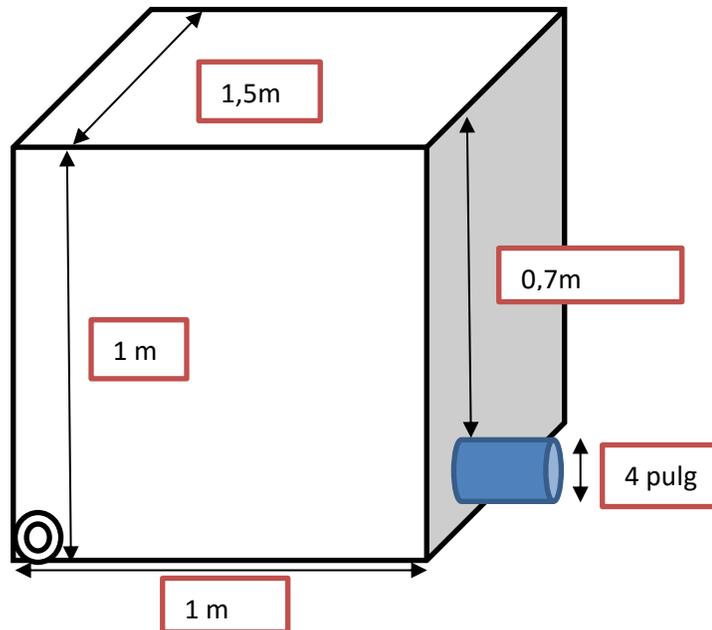
- *Cantidad de agua gastada por vehiculo = 3veh * 300L/hehiculo*
Cantidad de agua gastada= 300L
- *Cantidad de agua gastada por cuarto frio = 3cuartos * 150L/cuarto*
Cantidad de agua gastada= 450L
- *Cantidad de agua gastada por contenedor = 53veh * 9L/contenedor*
Cantidad de agua gastada= 477L

Gasto total diario **Gasto total = 300L + 450L + 477L**

- **Gasto total = 1227L**

El tiempo de vaciado del tanque será corto para evitar olores y proliferación de microorganismos

Se construirá un tanque de almacenamiento mayor a 1,227m³, para ocasiones que el la cantidad de agua residual del lavado supere el gasto de agua normal. Por este motivo el tanque tendrá un volumen de 1,5m³



$$\text{vol. del tanque} = l * h * A$$

Donde:

- L= Largo del tanque (m)
- h= Altura del tanque (m)
- A= Ancho del tanque (m)

$$\text{vol. del tanque} = 1m * 1m * 1,5m$$

$$\text{vol. del tanque} = 1,5m^3$$

El tanque estará abierto en la parte superior y tendrá una tubería de desagüe de 2 pulg de diámetro, se ubicara a 0,7m de la parte superior. Esta tubería se instala en esta posición por la sedimentación que ocurrirá en estos días mientras el tanque llega a su capacidad total. Además contara con otra tubería de 2 pulg de diámetro que servirá para evacuar los sólidos sedimentados (lodos) en el momento de limpieza del tanque.

El material de construcción del tanque será concreto y la tubería de PVC.

4.7 CALCULO PARA EL CANAL DE LLEGADA

Se diseñara un canal de conducción a cielo abierto y con sección rectangular del mismo ancho de la tubería de llegada, esto con el fin de mantener constantes la velocidad y el tirante del agua. La longitud del canal de acceso no necesariamente habrá de ser calculada pero habrá de ser suficiente para dar cabida a la basura que se aglomere en las rejillas.

- **Calculo del caudal de diseño:**

Como el tiempo de llenado de tanque es 3 días si se lavan solo vehículos y un día si se lava vehículos, cuartos fríos y contenedores necesitaremos hallar el caudal de descarga de la tubería de salida del tanque.

Para este caso utilizamos la ecuación de Bernoulli:

$$P_1 + dgh_1 + \left[\frac{dv_1^2}{2} \right] = P_2 + dgh_2 + \left[\frac{dv_2^2}{2} \right]$$

Como el fluido está expuesto a la atmosfera $P_1 = P_2$

$$dgh_1 + \left[\frac{dv_1^2}{2} \right] = dgh_2 + \left[\frac{dv_2^2}{2} \right]$$

Simplificamos d a ambos lados y la eliminamos:

$$d\left(gh_1 + \left[\frac{v_1^2}{2} \right]\right) = d\left(gh_2 + \left[\frac{v_2^2}{2} \right]\right)$$

Multiplicamos por 2:

$$2(gh_1) + v_1^2 = 2(gh_2) + v_2^2$$

La velocidad inicial $v_1^2 = 0$, el fluido está en reposo.

$$2(gh_1) - 2(gh_2) = v_2^2$$

Donde:

- $h_1 = 1m$
- $h_2 = 0,7m$
- $g = 9,81 m/s^2$

Hallamos la velocidad de descarga

$$v_2 = \sqrt{2 \left(9,81 \frac{m}{s^2} * 1m \right) - 2 \left(9,81 \frac{m}{s^2} * 0,7m \right)}$$

$$v_2 = 2,4261 m/s$$

La tubería de salida será de 4 pulgadas

$$4pulg * \left[\frac{2,54cm}{1pulg} \right] = 10,16m$$

Área del círculo:

$$A_{circulo} = \pi r^2$$

$$A_{circulo} = \pi(0,0508^2)m$$

$$A_{circulo} = 8,107319 * 10^{-3}m$$

Caudal de descarga: utilizando la ecuación de continuidad (**Ecuacion.2**)

$$Q = A * V$$

Donde

- A= área (m²)
- V= velocidad de salida (m/s)

$$Q = 8,107319 * 10^{-3}m * 2,4261 m/s$$

$$Q = 0,01967m^3/s$$

La velocidad aproximada debe estar 0,30 m/s – 0,6m/s (velocidad propuesta para limpieza manual). [20]

$$Q_{max} = 0,01967m^3/s$$

Por continuidad:

$$Q_{max} = A * V$$

$$A = Q_{max}/V$$

$$A = [0,01967(m^3/s)/0,6(\frac{m}{s})]$$

$$A = 0,035m^2$$

Asumiendo un ancho de canal de $0,25 m = b$

$$A = L * b$$

Donde L es el tirante o profundidad de flujo

$$L = A/b$$

$$L = 0,035m^2/0,25m$$

$$L = 0,14 \approx 0,15m$$

Se considera 15 cm más para que no trabaje a canal lleno $L = 30cm$

TABLA 21. DIMENCINES DEL CANAL DE LLEGADA

MEDIDAS DEL CANAL	
Q (caudal maximo)	0,01967 m3/s
A (area del canal)	0,03278 m2
L (alto del canal)	30 cm
b (ancho del canal)	25 cm

El canal de llegada tiene como función recibir el agua que llega directamente a la planta. Con la finalidad de que el flujo d agua sea constante se ha propuesto una pendiente de 3% para que la velocidad sea de 2,4261 m/s y un caudal máximo de 0,01967m³/s.

4.8 DISEÑO DE REJILLAS

Las rejas se fabrican con barras de acero soldadas a un marco que se coloca transversalmente al Canal. Las barras están colocadas verticalmente o con una inclinación de 30 a 80° respecto a la horizontal. Las rejas de barras pueden limpiarse a mano o mecánicamente. Las características en ambos casos se comparan en la siguiente **TABLA. (ANEXO 6)**

En los procesos de tratamiento de agua residual, las rejas se utilizan para proteger bombas, válvulas, tuberías y otros elementos, contra los posibles daños e obstrucciones provocadas por la presencia de objetos extraños de gran tamaño.

CRITERIOS DE DISEÑO

- Para la cámara de rejas se emplearan barras.
- Inclinación de las rejas 45 ° con respecto a la vertical.
- Espesor de las barras propuestas $S= 0,005m$
- Separación libre entre cada barra $0,0254m$
- Ancho del canal de entrada $b= 0,25m$
- Velocidad a través de las rejas limpias $0,30 m/s$
- Velocidad a través de las rejas obstruidas $0,60 m/s$

Calculo de área libre: **(Ecuacion.8)**

$$Al = \frac{Q_{max}}{vel. reja obstruida}$$

$$Al = \frac{0,01967 (m^3/s)}{0,6 \left(\frac{m}{s}\right)}$$

$$Al = 0,0327m^2 \approx 0,035m^2$$

Debido a que propone un ancho de canal de $b= 0,25m$ se calcula el tirante de agua. Además la forma del canal es rectangular

Para calcular el tirante de agua dentro del canal utilizamos: **(Ecuacion.9)**

$$h = Al/b$$

$$h = \frac{0,035m^2}{0,25m}$$

$$h = 0,14 \approx 0,15 m$$

Para la altura del canal se recomienda que sea el doble de la altura del tirante de agua. **(Ecuacion.10)**

$$H = h + (Hs * 100\%)$$

Donde $Hs=$ altura propuesta por el diseñador.

$$H = 0,15m + (0,15 * 1)$$

$$H = 0,30m$$

Calculo la suma de separación entre las barras:

$$b = \left[\frac{bg}{e} - 1 \right] (s + e) + e$$

$$250mm = \left[\frac{bg}{25,4mm} - 1 \right] (5mm + 25,4mm) + 25,4mm$$

$$(7,388 + 1) * 25,4mm = bg$$

$$bg = 213,05 \approx 214mm$$

Donde:

- b= ancho del canal (mm)
- suma de la separación entre las barras (mm)
- separación entre barras (mm)
- espesor de las barras (mm)

Longitud de las barras: calculamos la longitud con: **(Ecu.11)**

$$Lb = h/\text{sen}\phi$$

$$Lb = 0,15m/\text{sen}45$$

$$Lb = 0,23m \approx 0,25m$$

Área de espacio

$$A_E = Lb * bg$$

$$A_E = 0,25m * 0,24m$$

$$A_E = 0,0624m^2$$

Calculo la velocidad que fluye a través del espacio de las rejillas mediante la ecuación de continuidad:

$$Q = V * A$$

$$V = Q/A$$

$$V = 0,01967(m^3/s)/0,0624m^2$$

$$V = 0,3152m/s$$

Calculo el número de barras necesarias: **(Ecuacion.12).**

$$n^{\circ} = \left[\frac{bg}{e} \right] - 1$$

$$n^{\circ} = \left[\frac{214mm}{25,4} \right] - 1$$

$$n^{\circ} = 7,42 \approx 8 \text{ barras}$$

Se comprueba que la velocidad de perdida de carga entre rejillas sea menor que 15cm. **(Ecuacion.13)**

$$hf = \left[\frac{1}{0,7} \right] * [(V^2 - v^2)/2g]$$

$$hf = \left[\frac{1}{0,7} \right] * \frac{\left[\left(\frac{0,3152m}{s} \right)^2 - \left(\frac{0,3m}{s} \right)^2 \right]}{2 * 9,81m/s^2}$$

$$hf = 0,06808 * 10^{-4}m$$

$$0,06808cm \leq 15 \text{ cm}$$

TABLA 22. DIMENSIONES DE LAS REJILLAS

MEDIDAS DEL CANAL DE REJILLAS	
Q (caudal de diseño)	0,01967m ³ /s
Ancho	25cm
Alto	30cm
Longitud de las barras	0,25
n° de barras	8

La rejilla tiene el mismo ancho del canal (25cm) pero un ángulo de inclinación de 45° con respecto a la horizontal del canal. Está ubicada dentro del canal de llegada con el fin de que el agua residual proveniente del tanque de recolección se libre de sólidos, residuos y material flotante presente antes de que entre a la planta

4.9 DISEÑO DEL DESARENADOR

La arena y las piedras necesitan ser removidas a tiempo en el proceso para prevenir daño en las bombas y otros accesorios o equipos en las etapas restantes del tratamiento. Así como es importante debido a que la presencia de arenilla y grasa atrasan el proceso de que las bacterias oxigenadas maten a las bacterias nocivas.

4.9.1 PARAMETROS DE DISEÑO DEL DESARENADOR.

- $V = 0,3 \text{ m/s}$ (velocidad constante que permite que la arena sedimente a una velocidad de sedimentación de $0,02 \text{ m/s}$)
- Longitud adicional por tubería. $L = 0,25L$
- $L =$ Longitud del canal desarenador
- $Q = 0,01967 \text{ m}^3/\text{s}$

Si el peso de la arena es sustancialmente menor a 2,56 debe usarse velocidades de sedimentación inferiores a las expuestas. En este caso usaremos 2,65

$$A = b(1,5)b^2$$

$$Q_{max} = \frac{0,01967 \text{ m}^3}{\text{s}} * \left[\frac{3600 \text{ s}}{1 \text{ h}} \right] * \left[\frac{24 \text{ h}}{1 \text{ dia}} \right] = 1699,488 \text{ m}^3/\text{dia}$$

$$v = \left[\frac{0,3 \text{ m}}{\text{s}} \right] * \left[\frac{3600 \text{ s}}{1 \text{ h}} \right] * \left[\frac{24 \text{ h}}{1 \text{ dia}} \right] = 25920 \text{ m}/\text{dia}$$

Área del desarenador:

$$A = Q/V$$

$$A = [1699,488 (\text{m}^3/\text{s}) / 25920 (\text{m}/\text{dia})]$$

$$A = 0,0655 \text{ m}^2 \approx 0,07 \text{ m}^2$$

Calculamos el ancho "b" del desarenador para luego calcular su profundidad "h"

$$A = b(1,5)b^2$$

$$b = \sqrt[2]{A/1,5}$$

$$b = \sqrt[2]{0,07 \text{ m}^2 / 1,5}$$

$$b = 0,216 \text{ m} \approx 0,22 \text{ m}$$

Conociendo b se puede encontrar h

$$h = 1,5b$$

$$h = 1,5(0,22 \text{ m})$$

$$h = 0,33 \text{ m}$$

Calculamos el tiempo de sedimentación: **(Ecuacion.15)**

$$t_r = \left[\frac{h}{\text{vel. sedimentacion de particulas}} \right]$$

$$t_r = \left[\frac{0,33m}{0,02m/s} \right]$$

$$t_r = 16,5 \text{ seg}$$

Luego calculamos la distancia del sedimentador: **(Ecuacion.16)**

$$L = t_r * v$$

$$L = 16,5 \text{ seg} * 0,3m/s$$

$$L = 16,5 \text{ seg} * 0,3m/s$$

$$L = 4,95m$$

Debido a que se debe considerar un % adicional para evitar turbulencia en el desarenador.

$$La = 0,25 L$$

$$La = (0,25 * 4,95) + 4,95$$

$$La = 6,18m \approx 6,5m$$

Ubicación de la pantalla (el ras 2000 nos indica que la pantalla debe estar ubicada a L/4 del largo del desarenador.

$$U_{pantalla} = L/4$$

$$U_{pantalla} = 6,5m/4$$

$$U_{pantalla} = 1,625m \approx 1,7m$$

Altura de la lámina de agua en el vertedero. **(Ecuacion.17)**

$$Q = 1,84Lv * Hv^{\left(\frac{3}{2}\right)}$$

$$Hv = \left(\frac{Q}{1,84Lv} \right)^{\left(\frac{2}{3}\right)}$$

$$Hv = \left(\frac{0,01967m^3/s}{1,84 * 0,22m} \right)^{\left(\frac{2}{3}\right)}$$

$$Hv = 0,1331m$$

Velocidad de sedimentación:(**Ecuacion.18**)

$$V_s = \left[\frac{g(P_{arena} - P_{H_2O})}{18\mu} \right] d^2$$

Donde:

- d= diámetro de la partícula = 0,001 cm (Recomendado por el RAS 2000 para aguas sin posteriores tratamiento).

$$V_s = \left[\frac{981 \text{ cm/s}^2 (2,65 - 0,98)}{18 * 0,0086 \text{ cm}^2/\text{s}} \right] (0,010 \text{ cm})^2$$

$$V_s = 1,0583 \text{ cm/s}$$

Pendiente canal desarenador: utilizando la fórmula de Manning (**Ecuacion.4**)

$$v = \left[\frac{1}{n} \right] * RH^{\frac{2}{3}} * S^{1/2}$$

Donde:

- RH= radio hidráulico
- S= pendiente del tubo
- n= coeficiente de rugosidad = 0,0015

Con la (**Ecu.3**) hallamos el perímetro mojado

$$RH = \frac{\text{Area}}{\text{Perimetro mojado}}$$

$$\text{Perimetro mojado} = b + 2h$$

$$\text{Perimetro mojado} = 0,22\text{m} + 2 * (0,33\text{m})$$

$$\text{Perimetro mojado} = 0,88\text{m}$$

$$RH = \frac{0,07\text{m}^2}{0,88\text{m}}$$

$$RH = 0,0795\text{m}$$

Despejando de la fórmula de Manning la pendiente S:

$$S = \sqrt[2]{v * n * RH^{2/3}}$$

$$S = \sqrt[2]{0,3m/s * 0,015 * 00795m^{2/3}}$$

$$S = 0,028\%$$

Longitud más alejada donde cae el chorro. **(Ecuacion.19)**

$$Xs = 0,36 * v^{2/3} * 0,6h^{4/7}$$

$$Xs = 0,36 * (0,3m/s)^{2/3} * 0,6(0,33m)^{4/7}$$

$$Xs = 0,47 m$$

TABLA 23. DIMENSIONES DEL DESARENADOR

MEDIDAS DEL DESARENADOR	
Ancho	0,22m
Profundidad	0,33m
Tiem. Sedim	16,5 seg
Dis.sedimentador	6,5m
Vel.sedimentacion	1,058m/s
Pendiente de Sed.	0,10%
Area del desareandor	0,07m2

Esta estructura diseño para retener la arena que traen las aguas residuales a fin de evitar que ingresen, al canal parshall, y lo obstaculicen creando serios problemas.

4.10 DISEÑO DEL CANAL PARSHALL

La canaleta Parshall está constituida por tres partes fundamentales que son: la entrada, la garganta y la salida. La entrada está formada por dos paredes verticales simétricas y convergentes, el fondo es inclinado con pendiente ascendente 4:1 **(ANEXO 7)**

La garganta está formada por dos paredes verticales paralelas, el fondo es inclinado con una pendiente descendente 2,67:1. La distancia de la sección de la garganta determina el tamaño del medidor y se designa por w. La salida está formada por dos paredes verticales divergentes y el fondo es ligeramente inclinado con una pendiente ascendente de 17,9:1. [21]

$$T = 2W$$

Donde:

- $T = \text{Ancho del canal} = 25\text{cm}$

$$W = T/2$$

$$T = \left[\frac{25\text{cm}}{2} \right]$$

$$T = 12,5\text{cm}$$

$$T = 125\text{mm} \approx 6''$$

TABLA 24. MEDIDAS TÍPICAS DE MEDIDOR PARSHALL

6''	152.4	414	610	394	397	610	305	610	76	114	51	76
-----	-------	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	----	-----	----	----

Los valores de la tabla 23 corresponden a las dimensiones del canal parshall que se va a diseñar en la planta de tratamiento: en el anexo 12 se muestran todas las medidas para construcción del canal parshall

- **W** = Tamaño de la garganta.= 152,4 mm
- **A** = Longitud de la pared lateral de la sección convergente.=414mm
- **B** = Longitud axial de la sección convergente.=610mm
- **C** = Ancho del extremo de aguas debajo de la canaleta.=394mm
- **D** = Ancho del extremo de aguas arriba de la canaleta.=397mm
- **E** = Profundidad de la canaleta.=610mm
- **F** =Longitud de la garganta.=305mm
- **G** = Longitud de la sección divergente.=610mm
- **K** = Diferencia de nivel entre el punto más bajo de la canaleta y la cresta.=76mm
- **N** = Profundidad de la depresión en la garganta debajo de la cresta.=114mm

Se obtiene que para un ancho de garganta de 6'' se necesita una capacidad mínima de caudal de 1.52 L/seg a una máxima de 110.4 L/seg y como el caudal máximo horario de diseño de nuestra planta es 19,67 L/seg, podemos decir que se cumple con la norma. [22]

La tabla 24 mostrada a continuación describe los valores de capacidad máxima y mínima

TABLA 25. LIMITES DE APLICACION DE MEDIDOR PARSHALL

LÍMITES DE APLICACIÓN. MEDIDORES PARSHALL CON DESCARGA LIBRE
(manual de hidráulica de J.M. de Azevedo Netto y Guillermo Acosta Alvarez, 6ª Edición)

W (pulg y em)	Capacidad (l/s)		
	Mínima	Máxima	
3	7,6	0,85	53,8
6	15,2	1,52	110,4
9	22,9	2,55	251,9
1	30,5	3,11	455,6
1 ^{1/2}	45,7	4,25	696,2
2	61,0	11,89	936,7
3	91,5	17,26	1 426,3
4	122,0	36,79	1 921,5
5	152,5	62,8	2 422
6	183,0	74,4	2 929
7	213,5	115,4	3 440
8	244,0	130,7	3 950
10	305,0	200,0	5 660

Los valore K y n se obtienen de la siguiente tabla 25: [22]

TABLA 26. VALORES DEL EXPONENTE n Y COEFICIENTE K

VALORES DEL EXPONENTE n COEFICIENTE K.
(manual de hidráulica de J.M. de Azevedo Netto y Guillermo Acosta Alvarez, 6ª Edición)

W	(m)	n	K	
			Unidades métricas	Unidades inglesas
3"	0,076	1,547	0,176	0,0992
6"	0,152	1,580	0,381	2,06
9"	0,229	1,530	0,535	3,07
1'	0,305	1,522	0,690	4,00
1 ^{1/2} '	0,457	1,538	1,054	6,00
2'	0,610	1,550	1,426	8,00
3'	0,915	1,566	2,182	12,00
4'	1,220	1,578	2,935	16,00
5'	1,525	1,587	3,728	20,00
6'	1,830	1,595	4,515	24,00
7'	2,135	1,601	5,306	28,00
8	2,440	1,606	6,101	32,00

- $n = 1,580$
- $K = 0,381$

Quedando la fórmula para medir caudal de la siguiente manera:

$$Q = KH^n$$

$$Q = 0,381H^{1,580}$$

Con la descarga libre la única medida de carga H, es necesaria y suficiente para conocer el caudal, esta es hecha en la sección convergente en un punto localizado a 2/3 de la dimensión A.

En esta posición se puede medir el tirante de agua con una regla o se instala un medidor junto a la pared (en metros) para lograr calcular el valor de H y así poder determinar el caudal que está circulando a través de la canaleta parshall.

4.11 DISEÑO DE SEDIMENTADOR

Cuando utilizamos un tanque de sedimentación, encontramos que su objetivo principal es la eliminación de:

- Sólidos sedimentables capaces de formar depósitos de fango en las aguas receptoras
- Aceite libre, grasas y otras materias flotantes,
- Parte de la materia orgánica vertida a las aguas receptoras.

Los tanques de sedimentación primaria dimensionados y operados de manera eficiente pueden eliminar entre el 50% y 70% de los sólidos suspendidos y entre el 25% y 40% de la DBO₅.

4.11.1 PARAMETROS DE DISEÑO DEL SEDIMENTADOR PRIMARIO:

Se diseñara un tanque de sedimentación primario de forma rectangular, cuyo diseño se describe a continuación. Lo primero que se debe calcular es el área superficial necesaria. Dado el caudal medio diario 8,449 L/seg y que equivale a 730,08 m³/día y proponiendo un valor de carga de superficie de 30m³/m²*día (**ANEXO 8**) se calcula el área superficial necesaria de la siguiente manera: (**Ecuacion.24**)

$$A = \left[\frac{Q}{CS} \right]$$

CS= carga superficial= 30m³/m²*día

$$A = \left[\frac{730,08 \left(\frac{m^3}{día} \right)}{30m/día} \right]$$

$$A = 24,33m^2$$

Para tanques rectangulares, la relación entre el ancho y el largo es de 1:4 a 1:8 y la relación entre el largo y la profundidad debe estar entre 5: 1 y 25: 1. [23] (**Ecuacion.32**)

$$4L^2 = 24,33m^2$$

$$L = \sqrt[2]{24,33m^2/4}$$

$$L = 2,46m \approx 2,5m$$

$$\text{Ancho} = 2,46m * 4$$

$$\text{Ancho} = 9,84m \approx 10m$$

Proponiendo una profundidad de 2m

$$V = 2m * 10m * 2,5m$$

$$V = 50m^3$$

Calculo el tiempo de retención: **(Ecuacion.29)**

$$Tr = v/Q$$

$$Tr = \frac{50m^3}{730,08(m^3/dia)}$$

$$Tr = 0,0684dias$$

$$Tr = 1,64 horas$$

El RAS recomienda que para tanques de sedimentación de flujo horizontal el tiempo de retención debe ser de 1,2- 4 horas lo cual nos dice que las dimensiones del sedimentador están de acuerdo con la norma.

Velocidad de arrastre:

$$V_{arrastre} = \sqrt{[8 * k * (s - 1) * d * g]/f}$$

Donde:

- $V_{arrastre}$ = velocidad horizontal mínima a la cual se inicia el arrastre de partículas
- k = constante que depende del tipo de material arrastrado
- s= peso específico de las partículas
- g= aceleración de la gravedad
- d= diámetro de las partículas
- f= factor de fricción de Darcy – Weisbach.

Los valores más comunes de k son 0,04 para arena unigranular, 0,06 para materia más agregada. El factor de Darcy-Weisbach depende de las características de la superficie sobre la que tiene lugar el flujo y del número de Reynolds, sus valores típicos están entre 0,02 y 0,03. Tanto k y f, son constantes a dimensionales.

$$V_{arrastre} = \sqrt{\left[8 * (0,05) * (1,25 - 1) * (100 * 10^{-6}m) * \frac{9,81m}{s^2}\right] / 0,025}$$

$$V_{arrastre} = 0,0626 \text{ m/s}$$

$$V_H = \frac{Q}{Ax} \quad (\text{Ecu. 33})$$

$$Ax = \text{profundidad} * \text{ancho}$$

$$Ax = 2m * 10m$$

$$Ax = 20m^2$$

$$V_H = 730,08(m^3/dia)/20m^2$$

$$V_H = 36,504m/dia$$

$$V_H = 4,225 * 10^{-4}m/s$$

La velocidad horizontal, es considerablemente menor que la velocidad de arrastre, por lo tanto el material sedimentable no será resuspendido.

Remoción de DBO y SST: los datos de a y b se encuentran en la tabla del **(ANEXO 10)**

$$DBO = \left[\frac{t}{a + bt}\right]$$

$$DBO = \left[\frac{1,64horas}{0,018 + 0,02 * 1,64horas}\right]$$

$$DBO = 32,28\%$$

$$SST = \left[\frac{t}{a + bt}\right]$$

$$SST = \left[\frac{1,64horas}{0,0075 + 0,014 * 1,64horas}\right]$$

$$SST = 53,84\%$$

TABLA 27. DIMENSIONES DEL SEDIMENTADOR

MEDIDAS DEL SEDIMENTADOR	
Area superficial	24,33m ²
Longitud	2,5m
Ancho	10m
Volumen	50m ³
Tiempo de sedimentacion	1,64 horas
velocidad de arrastre	0,0626m/s
%DQO	32,28%
%SST	53,84%

La tabla 26 mostrada anteriormente el diseño del sedimentador se logra un tiempo de retención de 3horas con 38 segundos con un porcentaje de remoción de DQO del 32,28% y porcentaje de remoción de SST de 53,84% por cada funcionamiento de la planta de aguas residuales.

4.12 LECHO DE SECADO DE LODOS

Se diseñó el lecho de secado tomando como guía al RAS 2013 título E el cual nos muestra un diseño de lecho de secado de lodos.

En este diseño de lecho secado de lodos será de 15 a 30 cm de arena que descansan sobre capas de grava de diámetros de 3 a 6 mm en la parte superior y de 18 a 35 mm en la parte inferior con un espesor total de grava de 30 cm.

Las paredes laterales y divisorias de los lechos de secado serán de ladrillo colocados de trinchera y se elevaran unos 35 cm por encima de la superficie de arena y el fondo tendrá una ligera pendiente hacia los tubos de drenaje.

Los lodos se distribuirán en capas de 15 a 20 cm de espesor. Se producirá una pérdida de agua por evaporación y la otra parte es conducida al cuerpo receptor. El lodo seco será inofensivo y puede utilizarse para rellenar depresiones de terreno o como fertilizante.

4.13 DISEÑO DEL FILTRO LENTO DE ARENA

Velocidad de filtración: utilizando la ecuación 36

$$Vf = Q/As$$

$$Vf = 0,01967(m^3/s)/100m^2$$

$$Vf = 1,967 * 10^{-4}m/s$$

$$V_f = 0,708m/h$$

Calculamos el Área superficial utilizando la ecuación 37

$$A_s = \left[\frac{Q}{N * V_f} \right]$$

$$A_s = \left[\frac{70,812m^3/h}{3 * 0,70812m/h} \right]$$

$$A_s = 33,33m^2$$

Calculamos el Coeficiente mínimo de costo utilizando la ecuación 38

$$K = \left[\frac{2 * 3}{1 + N} \right]$$

$$K = \left[\frac{2 * 3}{1 + 3} \right]$$

$$K = 1,5$$

Para hallar la longitud y ancho del filtro utilizamos la ecuación 39 y 40

$$L = (A_s * K)^{1/2}$$

$$L = (33,3m^2 * 1,5)^{\frac{1}{2}}$$

$$L = 7m$$

$$b = (A_s/K)^{1/2}$$

$$b = (33,3m^2/1,5)^{1/2}$$

$$b = 4m$$

4.14 DESINFECCION:

Para desinfección de las aguas proveniente del lavado de vehículos de transporte de residuos biomédicos y cuartos fríos de almacenamiento de residuos biomédicos se tomara como base el reglamento de aguas residuales municipales RAS 2013 título E. [20]

Dosis

Las dosis de cloro para desinfección normal de aguas residuales se encuentran en la tabla 28 mostrada a continuación

TABLA 28. DOSIS DE CLORO PARA DESINFECCIÓN NORMAL DE AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS

TRATAMIENTO	Dosis de cloro para diseño, mg/L
Precloración	20 - 25
Agua residual no tratada, dependiendo de la edad	6 - 15 fresca, 12-30 septica
Efluente primario	8---- 20
Efluente de filtro percolador	3---15
Efluente de lodos activados	2----8
Efluente de filtros de arena	1----6

FUENTE.RAS-2013

Punto de aplicación:

El cloro debe poderse aplicar en dos etapas en caso de ser necesario: antes del tanque de sedimentación secundaria y después de éste.

Para la desinfección se utilizara **HIPOCLORITO DE SODIO** que adecuado para desinfección de aguas residuales la ficha técnica completa se muestra en el **ANEXO 11**

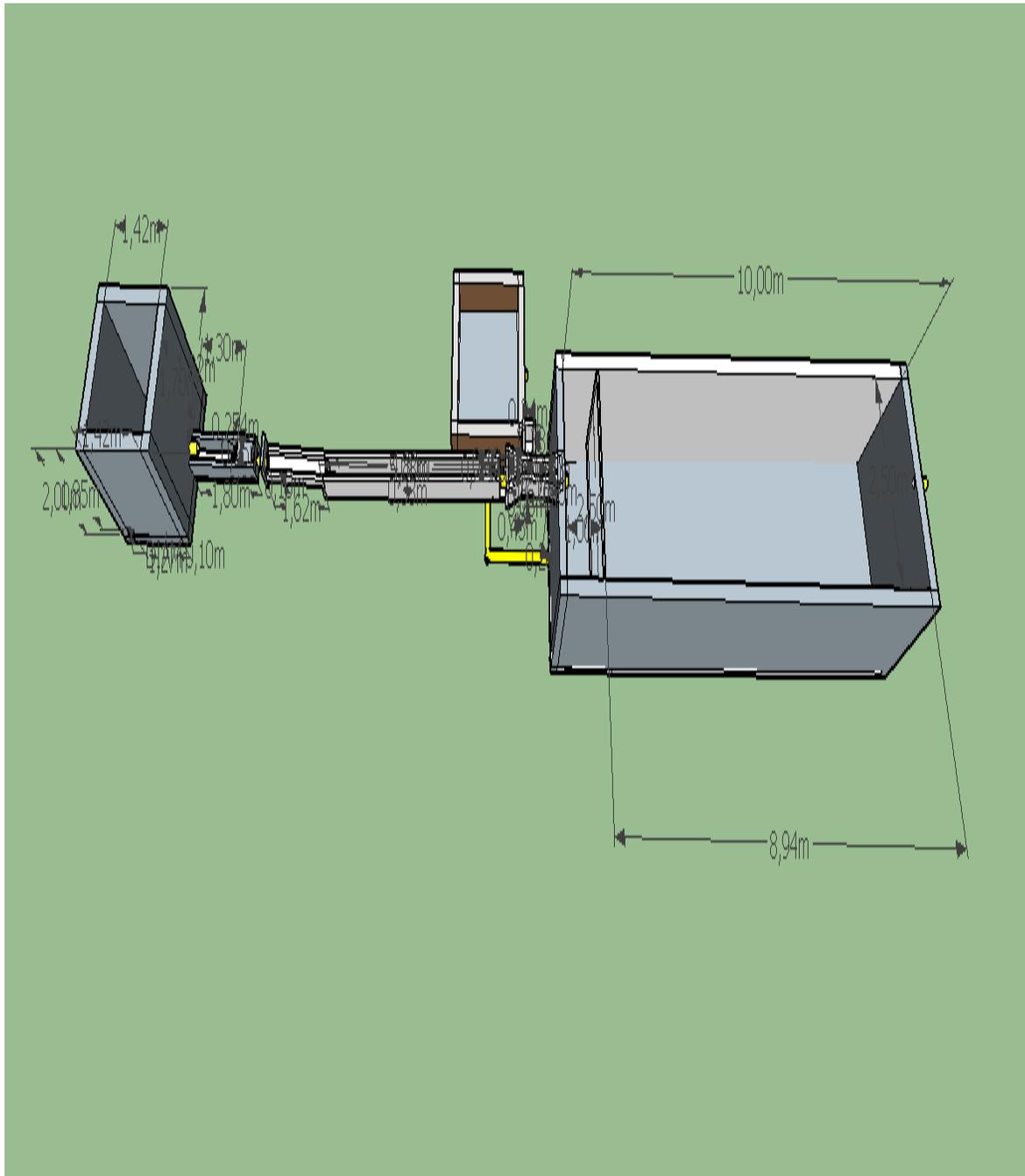
Tiempo de contacto:

El período de contacto en la cámara de cloración no será menor de 30 minutos con base en el caudal medio diario.

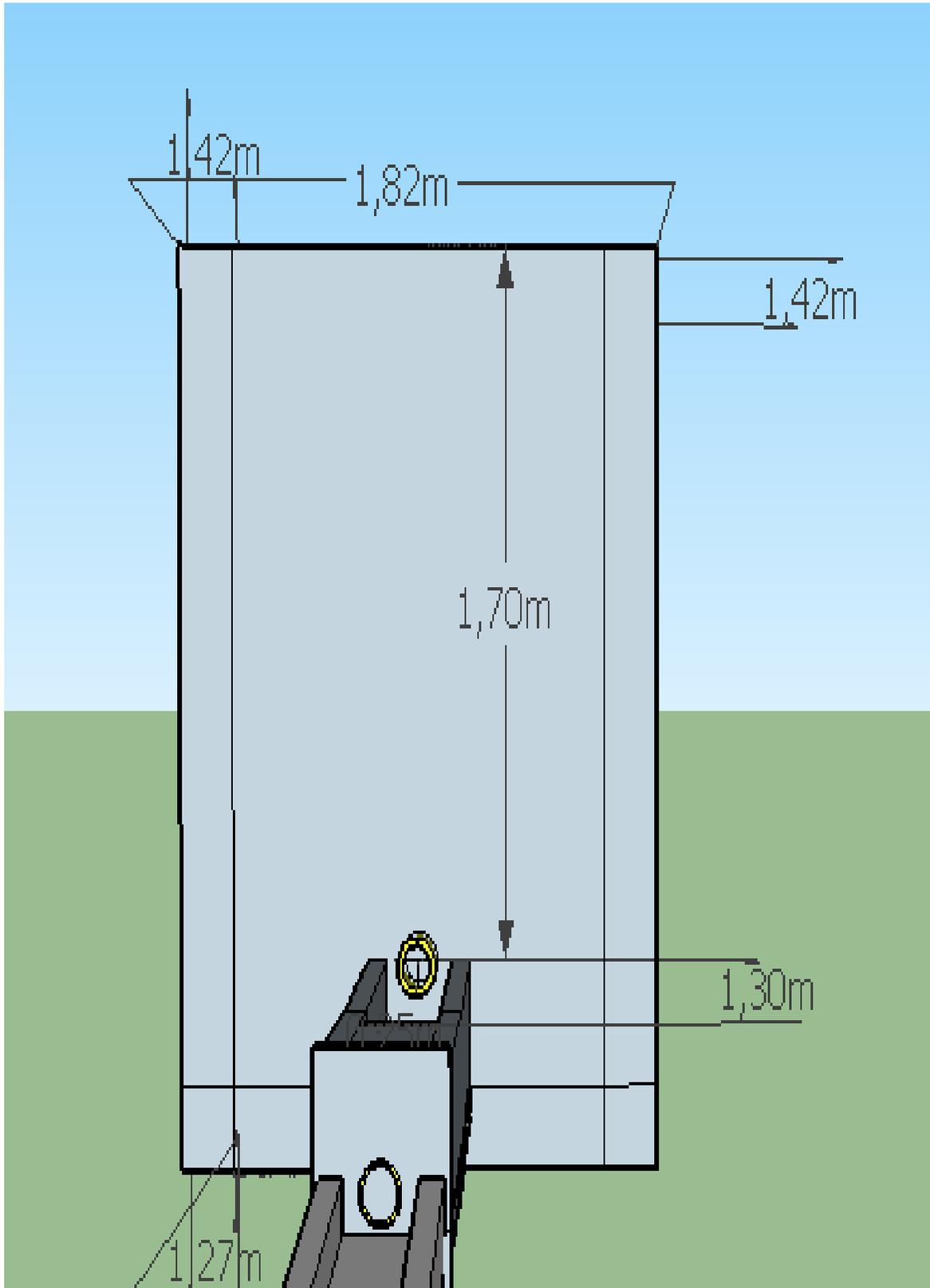
Después de una mezcla rápida sustancial debe proveerse un tiempo de contacto mínimo de quince minutos en el caudal máximo horario o la razón máxima de bombeo.

4.13 DISEÑO DE PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PROVENIENTE DEL LAVADO DE VEHICULOS DE TRANSPORTE DE RESIDUOS BIOMEDICOS, CUARTOS FRIOS DE ALMACENAMIENTO DE VIOMEDICOS Y CONTENEDORES

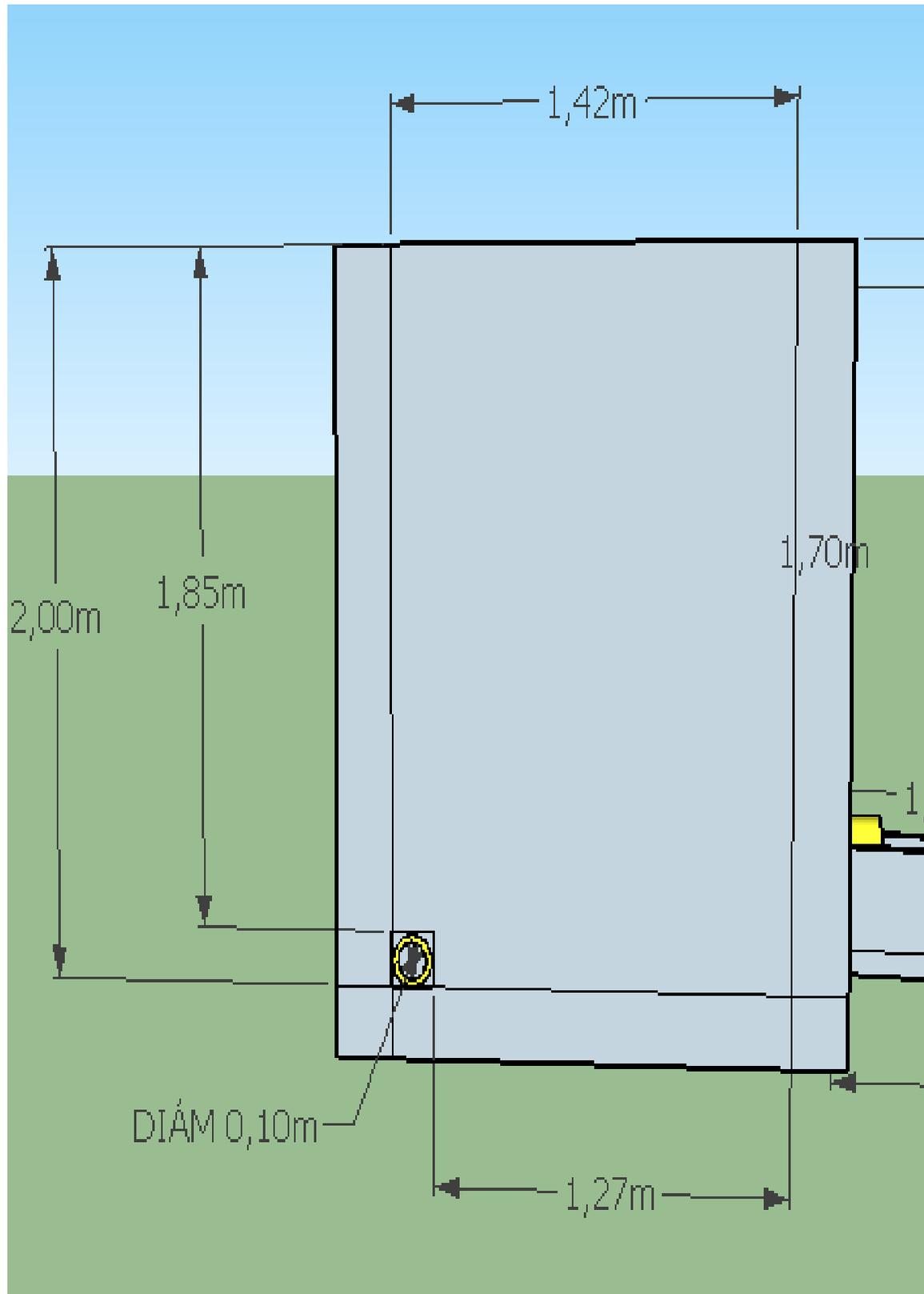
VISTA DE LA PLANTA:



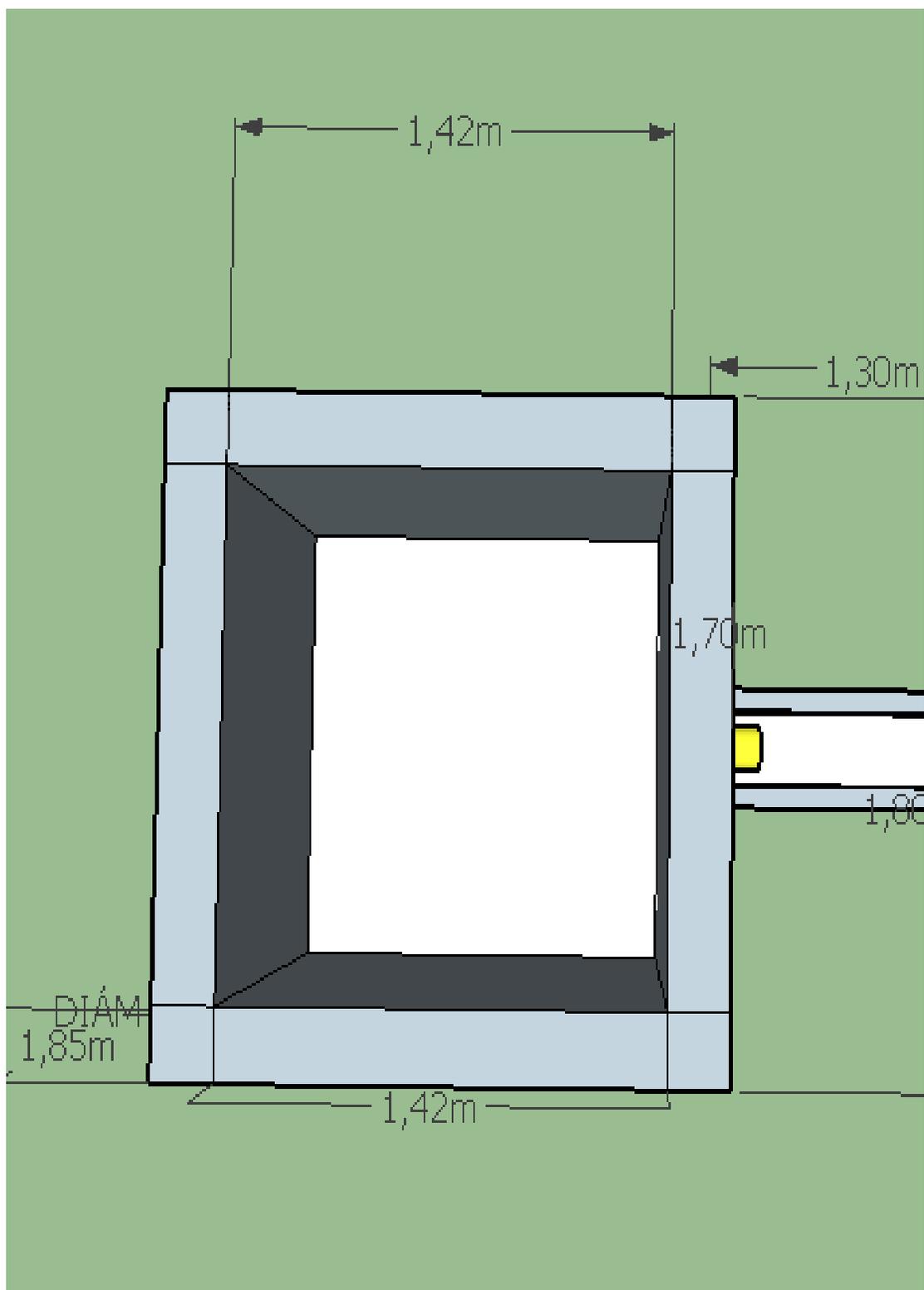
VISTA FRONTAL DEL TANQUE DE ALMACENAMIENTO:



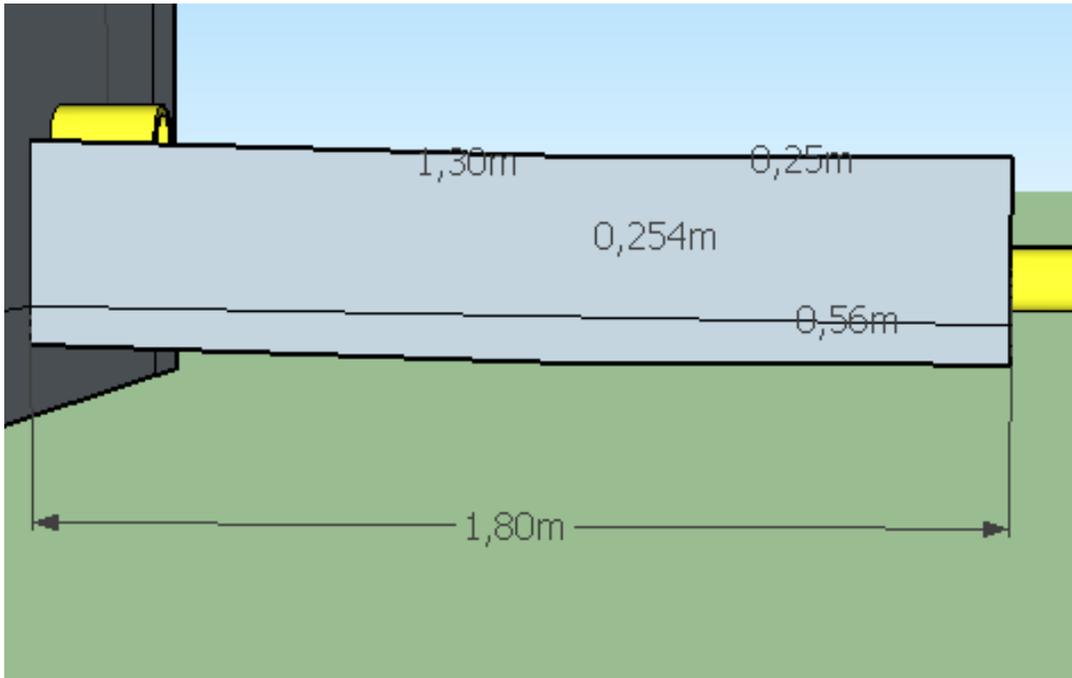
VISTA LATERAL DEL TANQUE DE ALMACENAMIENTO



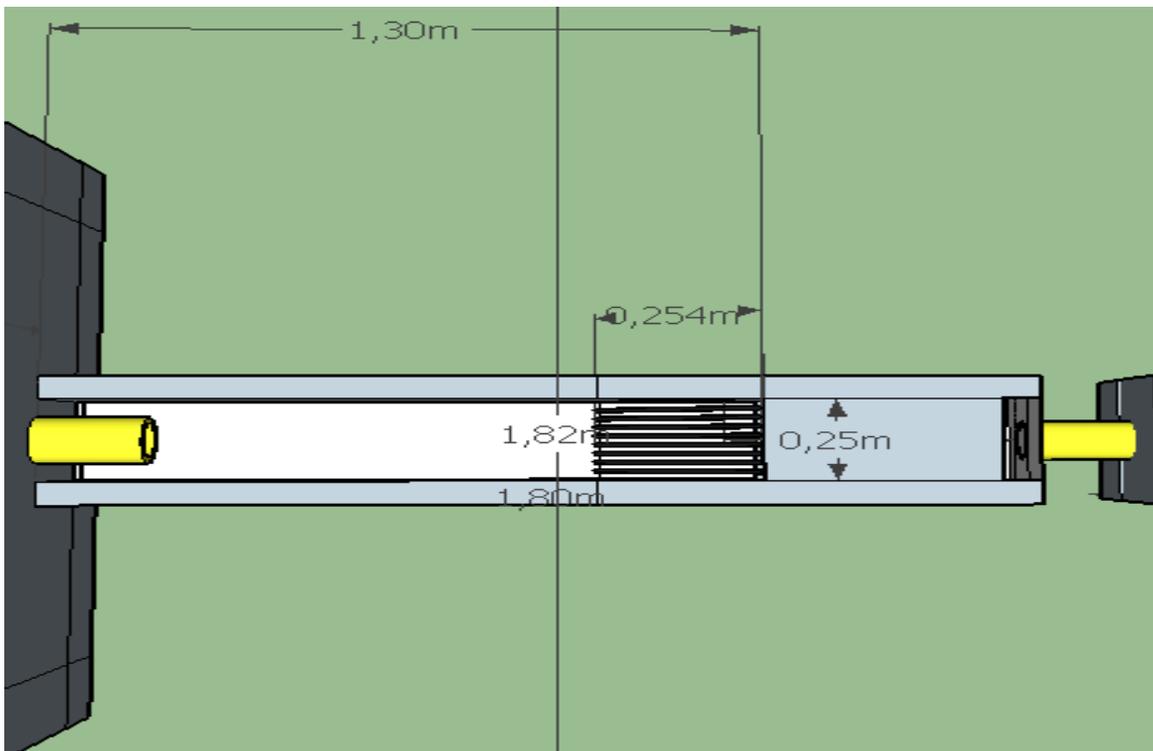
VISTA SUPERIOR DEL TANQUE DE ALMACENAMIENTO



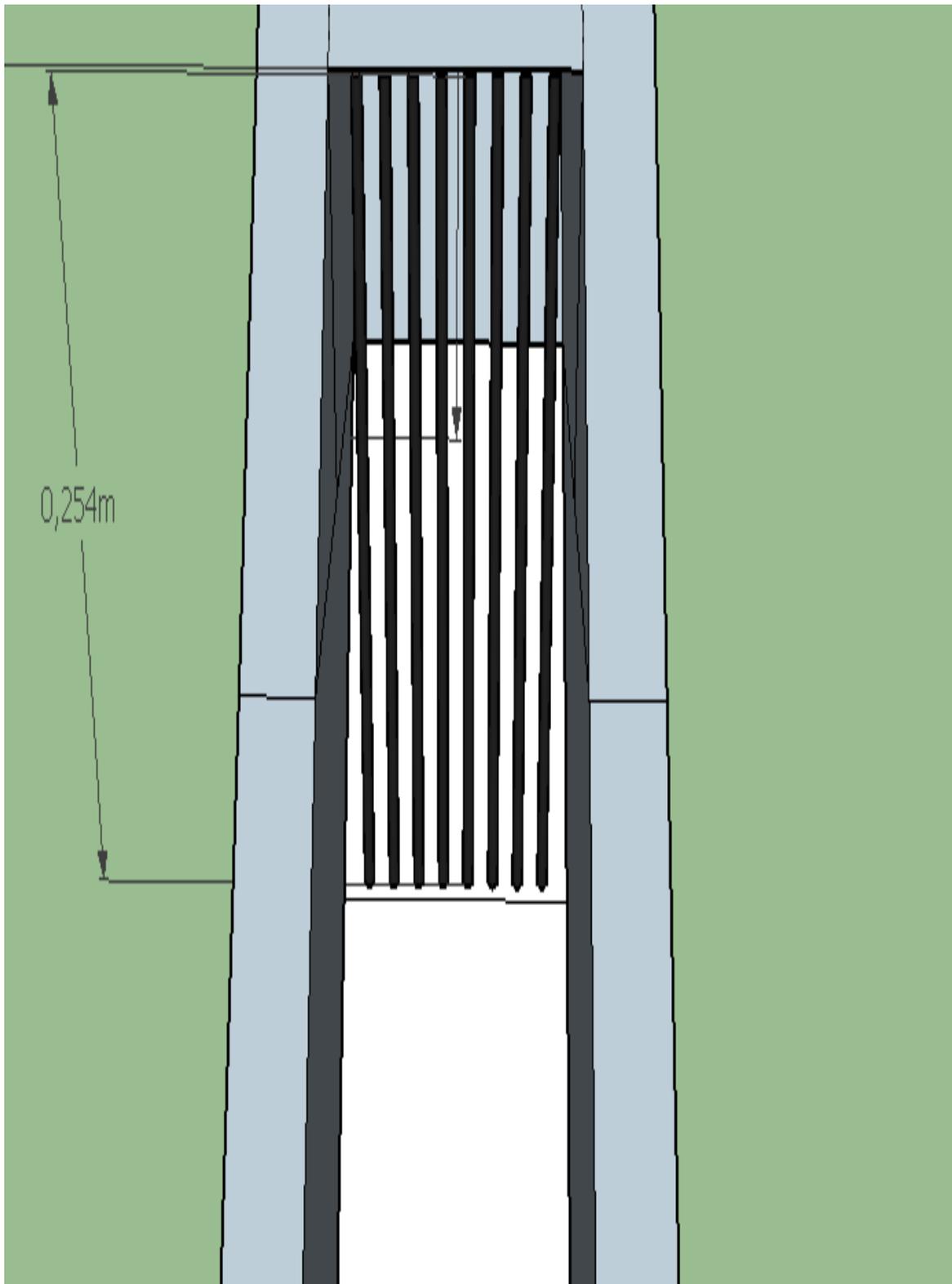
VISTA LATERAL DEL CANAL



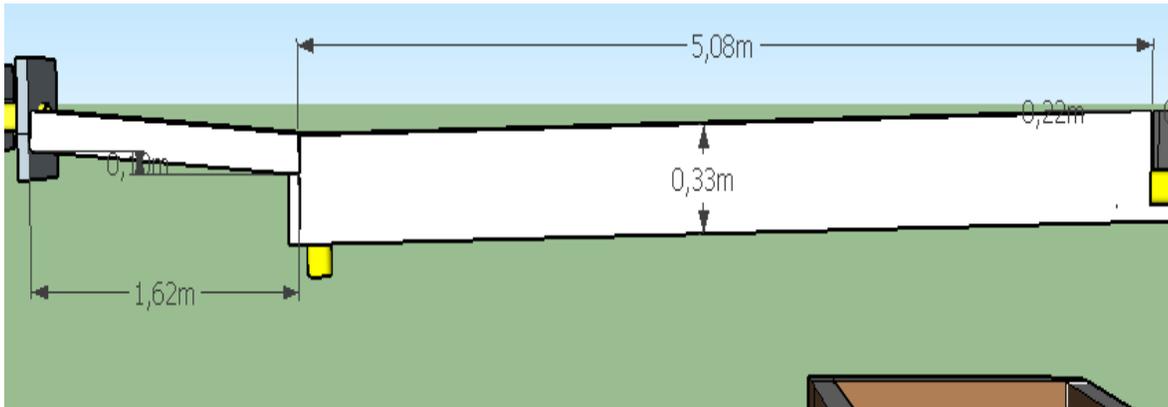
VISTA SUPERIOR DEL CANAL



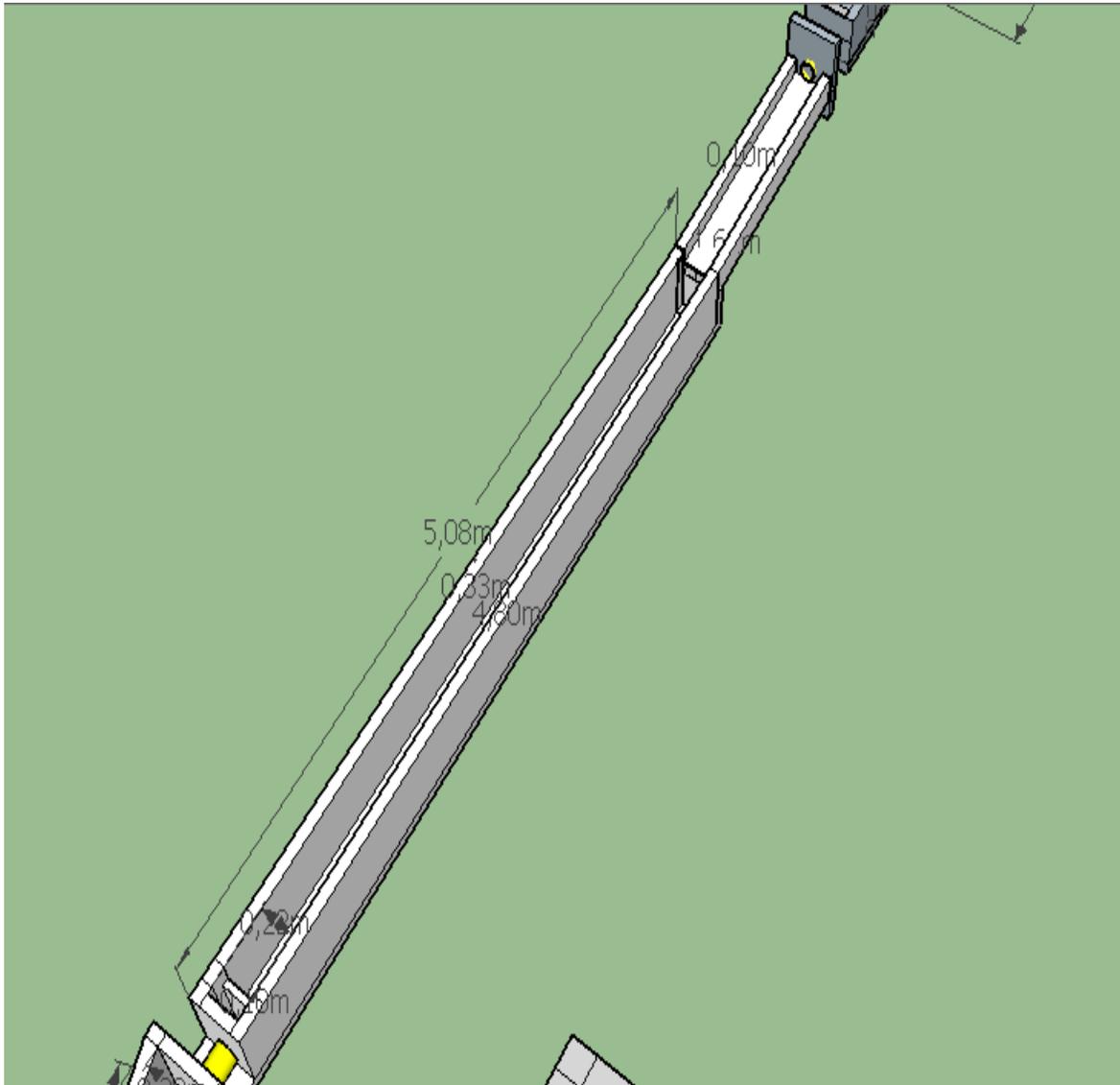
VISTA DE LAS REJILLAS:



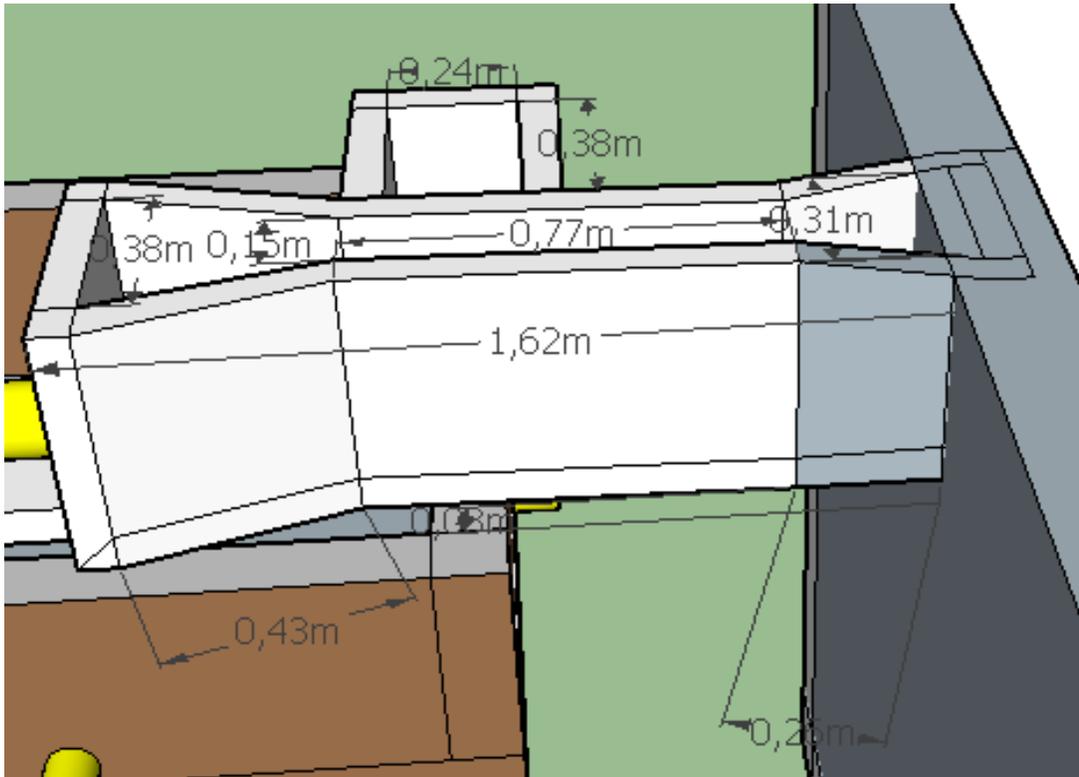
VISTA LATERAL DEL DESARENADOR



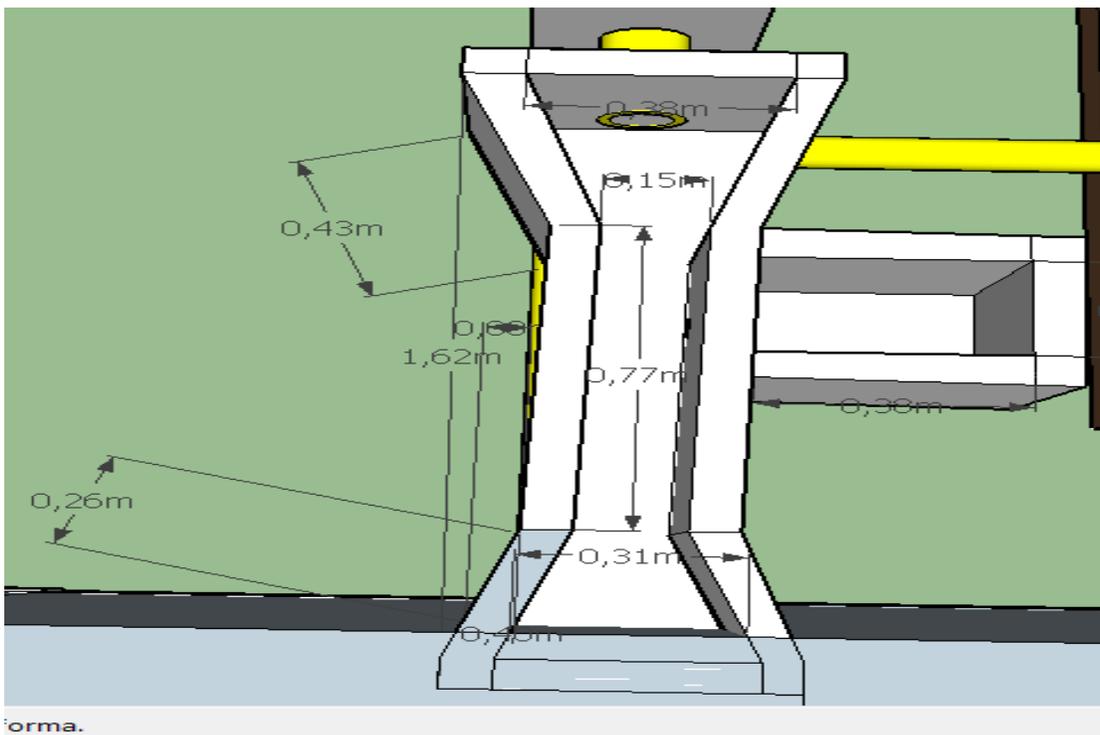
VISTA FRONTAL DEL DESARENADOR:



VISTA DE LATERAL DEL CANAL PARSHALL

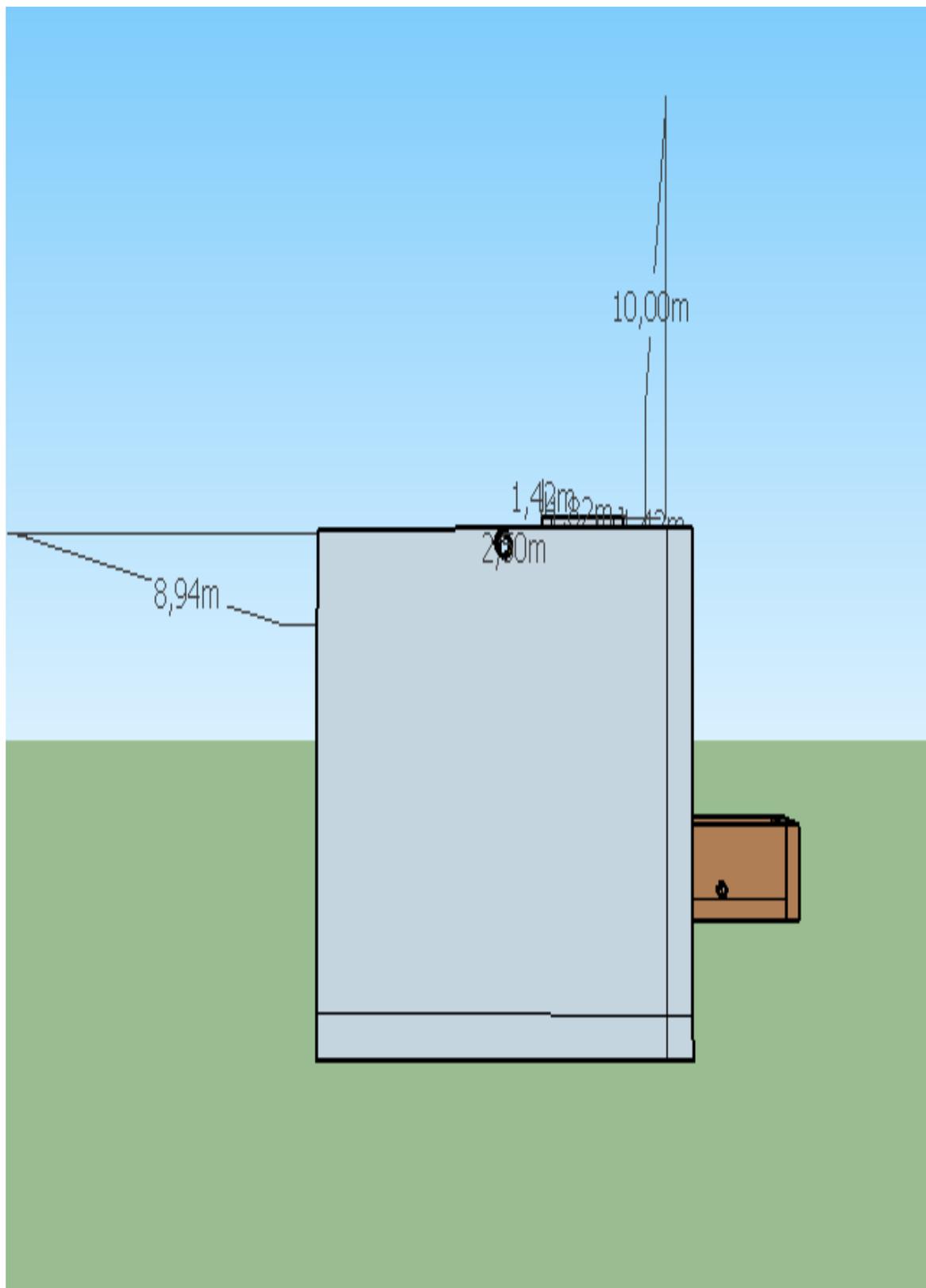


VISTA SUPERIOR DEL CANAL PARSHALL

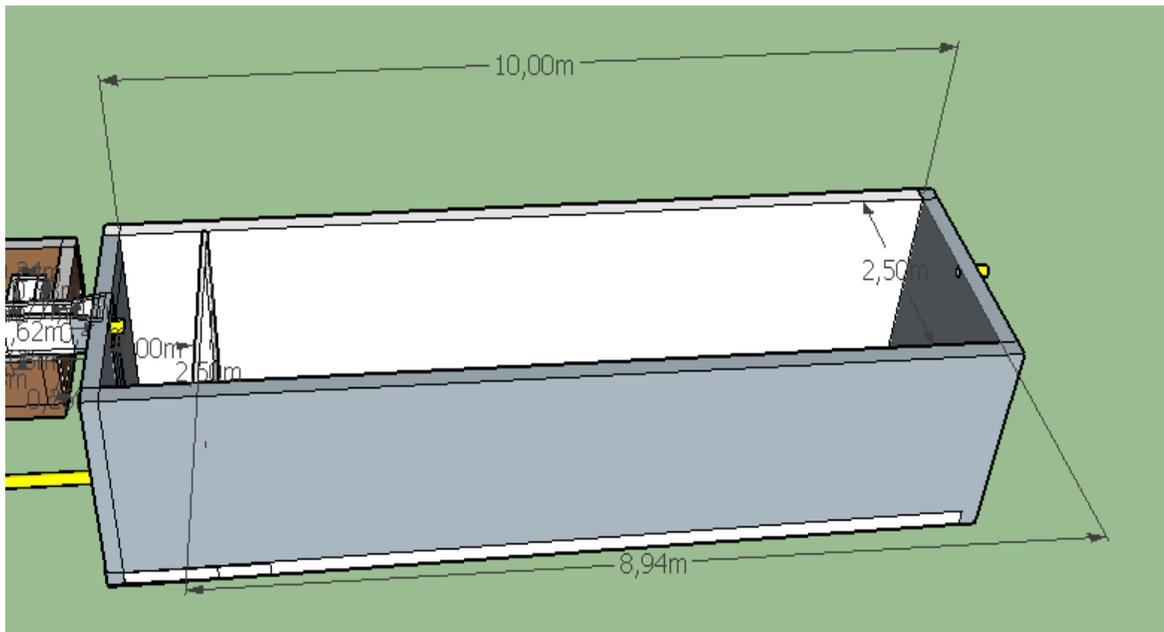


forma.

VISTA LATERAL DEL TANQUE DE SEDIMENTACION



VISTA FRONTAL SEDIMENTADOR



CAPITULO V. CONCLUSIONES



Después de estudiar las posibles opciones para tratar las aguas residuales proveniente del lavado de vehículos de transporte de biomédicos y cuartos fríos de almacenamiento de biomédico en la empresa ASEO URBANO S.A.S ESP de la ciudad de Cúcuta ,encontramos que la línea de tratamiento lograda en el diseño que cumple con la norma RAS 2013, para aguas residuales. Título E; consta de: un tanque de almacenamiento primario, en canal entrada, una cámara de cribado o rejillas, un desarenador, una canaleta parshall y un tanque de sedimentación primario.

Al realizarse las pruebas de DQO, DBO₅, SST se obtuvieron valores que estaban dentro del rango de los decretos de vertimientos 3930, sin importar esto se implementó un diseño de planta acorde con las necesidades de la empresa para poder reducir un porcentaje considerable de estos parámetros.

Debido a la baja cantidad, de DBO y SST contenidas en las aguas residuales provenientes del lavado de vehículos de transporte de biomédicos y cuartos fríos de almacenamiento de biomédico en la empresa ASEO URBANO S.A.S ESP de la ciudad de Cúcuta, se implementa un pretratamiento y un tratamiento primario.

El tanque de almacenamiento fue implementado para recolección de aguas residuales provenientes solo del lavado de vehículos y cuartos fríos de almacenamiento de biomédicos por un periodo no mayor a 3 días esto debido a la baja cantidad de agua gastada para el lavado de estos; la rejilla o cámara de cribado servirá para la eliminación de material grueso como jeringas, tapas, guantes, etc. y para eliminar un porcentaje no muy alto de arena; el desarenador se diseñó para eliminar un 75% de arena contenida dentro de estas aguas. Por último la eficiencia de remoción en el tanque de sedimentación primario es de 53,84% para SST y 32,28% para DBO lo que indica que para alcanzar la remoción mínima requerida, no necesitamos de un tratamiento secundario.

Además para lograr una mejor sedimentación se agrega en el resalto hidráulico de la canaleta parshall alumbre como coagulante para lograr una mayor sedimentación de las partículas en suspensión. Se obtuvo que por cada litro de agua residual proveniente del lavado de vehículos una cantidad de 2mL de coagulante esto equivale a 20mg/L y para el agua residual proveniente del lavado de cuartos fríos de almacenamiento de biomédicos se necesita 7,5mL que equivale a 75mg/L de coagulante.

BIBLIOGRAFIA.

- [1]. ARBOLEDA, J. teoría y práctica de la purificación del agua. Tercera edición Bogotá- Colombia. Editorial NOMOS 2000. Pp 200 – 249.
- [2]. Tratamiento de aguas residuales. Empresa municipal de servicios públicos. Agua potable y saneamiento de Cantón Cuenca. Etapa 2012/10/14
- [3]. Ministerio de ambiente y desarrollo sostenible. Parámetros y valores máximos permisibles en vertimientos puntuales a cuerpos de aguas superficiales y a sistemas de alcantarillado público. Pag. 37.
- [4]. Directrices técnicas sobre el manejo ambientalmente racional de los desechos biomédicos y sanitarios
- [5]. Colombia. MINISTERIO DE DESARROLLO ECONOMICO. Reglamento técnico del sector de Agua Potable y Saneamiento Básico (RAS 2000). Sección II- Título E: Tratamiento de aguas residuales. Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico. Editorial Ministerio de Desarrollo Económico. Bogotá D.C – Colombia Pp 15, 16, 25, 34.
- [6]. ARCE A. CALDERÓN C. TOMASINI A. Serie autodidáctica de medición de la calidad del agua. Fundamentos Técnicos para el Muestreo y Análisis de Aguas Residuales. México D.F - México. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. s.f. Pp. 1-2, 5, 8, 28. <http://www.bvsde.paho.org>
- [7]. RODRÍGUEZ, A. y otros. Informe de vigilancia tecnológica – VT MIOD. Tratamientos avanzados de Aguas Residuales Industriales. Madrid - España. Nota N° 2. 2006. Pp. 10 – 16. www.madrimasd.org.
- [8]. ECUADOR. INSTITUTO ECUATORIANO DE NORMALIZACIÓN (INEN). Normas para Estudio y Diseño de Agua Potable y Disposición de Aguas Residuales para Poblaciones Mayores a 1000 Habitantes. Código Ecuatoriano de la Construcción (C.E.C.). 1 Ed. Editorial INEN. Quito – Ecuador. 2003. Pp. 14, 15, 41, 97–98, 102-106, 182-197, 229, 233.
- [9]. Colombia. MINISTERIO DE DESARROLLO ECONOMICO. Reglamento técnico del sector de Agua Potable y Saneamiento Básico (RAS 2000). Sección II- Título D: Tratamiento de aguas residuales. Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico. Editorial Ministerio de Desarrollo Económico. Bogotá D.C – Colombia Pp 23, 25, 85.
- [10]. Colombia. MINISTERIO DE DESARROLLO ECONOMICO. Reglamento técnico del sector de Agua Potable y Saneamiento Básico (RAS 2000). Sección II- Título B: Tratamiento de aguas residuales. Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico. Editorial Ministerio de Desarrollo Económico. Bogotá D.C – Colombia Pp 58, 59, 60,61.
- [11]. ROMERO, J., Tratamiento de Aguas Residuales: Teoría y Principios de Diseño. 3 ed. Bogotá – Colombia., Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería. 2008. Pp. 17 – 19, 57 - 61, 69, 75 - 77, 80, 130, 131, 139, 287 - 289, 633, 634, 640, 1085, 1088 – 1090, 1098
- [12]. NOVAFORT PLASTIGAMA - Manual Técnico. Sistema de tuberías de PVC corrugadas doble pared y accesorios para alcantarillado., Quito – Ecuador. 2004. Pp. 4, 7. <http://www.plastigama.com.ec>

- [13]. PERÚ., ORGANIZACIÓN PANAMERICANA DE LA SALUD – ÁREA DE DESARROLLO SOSTENIBLE Y SALUD AMBIENTAL – CENTRO PANAMERICANO DE INGENIERÍA SANITARIA Y CIENCIAS DEL AMBIENTE (CEPIS / OPS). Guías para el Diseño de Tanques Sépticos, Tanques Imhoff y Lagunas de Estabilización. Editorial CEPIS. Lima – Perú. 2005. Pp. 17,18, 40.
- [14]. PÉREZ P. J. TRATAMIENTO DE AGUAS: Sedimentación. Facultad de Minas. Universidad Nacional. Quito – Ecuador. s.f. Pp. 100–103, 112– 114, 121, 124, 125.<http://www.bdigital.unal.edu.com>
- [15]. Colombia. MINISTERIO DE DESARROLLO ECONOMICO. Reglamento técnico del sector de Agua Potable y Saneamiento Básico (RAS 2000). Sección II- Título E: Tratamiento de aguas residuales. Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico. Editorial Ministerio de Desarrollo Económico. Bogotá D.C – Colombia Pp 101, 102
- [16]. Método de determinación de materia orgánica biodegradable por medio de la prueba de DBO. Pp 1, 2
- [17]. Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater. American Public Health Association, American Water Works Association, Water Pollution Control Federation. 25 ed., New York, 2005.
- [18]. Universidad Tecnológica de Panamá Centro de Investigaciones Hidráulicas e Hidrotécnicas Laboratorio de Sistemas Ambientales. Pp 1, 2.
- [19]. Normas ASTM Standard Methods for the Examination of Water and Waste Water de la APHA, AWWA y WPCF, 1995). Pp 22, 23,24
- [20]. Colombia. MINISTERIO DE DESARROLLO ECONOMICO. Reglamento técnico del sector de Agua Potable y Saneamiento Básico (RAS 2000). Sección II- Título E: Tratamiento de aguas residuales. Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico. Editorial Ministerio de Desarrollo Económico. Bogotá D.C – Colombia Pp 50, 51
- [21]. Tratamiento de aguas residuales para poblaciones pequeñas, de Crites y Tchobanoglous, 2000 en la Pp 249
- [22].Metcalf y Eddy. (1991) Wastewater Engineering Treatment. Disposal. Reuse, 3ed, McGrew-Hill, New York. Pp 456
- [23]. manual de hidráulica de J.M. de Azevedo Netto y Guillermo Acosta Álvarez, 6ª Edición. Pp 356.
- [24]. Colombia. MINISTERIO DE DESARROLLO ECONOMICO. Reglamento técnico del sector de Agua Potable y Saneamiento Básico (RAS 2000). Sección II- Título C: Tratamiento de aguas residuales. Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico. Editorial Ministerio de Desarrollo Económico. Bogotá D.C – Colombia Pp 58-77.
- [25]Fountoulakis, M.S., Drakopoulou, S., Terzakis, S., Georgaki, E., Manios, T., (2008). Potential for methane production from typical mediterranean agroindustrial by products. Biomass Bioenergy Vol. 32: pp.155–161.
- [26] Kumar, A. G., Kumarb, S. and Sabumon., Preliminary study of physico-chemical treatment options for hospital wastewater. Journal of Environmental Management, 83, pp. 298-306, 2007.

- [26] Akmeahmet, I. B. and tker, M., Treatment of pharmaceutical wastewater containing antibiotics by O_3 and O_3/H_2O_2 processes. *Chemosphere*, 50, pp. 85-95, 2003.
- [27] Benitez, F. J., Acero, J. L., Real, F. J. and Roldán, G., Ozonation of pharmaceutical compounds: Rate constants and elimination in various water matrices. *Chemosphere*, 77, pp. 53-59, 2009.
- [28] Oller, I., Malato, S. and Sánchez-Pérez, J., Combination of advanced oxidation processes and biological treatments for wastewater decontamination review. *Science of the Total Environment*, 409, pp. 4141-4166, 2011.
- [39] Gogate, P. and Pandit, A., A review of imperative technologies for wastewater treatment II: hybrid methods. *Advances in Environmental Research*, 8, pp. 553-597, 2004.
- [30] Rezaee, A; Ansari, M.; Khavanin, A; Sabzali, A and Aryan, M.M. (2005). "Digestión Hospital wastewater treatment using an integrated anaerobic aerobic fixed film bioreactor".
- [31]. Fountoulakis, M.S., Drakopoulou, S., Terzakis, S., Georgaki, E., Manios, T., (2008). Potential for methane production from typical mediterranean agroindustrial by products. *Biomass Bioenergy* Vol. 32: pp.155–161.
- [32]. Bolaños, M.L.R., Varesche, M.B.A., Zaiat, M., Foresti, E. (2001). Phenol degradation in horizontal-flow anaerobic immobilized biomass (HAIB) reactor under mesophilic conditions. *Water Sci. Technol.*, 44 pp. 167–174.
- [33]. De Nardi, I.R. Zaiat, M. Foresti. E. (1999). Influence of the tracer characteristics on hydrodynamic models of packed-bed bioreactors. *Bioprocess. Eng.*, 21 (5), pp. 469–476.
- [34]. Diaz-Baéz, M; Espitia, S y Molina, F. (2002). "Digestión anaerobia una aproximación a la tecnología". Universidad nacional de Colombia. Instituto de Biotecnología. Unibiblos, Bogotá, Colombia
- [35]. Meraz, M, Monroy, Noyola LI. (1995). Studies on the dynamics of immobilization of anaerobic bacteria on plastic support. *Water. Science and. Technology* .32:243.
- [36]. Grisales Penagos, D., Ortega Lopez, J., & Rodriguez Chaparro, T. (2011). TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES HOSPITALARIAS APLICANDO OZONO. *DYNA*, 109-115.
- [37]. Chernicharo, C. A. (2007). *Reatores Anaerobios, Principios do tratamento biológico de águas residuárias*. Belo Horizonte, Brasil: UFMG.
- [38]. Zaiat, M. (2003). *Desenvolvimento e análise de biorreatores anaerobios contendo células inmovilizadas para tratamento de aguas residuarias*. Sao Paulo.
- [39]. Chernicharo, C. A. (2007). *Reatores Anaerobios, Principios do tratamento biológico de águas residuárias*. Belo Horizonte, Brasil: UFMG

ANEXOS:

ANEXO 1:

DETERMINACION DE DQO:

❖ EQUIPOS Y MATERIALES:

1. Tubos de digestión, preferiblemente de borosilicato, de 16x 100 mm con tapa rosca con empaque TFE.
2. Bloque de calentamiento en aluminio fundido para obtener a 150°C, 50mm de profundidad, 16 agujeros ajustados a los tratamientos de los tubos.
3. Espectrofotómetro HAHC DR/2010
4. Agitador magnético y barra agitadora, preferiblemente cubierta de TFE.
5. Balones aforados clase A 500mL, y 100mL.
6. Micropipetas de 100-1000µL; 0,5mL

❖ REACTIVOS Y ESTANDARES:

1. **SOLUCION DE DIGESTION:** A aproximadamente a 500mL de agua destilada agregar 10,2160g de $K_2Cr_2O_7$, grado estándar primero, previamente secado a 103°C, durante 2 horas, 167mL de H_2SO_4 . Disolver, enfriar a temperatura ambiente y diluir a 1000mL.
2. **REACTIVO DE ACIDO SULFURICO:** Se pasan 5,06 Ag_2SO_4 , grado reactivo o técnico, cristales o polvo, y diluye hasta 500mL con H_2SO_4 , concentrado. Dejar en reposo de 1 a 2 días para que disuelva Ag_2SO_4 .
3. **FTALATO ACIDO DE POTASIO (KHP):** Estándar. Titular ligeramente y secar biftalato de potasio ($HOOC C_6H_4 COOK$) a 120°C hasta peso constante. Disolver 0,85g en agua destilada y diluir a 1000mL. El biftalato tiene una DQO teórica de 1,175mg O_2/L , y la solución tiene una DQO teórica de 1000mg O_2/L . la solución es estable hasta tres meses si se conserva refrigerada; se debe verificar la presencia o ausencia de crecimiento biológico; y en caso afirmativo descartarla. Después de prepararla se debe dejar de un día para otro.

❖ PROCEDIMIENTO:

1. **PROCEDIMIENTO DE LIMPIEZA DE VIDRIERIA:** Lave los tubos y sus tapas con agua del chorro, luego con una solución de están alcalino a 2%, enjuague con agua del chorro, y agregue una solución de ácido sulfúrico al 20% (esto se realiza antes de su primer uso), por ultimo enjuague bien con agua destilada.

- ❖ **TRATAMIENTO DE LA MUESTRA:** Con una micropipeta, se mide en un tubo 2mL de muestra, agregar 1,5mL de solución de digestión. Agregar cuidadosamente 3,5mL de solución catalizadora (reactivo de ácido sulfúrico), por la pared del tubo de tal manera que forme una capa de ácido debajo de la mezcla de muestra y solución digestora. Tapar herméticamente los tubos, e invertirlos varias veces para mezclar completamente el contenido.

Determinar la DQO en el espectrofotómetro a una longitud de onda de 620nm, primero se introduce el tubo que tiene el blanco para dar un auto Zero, y luego el tubo que contenga la muestra, el espectrofotómetro le muestre el resultado en unidades de O_2/L .

ANEXO 2.

DETERMINACION DE DBO₅.

- ❖ **METODO MANOMETRICO:** Este método se determina a partir de un equipo llamado OXITOP, que está constituido por un frasco oscuro dotado de un tapón eléctrico en el que es posible leer el contenido de oxígeno en (mgO₂/L) que expresa el contenido de materia orgánica biodegradable presente, a través de un factor dependiente del volumen de muestra según el rango de DBO₅, como se muestra en la tabla.

Volumen de muestra (mL)	Rango de medida de la DQO (mgO ₂ /L)	Factor
432	0-40	1
365	0-80	2
250	0-200	5
164	0-400	10
97	0-800	20
43,5	0-2000	50
22,7	0-4000	100

Tabla 25. Volumen de muestra según el rango de valores de la DQO

Se vierte en el frasco el volumen según la tabla anterior y se deposita una barra de agitación magnética. En el caso de dudar sobre el rango en el que se encuentra la DBO₅, deben prepararse dos volúmenes diferentes. Seguidamente se coloca en la cestilla de goma que se adapta a la boca del frasco dos lentejas de NaOH para retener el CO₂ que se genere. Por último se agregan dos gotas de inhibidor de nitrógeno para evitar que la materia orgánica se degrade en forma de nitrógeno.

Tras cerrar la botella, para iniciar el sistema de medida se presiona simultáneamente S y M Hasta que aparezca 00, y se coloca la botella dentro de la estufa sobre la placa del agitador magnético. Pasadas 1 a 3 horas para aclimatación a 20°C, el sistema automáticamente iniciara el compulo interno del tiempo.

Al presionar M aparecerá la medida en cualquier momento. Sin embargo, el sistema almacena los valores correspondientes a cada uno de los 5 primeros días, que se pueden leer presionando sucesivamente S. El valor obtenido del día 5 se multiplica por el factor correspondiente al rango de medida tomando y ese valor es el valor de la DBO₅ en mgO₂/L.

ANEXO 3.

SOLIDOS SUSPENDIDOS TOTALES:

❖ MATERIALES Y EQUIPOS

1. Capsula de porcelana
2. Balanza analítica
3. Horno
4. Mufla
5. Estufa
6. Equipo de filtración al vacío
7. Filtros de fibra de vidrio

❖ PROCEDIMIENTO:

1. **PREPARACION DE LA CAPSULA:** Calentar la capsula en una mufla a 500°C por media hora o en un horno a 103°C – 105°C durante 3 horas. Enfriar en un desecador y pesar (W1) y consérvese en el desecador hasta su uso
2. **TRATAMIENTO DE LA MUESTRA:** Se pesa un crisol de filtración con su respectivo papel filtro (W1), luego se filtra de 10 a 20 mL de muestra homogenizada (V1). Después de eso es secado en un horno o estufa a 103°C – 105°C por una hora, en el desecador, pésese (W2).

ANEXO 4.

PRUEBA DE JARRAS:

❖ MATERIALES:

1. Un agitador de paletas con tacómetro.
2. Cronometro
3. 6 vasos de precipitados de 1000mL de capacidad
4. Una probeta de 1000mL
5. Una balanza de precisión 0,1 gr
6. 1 espátula
7. 6 jeringas desechables
8. 2 pipetas graduadas de 10mL
9. 2 matraces aforados de 1L

❖ REACTIVOS:

1. **SOLUCION DOSIFICADORES DE ALUMBRE:** Pese 10gr de alumbre (el mismo que está dosificando en la planta), transferirlos a un vaso de precipitado y disolverlo en agua.
2. **SOLUCION DE CAL:** Pese 10 gramos de cal (de la misma que se está empleando en la planta), transferirlos a un vaso de precipitado y disolverlos con agua destilada o agua tratada; espere que la solución se enfríe y trasfiera a un matraz de litro completando el volumen de agua. Al igual que la solución de alumbre, la concentración de esta solución es tal que al dosificar un mililitro de ella a las jarras de un litro se está dosificando 10ppm.

❖ PROCEDIMIENTO:

1. Recoger en un balde una muestra de agua cruda, el sitio de entrada a la cámara de mezcla rápida.

2. Medir en una probeta de un litro, 6 muestras de agua cruda,
3. Introducir las paletas del aparato mezclador de jarras de manera que queden bien centradas.
4. Prenda el tacómetro a la velocidad correspondiente a la mezcla rápida en la planta. (si no se conoce use 100rpm)
5. Medir con la pipeta graduada de 10mL los volúmenes correspondientes a la dosificación deseada, sabiendo que 1mL equivale a 10mg/L.
6. Trasferir estos volúmenes a las jeringas desechables y colocarlas en el soporte del mezclador.
7. Dosifique las jarras e inmediatamente comience a contar el tiempo, transcurrido un minuto reduzca la velocidad a la correspondiente de los floculantes. (si no la conoce use 40rpm). Observe el tiempo que tarda en aparecer los floculos transcurrido el tiempo de la mezcla lenta, que generalmente varía entre 15min y una hora según la planta., pare el mezclador y retirara las paletas de las jarras.
8. Esperar unos 20 min (este tiempo varía según la planta), y observar la velocidad de floculación.

ANEXO 5.

SEGUIMIENTO DE DBO₅ REALIZADAS EN EL MES DE MARZO Y ABRIL

	vehiculo 1	vehiculo 2	vehiculo 1	vehiculo 2	vehiculo 1	vehiculo 2
DIA	(08/03/2016)	(08/03/2016)	(09/03/2016)	(09/03/2016)	(09/03/2016)	(09/03/2016)
0	0	0	0	0	0	0
1	15	5	13	5	3	10
2	17	7	17	8	7	17
3	18	9	19	9	8	18
4	18	9	20	9	8	18
5	20	9	20	10	9	19

vehiculo 1	vehiculo 2	vehiculo 1	vehiculo 2	vehiculo 1	vehiculo 2
(12/04/2016)	(12/04/2016)	(13/04/2016)	(13/04/2016)	(14/04/2016)	(14/04/2016)
0	0	0	0	0	0
6	3	14	4	11	13
8	6	16	7	14	14
9	7	16	8	16	15
9	8	18	8	16	15
9	8	18	9	18	17

Utilizando el factor adecuado según la **tabla 25** contemplada en el **ANEXO 2** obtenemos los siguientes valores de DBO₅.

vehículo 1	vehículo 2	vehículo 1	vehículo 2	vehículo 1	vehículo 2
DBO5 (08/03/2016)	DBO5 (08/03/2016)	DBO5 (09/03/2016)	DBO5 (09/03/2016)	DBO5 (09/03/2016)	DBO5 (09/03/2016)
0	0	0	0	0	0
300	250	260	250	150	200
340	350	340	400	350	340
360	450	380	450	400	360
360	450	400	450	400	360
400	450	400	500	450	380

vehículo 1	vehículo 2	vehículo 1	vehículo 2	vehículo 1	vehículo 2
DBO5 (12/04/2016)	DBO5 (12/04/2016)	DBO5 (13/04/2016)	DBO5 (13/04/2016)	DBO5 (14/04/2016)	DBO5 (14/04/2016)
0	0	0	0	0	0
300	150	280	200	220	260
400	300	320	350	280	280
450	350	320	400	320	300
450	400	360	400	320	300
450	400	360	450	360	340

ANEXO. 6

PARAMETROS DE DISEÑO PARA REJAS DE BARRAS.

Concepto	Limpieza manual	Limpieza mecánica
- Tamaño de la barra:		
- Anchura, (cm)	0.6 – 1.5	0.6 – 1.5
- Profundidad (cm)	2.5 – 7.5	2.5 – 7.5
- Separación (cm)	2.5 – 5.0	1.6 – 7.5
- Inclinación respecto a la vertical (°)	30 – 45	0 – 30
- Velocidad de aproximación (m/s)	0.3 – 0.6	0.6 – 0.9
- Pérdida de carga admisible (cm)	15	15

ANEXO.8

CRITERIOS DE DISEÑO PARA TANQUE DE SEDIMENTACION PRIMARIO

Criterios de diseño para tanques de sedimentación primaria		
Parámetro	Intervalo	Valor Típico
Tiempo de retención, en h.	1.5 - 2.5	2.0
Carga superficial, en m ³ /m ² d		
- Gasto medio	32 - 48	
- Gasto máximo ext.	80 - 120	100
Carga sobre el vertedor m ³ /m d	125 - 500	250
Dimensiones, en m		
Rectangular		
Profundidad	3 - 5	3.6
Longitud	15 - 90	25 - 40
Ancho	3 - 24	6 - 10
Velocidad de la rastra	0.6 - 1.2 m/min	1.0
Circular		
Profundidad	3 - 5	4.5
Diámetro	3.6 - 60	12 - 45
Pendiente del fondo	60 - 160 mm/m	80
Velocidad de la rastra	0.02 - 0.05 rpm	0.03

Fuente: Metcalf & Eddy, Inc.

ANEXO 9.

VEHICULOS DE TRANSPORTE Y CUARTOS FRIOS DE ALMACENAMIENTO DE BIOMEDICOS.







ANEXO. 10

VALORES DE LAS CONSTANTES EMPIRICAS a y b

Variable	A	B
DBO	0.018	0.020
SST	0.0075	0.014

ANEXO. 11

FICHA TECNICA DEL HIPOCLORITO DE SODIO

Descripción

Solución acuosa, clara, ligeramente amarilla, olor característico penetrante e irritante. Fuertemente oxidante; dependiendo del pH de la solución se presenta disociado en forma de cloro activo, ácido hipocloroso HOCl y/o ion hipoclorito OCl⁻. De estas formas de “cloro libre activo” depende su reactividad en las reacciones de oxidación, cloración y acción bioquímica tales como el control bacteriológico y microbiológico.

Áreas de aplicación

Se destacan las siguientes industrias como principales consumidoras: Tratamiento de aguas: desinfección, esterilización, acción algicida, decloración y desodorización de aguas industriales, potables y piscinas. Papelera: en procesos de lavado como blanqueador de celulosa, pulpa de papel y textiles. Química: hidróxido férrico Fe (OH)₃ y dióxido de manganeso MnO₂, de nitratos, sulfatos y cianatos (por reacción con los cianuros y sulfuros correspondientes), de cloraminas orgánicas e inorgánicas y clorofenoles.

Beneficios: Desinfectante.

Dosis Para piscinas: 0.5 ppm = 4 ml por cada 1000 L de agua

Para manos: 25 ppm = 2 cm³ por cada 10 L de agua.

Equipos: 100 ppm = 7.7 cm³ por cada 10 L de agua.

Paredes: 100 ppm = 15.4 cm³ por L de agua.

Superficie poroso = 48 cm³ por cada 10 L de agua. y/o según el producto a elaborar y su formulación.

Composición

Producto obtenido a partir del hidróxido de sodio (NaOH) en solución acuosa mediante absorción del cloro gaseoso (Cl₂).

Almacenamiento

Dado que el NaOCl es una solución muy inestable y se descompone por la acción de impurezas catiónicas como hierro, aniónicas, temperatura, pH y la luz, el producto se debe proteger de estos factores. Se debe almacenar en áreas con excelente ventilación. El piso debe ser incombustible e impermeable. Se deberá disponer de duchas y tomas de agua a presión en sitios de fácil acceso dentro del área. No se debe almacenar con sustancias incompatibles como ácidos y productos orgánicos.

ANEXO .12

MEDIDAS TIPICAS DE MEDIDOR PARSHALL

	W	A	B	C	D	E	F	G	K	N	X	Y
1"	25.4 mm	242	356	93	167	229	76	203	19	29	8	13
2"	50.8	276	406	135	214	254	114	254	22	43	16	25
3"	76.8	311	457	178	259	457	152	305	25	57	25	38
6"	152.4	414	610	394	397	610	305	610	76	114	51	76
9"	228.6	587	864	581	575	762	305	457	76	114	51	76
1'	304.8	914	1343	610	845	914	610	941	76	229	51	76
1'-6"	457.2	965	1419	762	1026	914	610	941	76	229	51	76
2'	609.6	1016	1495	914	1206	914	610	941	76	229	51	76
3'	914.4	1118	1645	1219	1572	914	610	941	76	229	51	76
4'	1219.2	1219	1794	1524	1937	914	610	941	76	229	51	76
5'	1524.0	1321	1943	1829	2302	914	610	941	76	229	51	76
6'	1828.8	>1422	2092	2134	2667	914	610	941	76	229	51	<76
7'	2133.6	1524	2242	2438	3032	914	610	941	76	229	51	76
8'	2438.4	1626	2391	2743	3397	914	610	941	76	229	51	76



