

**ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DE
CHIMBORAZO**



FACULTAD DE CIENCIAS

ESCUELA DE CIENCIAS QUÍMICAS

***“DISEÑO DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO PARA
AGUAS RESIDUALES DE LA CIUDAD DE
GUARANDA”***

Tesis de Grado Previo a la obtención del título de:

INGENIERO EN BIOTECNOLOGÍA AMBIENTAL

MARIO SANTIAGO BORJA BORJA

Riobamba – Ecuador

2011

AGRADECIMIENTO

- **En primer lugar quiero agradecer a Dios, por haberme proveído de la lucidez necesaria en cada instante de mi vida.**
- **A toda mi familia, quienes con su incondicional apoyo, me ayudaron a conseguir la culminación de mis estudios, a mi madre Zorayda Borja, a mis tías Betty, Yolanda, Silvia, Margoth y Alicia Borja por sus consejos.**
- **Al Ilustre Municipio del Cantón Guaranda y a la Empresa Municipal de Agua Potable y Alcantarillado de Guaranda, mismos que brindaron el auspicio para la realización de esta investigación.**
- **A mi Director de Tesis Dr. Gerardo León, a mi colaborador Dr. José Vanegas, quienes aportaron sus valiosos conocimientos para la ejecución de la presente investigación.**
- **A mis profesores y amigos quienes también estuvieron conmigo en el transcurso de ésta carrera universitaria.**

DEDICATORIA

El presente trabajo está dedicado de manera especial a mi madre Zorayda Borja y a mis tías Betty, Yolanda, Silvia, Margoth y Alicia Borja, quienes se han constituido en una fuente de apoyo incondicional en cada instante de mi vida.

A toda mi familia, hermanas, tíos, tías, primas y primos, con quienes siempre hemos compartido gratos momentos.

“Yo, Mario Santiago Borja Borja, soy responsable de las ideas, doctrinas y resultados expuestos en ésta Tesis, y el patrimonio intelectual de la Tesis de Grado pertenecen a la Escuela Superior Politécnica de Chimborazo.”

MARIO SANTIAGO BORJA BORJA

NOMBRE

FIRMA

FECHA

Dra. Yolanda Díaz
DECANA FAC. CIENCIAS

Dr. José Vanegas C.
DIRECTOR DE ESCUELA

Dr. Gerardo León
DIRECTOR DE TESIS

Dr. José Vanegas C.
MIEMBRO DEL TRIBUNAL

Dra. Gina Álvarez
MIEMBRO DEL TRIBUNAL

Sr. Carlos Rodríguez
DIRECTOR DEL CENTRO DE
DOCUMENTACIÓN

NOTA DE LA TESIS

ÍNDICE DE ABREVIATURAS

%	Porcentaje
°C	Grados Centígrados
°F	Grados Fahrenheit
A	Área
A.R.	Aguas Residuales
A₁	Superficie Mojada
A₂	Área de la Sección Transversal
Ab	Ancho de Barras
An	Ancho
b	Ancho del Canal
C	Carbono
C_H	Carga Hidráulica
cm	Centímetro
D	Día
DBO	Demanda Bioquímica de Oxígeno
dm	Decímetro
dm³	Decímetro Cúbico
DQO	Demanda Química de Oxígeno
eb	Espaciamiento entre Barras
EMAPAG	Empresa Municipal de Agua Potable y Alcantarillado de Guaranda.
ESPOCH	Escuela Superior Politécnica de Chimborazo
eq	Equivalente Químico
FM	Factor de Mayoración
g	Gramo
g/ml	Gramo por mililitro
H	Altura
h₁	Altura efectiva
h	Horas
Ha	Hectárea

hab	Habitantes
hf	Pérdida de Carga
H₂O	Agua
Kg/m³	Kilogramos por metro cúbico
L	Litro
lg	Largo
m	Metro
m/s	Metro por segundo
m³	Metro cúbico
mg	Miligramo
mg/L	Miligramo por litro
mL	Mililitro
mm	Milímetro
MO	Materia Orgánica
m.s.n.m	Metros Sobre el Nivel del Mar
OD	Oxígeno Disuelto
P	Perímetro Mojado
Pa	Población Actual
Pf	Población Final
pH	Potencial de Hidrógeno
Q	Caudal
Qmed	Caudal Medio
Qp	Caudal pico
r	Índice de Crecimiento Anual
Rh	Radio Hidráulico
S	Pendiente
Sem	Semana
TULAS	Texto Unificado de Legislación Ambiental Secundaria
t_r	Tiempo de Retención
v	Velocidad
v_c	Velocidad Terminal

v_R	Velocidad a través de la rejilla
V	Volumen
V_i	Volumen Inicial
V_f	Volumen Final
V_T	Volumen Total

ÍNDICE GENERAL

CAPÍTULO I	
1. PARTE TEÓRICA	2
1.1 EL AGUA	2
1.1.1 Ciclo del Agua	2
1.2 AGUA RESIDUAL	3
1.2.1 Generalidades, definición, origen	4
1.2.2 Apariencia	4
1.2.3 Características de las aguas	9
1.2.3.1 Características físico químicas de las aguas residuales	9
1.2.3.2 Características Físicas	9
1.2.3.2.1 Olores	11
1.2.3.2.2 Temperatura	11
1.2.3.2.3 Densidad	12
1.2.3.2.4 Color	13
1.2.3.2.5 Turbiedad	13
1.2.3.3 Características Químicas	14
1.2.3.3.1 Materia Orgánica	14
1.2.3.3.2 Proteínas	14
1.2.3.3.3 Hidratos de Carbono	15
1.2.3.4 Características Biológicas	15
1.2.3.4.1 Demanda Bioquímica de Oxígeno	16
1.2.3.4.2 Demanda Química de Oxígeno	18
1.2.3.4.3 Oxígeno Disuelto OD	19
1.2.3.5 Características Cuantitativas	19
1.2.3.5.1 Variación del Caudal	19
1.2.4 Estaciones Depuradoras de Aguas Residuales “EDAR”	22
1.2.4.1 Introducción	22
1.2.4.2 Esquema de una EDAR	23
1.2.5 Tipos de Tratamiento en Aguas Residuales	24
1.2.5.1 Pretratamiento	24
1.2.5.1.1 Objetivos del pretratamiento	24
1.2.5.1.2 Operaciones del pretratamiento	24
1.2.5.2 Tratamiento Primario	30
1.2.5.3 Tratamiento Secundario	33
1.3 CAUDALES	34
1.3.1 Medición de Caudales	34
1.3.2 Muestreo	35
1.3.2.1 Recolección y Preservación de Muestras	35
1.3.2.2 Hoja de Revisión de Muestras	37

1.3.2.3	Número de Muestras	37
1.3.2.4	Cantidad	37
1.4	Conducción del agua	38
1.4.1.1	Limitaciones en el uso de tubería de PVC	38
1.5	NORMATIVA AMBIENTAL	40
CAPITULO II		43
2.1	Localización de la Investigación	43
2.1.1	Localización Geográfica	43
2.1.2	Macrolocalización	44
2.1.3	Localización de la Ciudad de Guaranda	44
2.1.4	Microlocalización	45
2.2	Medición de Caudal	47
2.2.1	Determinación de la Población Futura	48
2.2.2	Caudal de diseño	48
2.3	Metodología de Muestreo	49
2.3.1	Métodos para análisis de aguas residuales.	50
2.3.1.1	Métodos Analíticos	50
2.3.1.2	Métodos Microbiológicos	52
2.4	Metodología para la realización del levantamiento topográfico	52
2.4.1	Método Topográfico	52
2.4.1.1	Materiales	52
2.4.2	Elaboración de Planos	53
2.5	Metodología para el dimensionamiento de la planta de tratamiento de agua residual.	53
2.5.1	Período y Etapas de Diseño	53
2.6	SISTEMAS DE TRATAMIENTO	54
2.6.1	Pretratamiento	54
2.6.1.1	Rejillas	54
2.6.1.1.1	Rejas de Limpieza Manual	55
2.6.1.1.2	Características de los residuos	57
2.6.1.1.3	Dimensionamiento	58
2.6.1.1.4	Consideraciones Para el Diseño de las Rejillas	60
2.6.1.2	Desarenador	62
2.6.1.2.1	Desarenadores de flujo horizontal	62
2.6.1.2.2	Dimensionamiento	64
2.6.2	Tratamiento Primario	68
2.6.2.1	Sedimentador	68
2.6.2.1.1	Dimensionamiento	69
2.6.2.1.2	Tiempo de retención hidráulico	72
2.6.3	Tratamiento Secundario	73

2.6.3.1 Oxidación Biológica	74
2.6.3.2 Dimensionamiento	74
CAPITULO III	77
3. CÁLCULOS Y RESULTADOS	77
3.1 Base de Partida	77
3.1.1 Caracterización del Agua Residual	77
3.1.2 Población	78
3.1.3 Cantidad de Agua Residual	79
3.1.4 Caudal de Diseño	80
3.2 Dimensionamiento de las Rejillas (Pretratamiento)	82
3.3 Dimensionamiento del Desarenador Rectangular (Pretratamiento)	90
3.4 Dimensionamiento del Sedimentador Rectangular (Tratamiento Primario)	96
3.5 Dimensionamiento del Tanque de Oxidación Rectangular (Tratamiento Secundario)	106
3.6 Tablas de Resúmenes	110
3.6.1 Población futura	110
3.6.2 Caudal de diseño	110
3.6.3 Dimensiones del canal de entrada y de las rejillas	111
3.6.4 Dimensiones del sedimentador rectangular	112
3.6.5 Dimensiones del desarenador rectangular	112
3.6.6 Dimensiones del tanque de oxidación rectangular	114
3.6.7 Parámetros dentro y fuera de la norma	115
3.7 Impactos Ambientales Para la Construcción e Implementación de La Planta de Tratamiento de Agua Residual.	115
3.7.1 Análisis Ambiental	117
CAPÍTULO IV	123
4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	123
4.1 Conclusiones	123
4.2 Recomendaciones	125
RESUMEN	126
SUMARY	127
BIBLIOGRAFIA	128
ANEXOS	131

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla I. Contaminantes importantes concernientes a las aguas servidas	10
Tabla II. Características Técnicas de la tubería de PVC para alcantarillado.	39
Tabla III. Límites de descarga a un cuerpo de agua dulce (TULAS, 2003)	41
Tabla IV. Identificación de las muestras	49
Tabla V. Período de Planeamiento de Redes de Recolección y Evacuación de Aguas Residuales y Lluvias	54
Tabla VI. Información típica para el proyecto de rejas de barras de limpieza manual y mecánica. (METCALF & EDDY, 1996)	55
Tabla VII. Volumen de materias retenidas en las rejillas (URALITA)	59
Tabla VIII. Características de las materias retenidas en las rejillas (URALITA)	60
Tabla IX. Parámetros de diseño de rejillas (RAS, 2000)	60
Tabla X. Relación entre diámetro de las partículas y velocidad de sedimentación.	63
Tabla XI. Criterios de diseño para desarenadores rectangulares de flujo horizontal	63
Tabla XII. Velocidades terminales a caudal medio (URALITA)	70
Tabla XIII. Velocidades terminales a caudal máximo (URALITA)	70
Tabla XIV. Tiempos de retención (URALITA)	73
Tabla XV. Promedio de los resultados de los ensayos de laboratorio con relación al límite permisible.	78
Tabla XVI. Resultado de la medición de caudal (Resumen)	79
Tabla XVII. Determinación de la Población Futura.	110
Tabla XVIII. Caudal de Diseño	110
Tabla XIX. Dimensiones del canal de entrada y las rejillas	111
Tabla XX. Dimensiones del desarenador rectangular	112
Tabla XXI. Dimensiones del sedimentador rectangular	112
Tabla XXII. Dimensiones del tanque de oxidación rectangular	114
Tabla XXIII. Parámetros dentro de norma. (TULAS, Libro VI, Tabla XII)	115
Tabla XXIV. Parámetros fuera de norma. (TULAS, Libro VI, Tabla XII)	115
Tabla XXV. Impactos Ambientales	117
Tabla XXVI. Escala de Magnitud de la Matriz de Leopold	118
Tabla XXVII. Escala de Importancia de la Matriz de Leopold	118
Tabla XXVIII. Caracterización física, química y microbiológica del agua residual de la Ciudad de Guaranda	131
Tabla XXIX. Resultados de la medición del caudal del primer día.	132
Tabla XXX. Resultados de la medición del caudal del segundo día.	133
Tabla XXXI. Resultados de la medición del caudal del tercer día.	134
Tabla XXXII. Resultados de la medición del caudal del cuarto día	135
Tabla XXXIII. Resultados de la medición del caudal del quinto día.	136
Tabla XXXIV. Resultados de la medición del caudal del sexto día.	137
Tabla XXXV. Resultados de la medición del caudal del séptimo día.	138
Tabla XXXVI. Información típica para el diseño de tanques de sedimentación primaria (METCALF & EDDY, 1996)	139

Tabla XXXVII. Valores de las constantes empíricas a y b. (CRITES, 2000)	140
Tabla XXXVIII. Concentración de arenas (WEF, 2002)	141

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1. Estructura del agua	2
Fig. 2. Ciclo del Agua	4
Fig. 3. Características cualitativas de las Aguas Residuales Domésticas	6
Fig. 4. Oxígeno disuelto consumido en función del tiempo	16
Fig. 5. Esquema de una EDAR	24
Fig. 6. Pretratamiento con rejillas	27
Fig. 7. Localización de la Provincia Bolívar en el Ecuador	44
Fig. 8. Ubicación de Guaranda dentro de la Provincia Bolívar	45
Fig. 9. Localización del área de estudio	45
Fig. 10. Rejillas de limpieza manual	56
Fig. 11. Desarenador rectangular de flujo horizontal (Corte y Planta longitudinal)	64
Fig. 12. Resultados de la medición del caudal de agua residual que genera la Ciudad de Guaranda.	80
Fig. 13. Caudal Vs Hora “Primer Día”	132
Fig. 14. Caudal Vs Hora “Segundo Día”	133
Fig. 15. Caudal Vs Hora “Tercer Día”	134
Fig. 16. Caudal Vs Hora “Cuarto Día”	135
Fig. 17. Caudal Vs Hora “Quinto Día”	136
Fig. 18. Caudal Vs Hora “Sexto Día”	137
Fig. 19. Caudal Vs Hora “Séptimo Día”	138
Fig. 20. GUARANDA, ECUADOR 3889 – III J721 (IGM)	142
Fig. 21. Colector Común	143
Fig. 22. Impacto producido por la descarga directa del agua residual al Río Guaranda	144
Fig. 23. Medición del Caudal	144
Fig. 24. Análisis Microbiológico	145
Fig. 25. Análisis Químico	145

ÍNDICE DE ANEXOS

ANEXO I. Caracterización físico – química y microbiológica del agua residual de la Ciudad de Guaranda	131
ANEXO II. Resultados de la medición del caudal	132
ANEXO III. Características para los tanques de sedimentación	139
ANEXO IV. Valores de las constantes empíricas a y b, para el cálculo de la remoción de la DBO y SST.	140
ANEXO V. Concentración de arenas.	141
ANEXO VI. Mapa Topográfico de Guaranda	142
ANEXO VII. Fotografías	143
ANEXO VIII. Vista Planta General	146
ANEXO IX. Aliviadero	147
ANEXO X. Canal de Entrada y Rejillas	148
ANEXO XI. Rejillas	149
ANEXO XII. Canal Parshall	150
ANEXO XIII. Desarenador	151
ANEXO XIV. Sedimentador	152
ANEXO XV. Pantalla Difusora	153
ANEXO XVI. Tanque de Oxidación	154
ANEXO XVII. Topografía	155
ANEXO XVIII. Topografía y Planta	156
ANEXO XIX. Gradiente de Nivel 1	157
ANEXO XX. Gradiente de Nivel 2	158

INTRODUCCIÓN

El agua, como motor de desarrollo y fuente de riqueza, ha constituido uno de los pilares fundamentales para el progreso del hombre.

La ordenación y gestión de los recursos hídricos, que ha sido desde siempre un objetivo prioritario para cualquier sociedad, se ha realizado históricamente bajo directrices orientadas a satisfacer la demanda en cantidades suficientes, bajo una perspectiva de política de oferta.

El incremento de la oferta de agua como herramienta para el impulso económico, el mayor nivel de contaminación, irremisiblemente asociado a un mayor nivel de desarrollo, algunas características naturales (sequías prolongadas, inundaciones) y en definitiva una sobreexplotación de los recursos hídricos, han conducido a un deterioro importante de los mismos.

Esto ha hecho necesario un cambio en los planteamientos sobre política de aguas, que han tenido que evolucionar desde una simple satisfacción en cantidad de las demandas, hacia una gestión que contempla la calidad del recurso y la protección del mismo como garantía de un abastecimiento futuro y de un desarrollo sostenible.

El estudio de un tratamiento de aguas residuales se inicia por una caracterización física química y microbiológica de las mismas y un análisis del inventario de vertidos y de su posible reducción; así como también del potencial reciclado de aguas después de su depuración. Una depuración suficiente puede significar la reutilización de diferentes volúmenes de agua y el correspondiente ahorro en el consumo.

Las aguas residuales traen problemas al ambiente y por ende a la salud debido a que contienen gran cantidad de materia orgánica, microorganismos patógenos, metales pesados, sólidos en suspensión, sólidos volátiles; y, otros que sin su debido tratamiento pueden agravar al ecosistema y a la vida en sí.

En el Ecuador existen muchos estudios sobre la contaminación que provocan las aguas residuales que se vierten en los cuerpos de agua, una de las empresas pioneras en este tipo

de estudios y la que se ha preocupado por remediar de una manera eficaz esta problemática es la Empresa Municipal Pública de Telecomunicaciones, Agua Potable y Saneamiento del Cantón Cuenca – ETAPA, la misma que tiene implementado un sistema continuo de tratamiento de sus aguas residuales previo a la descarga a los cuerpos de agua receptores; así como también realizan un permanente monitoreo de la calidad del agua de los ríos desde donde se originan hasta aguas abajo del cauce de los mismos.

En el Cantón Guaranda actualmente no se da ninguna clase de tratamiento a las aguas residuales, lo que provoca una contaminación constante al Río Guaranda.

La Ciudad de Guaranda tiene una altura media de 2668 msnm y se ubica geográficamente entre las siguientes coordenadas:

- 9822000 N a 9828970 N
- 722000 E a 723625 E

El Río Guaranda se constituye en el cuerpo de agua receptor de las aguas residuales de la ciudad, ya que geográficamente está ubicado en el lado oriental de la ciudad que es hacia donde está orientada de manera natural la pendiente, la misma que tiene una diferencia de 290 m de Oeste a Este, es decir en sentido transversal.

La descarga al Río Guaranda de las aguas residuales sin un adecuado tratamiento provoca la degradación de la calidad de sus aguas; así como también contribuye a que se incremente la degradación ambiental y provoca también la proliferación de afecciones a la salud de habitantes que viven aguas abajo del río y que se sirven de ésta agua para sus diversas actividades.

Motivados por esta problemática social y ambiental se decidió realizar el Diseño de una Planta de Tratamiento para aguas residuales del Cantón Guaranda, con el firme propósito de mitigar el impacto ambiental que actualmente está generando la descarga de aguas sin un previo tratamiento.

El agua residual del Cantón Guaranda no es apta para ser descargada al cuerpo de agua receptor, por lo que necesita de un sistema de tratamiento que permita darle una adecuada y eficaz depuración.

OBJETIVOS:

El presente trabajo de investigación está enfocado en la consecución de los siguientes objetivos:

General:

- Diseñar una Planta de Tratamiento para Aguas Residuales de la Ciudad de Guaranda

Específicos:

- Determinar el caudal que actualmente está generando la ciudad de Guaranda en el colector común ubicado en la Ciudadela Marcopamba.
- Caracterizar el agua residual que actualmente es descargada al Río Guaranda.
- Realizar el levantamiento topográfico de la zona donde se ubicarán las unidades de tratamiento y de la zona de descarga de los efluentes
- Dimensionar las unidades físicas que se van a implementar en la planta de tratamiento.

CAPÍTULO I

CAPÍTULO I

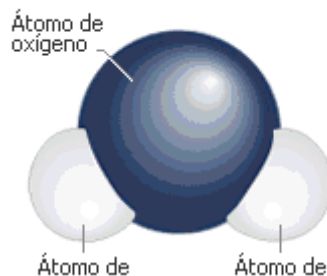
1. PARTE TEÓRICA

1.1 EL AGUA

Líquido incoloro, casi inodoro e insípido, H_2O , esencial para la vida animal y vegetal y el más empleado de los disolventes. Punto de fusión $0\text{ }^{\circ}\text{C}$ ($32\text{ }^{\circ}\text{F}$), punto de ebullición $100\text{ }^{\circ}\text{C}$ ($212\text{ }^{\circ}\text{F}$). Alcanza su densidad máxima a una temperatura de $4\text{ }^{\circ}\text{C}$ y se expande al congelarse.

Como muchos otros líquidos el agua puede existir en estado sobre enfriado, es decir, que puede permanecer en estado líquido aunque su temperatura esté por debajo de su punto de congelación, se puede enfriar fácilmente a unos $-25\text{ }^{\circ}\text{C}$ sin que se congele.

Fig. 1. Estructura del agua



Fuente: BENAYAS. J.

(2)

El agua es fuente de vida, toda la vida depende del agua. El agua constituye un $\%70$ de nuestro peso corporal. Necesitamos agua para respirar, para lubricar los ojos, para desintoxicar nuestros cuerpos y mantener constante su temperatura. Por eso, aunque un ser humano puede vivir por más de dos semanas sin comer, puede sobrevivir solamente tres o

cuatro días sin tomar agua. Las plantas serían incapaces de producir su alimento y de crecer sin el agua.

El agua por sí misma es incolora y no tiene olor ni gusto definido. Sin embargo, tiene unas cualidades especiales que la hacen muy importante, entre las que se destacan el hecho de que sea un regulador de temperatura en los seres vivos y en toda la biósfera, por su alta capacidad calórica (su temperatura no cambia tan rápido como la de otros líquidos).

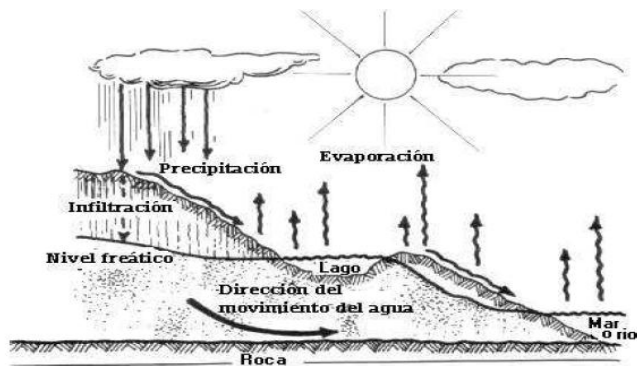
1.1.1 Ciclo del Agua

El mar retiene la sal del agua que recogió del suelo, la tierra y las rocas que se encontraban en los lugares por donde pasa el río, la envía a la atmósfera, pura y evaporada.

De la atmósfera, el agua cae como lluvia baja sobre los prados, los campos, nutre las cosechas y la fruta, y corre por los troncos, ramas de las plantas y árboles, llenándolos de flores.

Al encontrar grietas en las rocas y en el suelo, el agua penetra hacia adentro de la tierra, formando los ríos subterráneos que llenan los pozos, a veces sale en pequeñas cascadas o manantiales. A todo este proceso se le llama Ciclo del Agua, o Ciclo Hidrológico, gracias a él, probablemente volveremos a beber esta misma agua cien veces durante toda nuestra vida.

Fig. 2. Ciclo del Agua



Fuente: BENAYAS. J.

1.2 AGUA RESIDUAL

1.2.1 Generalidades, definición, origen

“Las aguas residuales pueden definirse como las aguas que provienen del sistema de abastecimiento de agua de una población, después de haber sido modificadas por diversos usos en actividades domésticas, industriales y comunitarias, siendo recogidas por la red de alcantarillado que las conducirá hacia un destino apropiado” (MARA, 1976).

Según su origen, las aguas residuales resultan de la combinación de líquidos y residuos sólidos transportados por el agua que proviene de residencias, oficinas, edificios comerciales e instituciones, junto con los residuos de las industrias y de actividades agrícolas, así como de las aguas subterráneas, superficiales o de precipitación que también pueden agregarse eventualmente al agua residual (MENDOCA, 1987).

Las Aguas Residuales cuando se desaguan se denominan VERTIDOS y éstos pueden clasificarse en función:

- Del uso prioritario u origen
- De su contenido en determinados contaminantes

Los vertidos residuales arrastran compuestos con los que las aguas han estado en contacto.

Estos compuestos pueden ser:

Según su Naturaleza:

- Conservativos: Su concentración en el río depende exactamente de la ley de la dilución del caudal del vertido al del río.

Generalmente: Compuestos Inorgánicos y estables (Cl, SO₄)

- No Conservativos: Su concentración en el río no está ligada directamente a la del vertido. Son todos los compuestos orgánicos e inorgánicos que pueden alterarse en el río por vía Física, Química o Biológica (NH₄, fenoles, Materia Orgánica)

Además, entre los compuestos existen fenómenos de tipo:

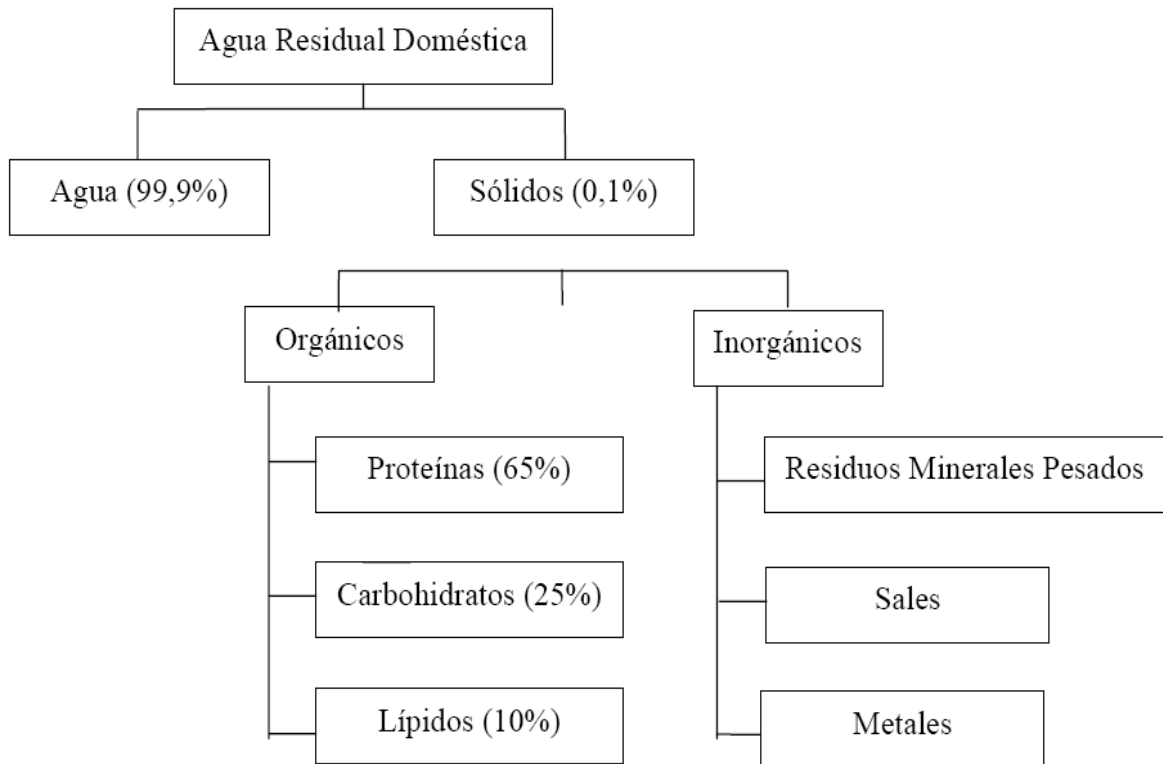
- Antagonismo: (1 Efecto) Ej. Dureza (al Zn)
- Sinergismo: (1 Efecto) Ej. Escasez de O₂ (al Zn)

Según su origen las aguas residuales pueden clasificarse como:

- **Aguas Residuales Domésticas:**

Son aquellas utilizadas con fines higiénicos (baños, cocinas, lavanderías, etc.). Consisten básicamente en residuos humanos que llegan a las redes de alcantarillado por medio de descargas de instalaciones hidráulicas de la edificación también en residuos originados en establecimientos comerciales, públicos y similares.

Fig. 3. Características cualitativas de las Aguas Residuales Domésticas



Fuente: Metcalf & Eddy

Las aguas residuales domésticas están constituidas en un elevado porcentaje (en peso) por agua, cerca de 99,9 % y apenas 0,1 % de sólidos suspendidos, coloidales y disueltos. Esta pequeña fracción de sólidos es la que presenta los mayores problemas en el tratamiento y su disposición. El agua es apenas el medio de transporte de los sólidos.

El agua residual está conformada de componentes físicos, químicos y biológicos. Es una mezcla de materiales orgánicos e inorgánicos, suspendidos o disueltos en el agua.

La mayor parte de la materia orgánica consiste en residuos alimenticios, heces, material vegetal, sales minerales, materiales orgánicos y materiales diversos como jabones y detergentes sintéticos. Las proteínas son el principal componente del organismo animal,

pero también están presentes en los vegetales. El gas sulfuro de hidrógeno presente en las aguas residuales proviene del Azufre de las proteínas.

Los carbohidratos son las primeras sustancias degradadas por las bacterias, con producción de ácidos orgánicos (por esta razón, las aguas residuales estancadas presentan una mayor acidez). Entre los principales ejemplos se pueden citar los azúcares, el almidón, la celulosa y la lignina (madera).

Los lípidos (aceites y grasas) incluyen gran número de sustancias que tienen, generalmente, como principal característica común la insolubilidad en agua, pero son solubles en ciertos solventes como cloroformo, alcoholes y benceno. Están siempre presentes en las aguas residuales domésticas, debido al uso de manteca, grasas y aceites vegetales en cocinas. Pueden estar presentes también bajo la forma de aceites minerales derivados de petróleo, debido a contribuciones no permitidas (de estaciones de servicio, por ejemplo), y son altamente indeseables, porque se adhieren a las tuberías, provocando su obstrucción.

Las grasas no son deseables, ya que provocan mal olor, forman espuma, inhiben la vida de los microorganismos, provocan problemas de mantenimiento, etc.

La materia inorgánica presente en las aguas residuales está formada principalmente de arena y sustancias minerales disueltas. El agua residual también contiene pequeñas concentraciones de gases disueltos. Entre ellos, el más importante es el oxígeno proveniente del aire que eventualmente entra en contacto con las superficies del agua residual en movimiento. Además, del Oxígeno, el agua residual puede contener otros gases, como dióxido de Carbono, resultante de la descomposición de la materia orgánica, nitrógeno disuelto de la atmósfera, sulfuro de hidrógeno formado por la descomposición de

compuestos orgánicos, gas amoníaco y ciertas formas inorgánicas del Azufre. Estos gases, aunque en pequeñas cantidades, se relacionan con la descomposición y el tratamiento de los componentes del agua residual.

- **Aguas Residuales Industriales:**

Son las que proceden de cualquier taller o negocio en cuyo proceso de producción, transformación o manipulación se utilice el agua, incluyéndose los líquidos residuales, aguas de proceso y aguas de refrigeración.

Líquidos Residuales: Los que se derivan de la fabricación de productos, siendo principalmente disoluciones de productos químicos tales como lejías negras, los baños de curtido de pieles, las melazas de la producción de azúcar.

A.R. de Proceso: Se originan en la utilización del agua como medio de transporte, lavado, refrigeración directa; y que puede contaminarse con los productos de fabricación o incluso de los líquidos residuales.

Generalmente su contaminación es <10% de la de los líquidos residuales aunque su volumen es 10-50 veces mayor.

Aguas de Refrigeración Indirecta: Son las que no han entrado en contacto con los productos y por tanto la única contaminación que arrastran es su temperatura.

- **Aguas Residuales Pluviales**

Son agua de lluvia, que descargan grandes cantidades de agua sobre el suelo. Parte de esta agua es drenada y otra escurre por la superficie, arrastrando arena, tierra, hojas y otros residuos que pueden estar sobre el suelo.

1.2.2 Apariencia

El agua residual es desagradable en su apariencia y en extremo peligrosa, en su contenido, principalmente debido al elevado número de organismos patógenos (virus, bacterias, protozoarios, helmintos) causantes de enfermedades.

El residuo fresco tiene tonalidad grisácea, mientras que en el residuo séptico el color cambia gradualmente de gris a negro. El color negro caracteriza también el residuo de descomposición parcial.

Las aguas residuales pueden, sin embargo, presentar cualquier otro color, en los casos de contribución de residuos industriales como por ejemplo, los de la industria textil o de tintas.

(3)

1.2.3 Características de las Aguas Residuales

1.2.3.1 Características físico químicas de las aguas residuales

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

Se puede definir a los sólidos totales como la materia que se obtiene como residuo después de someter al agua a un proceso de evaporación a una temperatura entre 103 y 105 °C. No se toma en cuenta como materia sólida aquella que se pierde durante la evaporación debido a su alta presión de vapor. Se conoce a los sólidos sedimentables como aquellos que sedimentan en un recipiente en forma cónica (*cono de Imhoff*) en el transcurso de un período de 60 min. Los sólidos sedimentables, expresados en unidades de ml/L, constituyen una medida aproximada de la cantidad de fango que se obtendrá en la decantación primaria

del agua residual. Los sólidos totales, o residuo de la evaporación, pueden clasificarse en filtrables o no filtrables conocidos como sólidos en suspensión, haciendo pasar un volumen conocido de líquido por un filtro. Para este proceso de separación suele emplearse un filtro de fibra de vidrio, con un tamaño nominal de poro de 1.2 μm , aunque también suele emplearse filtro de membrana de policarbonato.

La fracción filtrable de de los sólidos corresponde a los sólidos coloidales y disueltos. La fracción coloidal está compuesta por las partículas de materia de tamaños entre 0,001 y 1 μm . Los sólidos disueltos están compuestos de moléculas orgánicas e inorgánicas e iones en disolución en el agua. No es posible eliminar la fracción coloidal por sedimentación, normalmente para eliminar la fracción coloidal es necesaria la oxidación biológica o la coagulación complementados con la sedimentación.

En la siguiente tabla se describen los principales contaminantes que poseen las aguas residuales y las razones por las que los mismos deben ser removidos.

Tabla I. Contaminantes importantes concernientes a las aguas servidas

Contaminantes	Razones de su importancia
Sólidos en suspensión	Provocan el depósito de lodos y condiciones anaeróbicas cuando las aguas servidas no son tratadas y son descargadas a un medio acuático
Orgánicos biodegradables	Compuesto principalmente por proteínas, carbohidratos y grasas. Son medidos en términos de DBO y DQO. Si se los descarga al ambiente sin tratamiento, su estabilización biológica puede provocar la disminución de las fuentes naturales de oxígeno y el desarrollo de condiciones sépticas.
Patógenos	Provocan la transmisión de enfermedades contagiosas.
Nutrientes	Nitrógeno y fósforo junto con carbón, son nutrientes esenciales para el crecimiento de las plantas. Cuando estos nutrientes son descargados en un medio acuático producen el

	crecimiento de vida acuática indeseable. Cuando son descargados a la tierra también pueden producir contaminación del agua subterránea.
Orgánicos refractarios	Estos tienden a resistir los métodos convencionales de tratamiento. Ejemplos típicos son los fenoles, detergentes y pesticidas agrícolas.
Metales pesados	Son generalmente descargados por los comercios e industrias.
Inorgánicos disueltos	Tales como calcio, sodio y sulfatos son descargados de las actividades domésticas.

Fuente: Metcalf & Eddy

1.2.3.2 Características Físicas

1.2.3.2.1 Olores

Normalmente, los olores son debidos a los gases liberados durante el proceso de descomposición de la materia orgánica. El agua residual reciente tiene un olor peculiar, algo desagradable que resulta más tolerable que el del agua residual séptica. El olor más característico del agua residual séptica es el debido a la presencia del sulfuro de hidrógeno que se produce al reducirse los sulfatos a sulfitos por acción de microorganismos anaerobios.

La problemática de los olores está considerada como la principal causa de rechazo a la implantación de instalaciones de tratamiento de aguas residuales.

Efectos de los olores: a bajas concentraciones, la influencia de los olores sobre el normal desarrollo de la vida humana tiene más importancia por la tensión psicológica que generan, que por el daño que puedan producir al organismo. Los olores molestos pueden reducir el

apetito, inducir a menores consumos de agua, producir desequilibrios respiratorios, náuseas y vómitos, y crear perturbaciones mentales.

1.2.3.2.2 Temperatura

La temperatura del agua residual suele ser siempre más elevada que el agua de suministro, hecho principalmente debido a la incorporación de agua caliente procedente de las casas y de los diferentes usos industriales. Dado que el calor específico del agua es mucho mayor que el del aire, las temperaturas registradas de las aguas residuales son más altas que la temperatura del aire durante la mayor parte del año, y solo son menores que ella durante los meses más calurosos de verano.

La temperatura del agua es un parámetro muy importante dada su influencia, tanto sobre el desarrollo de la vida acuática como sobre las reacciones químicas y las velocidades de reacción, así como sobre la aptitud del agua para ciertos usos útiles.

Por otro lado, el oxígeno es menos soluble en agua caliente que en agua fría. El aumento en las velocidades de las reacciones químicas que produce un aumento de la temperatura, combinado con la reducción del oxígeno presente en las aguas superficiales, es causa frecuente de agotamiento de las contracciones de oxígeno disuelto durante los meses de verano.

Además, las temperaturas anormalmente elevadas pueden dar lugar a una indeseada proliferación de plantas acuáticas y hongos.

La temperatura óptima para el desarrollo de la actividad bacteriana se sitúa entre los 25 y los 35 °C.

1.2.3.2.3 Densidad

La densidad de un agua residual se define como su masa por unidad de volumen, expresada en kg/m^3 . Es una característica física importante del agua residual, dado que de ella depende la potencial formación de corrientes de densidad de fangos de sedimentación y otras instalaciones de tratamiento. La densidad de las aguas residuales domésticas que no contengan grandes cantidades de residuos industriales es prácticamente la misma que la del agua limpia a la misma temperatura.

1.2.3.2.4 Color

Históricamente, por la descripción de un agua residual, se empleaba el término condición junto con la composición y la concentración. Este término se refiere a la edad del agua residual, que puede ser determinada cualitativamente en función de su color y su olor. El agua residual reciente suele tener un color grisáceo. Sin embargo, al aumentar el tiempo de transporte en las redes de alcantarillado y al desarrollarse condiciones más próximas a las anaerobias, el color del agua residual cambia gradualmente de gris a gris oscuro, para finalmente adquirir color negro.

1.2.3.2.5 Turbiedad

La turbiedad, como medida de las propiedades de transmisión de la luz de un agua, es otro parámetro que se emplea para determinar la calidad de las aguas vertidas o de las aguas naturales en relación con la materia coloidal y residual en suspensión. La medición de la turbiedad se lleva a cabo mediante la comparación entre la intensidad de luz dispersada en la muestra y la registrada en una suspensión de referencia en las mismas condiciones.

1.2.3.3 Características Químicas

1.2.3.3.1 Materia Orgánica

Son sólidos que provienen de los reinos animal y vegetal, así como de las actividades humanas relacionadas con la síntesis de compuestos orgánicos.

Los compuestos orgánicos están conformados normalmente por combinaciones de carbono, hidrógeno y oxígeno, con la presencia, en determinados casos de nitrógeno. También pueden estar presentes otros elementos como el azufre, fósforo o hierro. Los principales grupos de sustancias orgánicas presentes en el agua residual son las proteínas (40 – 60%), hidratos de carbono (25 – 50%), y grasas y aceites (10%). Otro compuesto orgánico con importante presencia en el agua residual es la urea, principal constituyente de la orina. No obstante, debido a la velocidad del proceso de descomposición de la urea, raramente está presente en las aguas residuales que no sean muy recientes.

1.2.3.3.2 Proteínas

Las proteínas son los principales compuestos del organismo animal, mientras que su presencia es menos relevante en el caso de organismos vegetales. Están presentes en todos los alimentos de origen animal o vegetal cuando estos están crudos.

El contenido de proteínas varía mucho entre los pequeños porcentajes presentes en frutas con altos contenidos de agua (como los tomates) o en los tejidos grasos de las carnes, y los porcentajes elevados que se dan en los fréjoles o carnes magras. Todas las proteínas contienen carbono, común a todas las sustancias orgánicas, oxígeno e hidrógeno. Además, como característica distintiva, contienen una elevada cantidad de nitrógeno, en torno al 16%. La urea y las proteínas son las principales responsables de la presencia de nitrógeno en las aguas residuales.

1.2.3.3.3 Hidratos de Carbono

Ampliamente distribuidos por la naturaleza, los hidratos de carbono incluyen azúcares, almidones, celulosa y fibra de madera, compuestos todos ellos presentes en el agua residual.

Los hidratos de carbono contienen carbono, oxígeno e hidrógeno. Algunos hidratos de carbono son solubles en el agua, principalmente los azúcares, mientras que otros, como los almidones, son insolubles.

1.2.3.4 Características Biológicas

En las A.R. van numerosos microorganismos., unos patógenos y otros no. Entre los primeros cabe destacar los virus de la Hepatitis. Por ejemplo, en 1 g. de heces de un enfermo existen entre 10^5 - 10^6 dosis infecciosas del virus de la hepatitis.

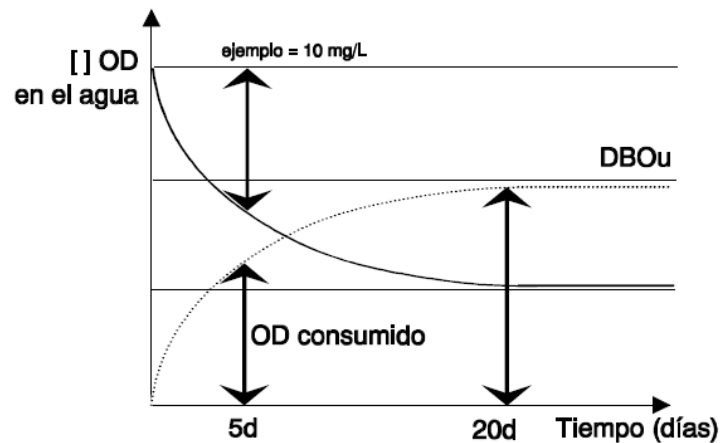
El tracto intestinal del hombre contiene numerosas bacterias conocidas como Organismos COLIFORMES. Cada individuo evacua 105 millones de coliformes por día, que aunque no son dañinos, se utilizan como indicadores de contaminación debido a que su presencia indica la posibilidad de que existan gérmenes patógenos de más difícil detección. (16)

Estas materias de tipo orgánico absorben hasta su mineralización una cierta cantidad de oxígeno, debido a los procesos químicos o biológicos de oxidación que se producen en el agua. El índice para medir este fenómeno puede efectuarse mediante el análisis de parámetros como: Demanda Química y Bioquímica de Oxígeno y Oxígeno Disuelto.

1.2.3.4.1 Demanda Bioquímica de Oxígeno

La prueba de la DBO mide el oxígeno consumido por las bacterias mientras oxidan la materia orgánica. Una muestra de agua residual se diluye convenientemente con agua de dilución (agua destilada con una población mixta apropiada de microorganismos, y con una concentración a saturación de OD). Se mide en la muestra diluida la concentración inicial de OD, se incuba a una temperatura determinada (20 °C) y, después de un tiempo prefijado, se mide nuevamente la concentración de OD. La disminución en la concentración de OD será debido a la utilización hecha, durante el tiempo de incubación, por los microorganismos para metabolizar la MO de ese volumen de muestra diluida. De este resultado se calcula la cantidad de oxígeno requerido para el tratamiento similar de un volumen normal no diluido, por ejemplo un litro.

Fig. 4. Oxígeno disuelto consumido en función del tiempo



Fuente: Metcalf & Eddy

La oxidación biológica es relativamente lenta y normalmente no se completa en 5 días de incubación. Los compuestos orgánicos simples, como la glucosa, se oxidan casi completamente en 5 días, pero en un agua residual doméstica solo se llega a oxidar un 65 % de la MO. Los compuestos orgánicos complejos pueden oxidarse únicamente en un 40 %

en el mismo período. Cuando la descomposición de MO de una muestra es tan completa como se puede obtener aeróbicamente, el OD así consumido es la DBO total o última (DBO_u). Si no se indica nada, se suele aceptar que es DBO₅.

Normalmente, se supone que la DBO es una reacción de primer orden. En una reacción de orden 1, la velocidad de oxidación es proporcional a la concentración presente de materia orgánica oxidable.

Una vez formada una población adecuada de microorganismos, la velocidad de reacción está controlada por la cantidad de alimento disponible, esto es:

$$\frac{dL}{dt} = -KL$$

Ec.1

En donde:

L = concentración de DBO presente

t = tiempo

K = constante cinética de orden 1 del proceso

(1)

Para calcular la cantidad de DBO en proporción a la cantidad de oxígeno se utiliza la siguiente fórmula.

$$DBO (O_2) = \frac{(V_f - V_i) \times N \times Eq \times 1000}{V}$$

Donde:

V_f = Volumen del titulante consumido después de 5 días.

V_i = Volumen del titulante consumido en el primer día.

N = Normalidad del oxígeno

E_q = Equivalente químico del oxígeno

V = Volumen del recipiente (Frasco Wheaton)

1.2.3.4.2 Demanda Química de Oxígeno

Debido a los problemas para determinar el DBO_5 por su relación con la temperatura y el tiempo, se hace necesario adoptar otros métodos que si bien no reflejan la realidad del hecho en la naturaleza, permiten usarse, por su rapidez de determinación, para el control de vertidos y de los procesos de depuración.

El DQO es la cantidad de oxígeno disuelto consumido por una cantidad de agua residual durante la oxidación “por vía química” provocada por un agente químico fuertemente oxidante. Su determinación es más rápida que la DBO, precisando su ensayo una o dos horas si la oxidación se efectúa en frío o, bien 30 minutos si la oxidación se efectúa con dicromato en caliente.

1.2.3.4.3 Oxígeno Disuelto OD

Siendo la fuente energética de los seres vivos el oxígeno, este se convierte en índice fundamental para la definición y control de las aguas residuales. La cantidad de oxígeno puede ser incrementada por:

- Captación de oxígeno a través de la superficie de la interfase aire – agua
- Acción fotosintética, debido principalmente a las algas verdes
- Descenso de temperatura
- Dilución

La cantidad de oxígeno puede disminuir por la respiración de los microorganismos, algas y organismos macroscópicos, elevación de temperatura, reacciones químicas, y por la acción metabólica de los organismos regidos por la acción enzimática. (8)

1.2.3.5 Características Cuantitativas

1.2.3.5.1 Variación del Caudal

De modo general, en los caudales de las aguas residuales ocurren variaciones horarias (con las horas del día), diarias (con los días de la semana) y cíclicas (con las estaciones del año), de acuerdo con los usos y las costumbres de la población, además de la temperatura y la precipitación atmosférica de la región.

- Caudales de diseño

Cuando exista información disponible de los caudales de aguas servidas, se deberá analizar por lo menos lo correspondiente a los dos últimos años.

- **Caudal promedio diario**

Es el caudal promedio que ocurre durante un período de 24 horas, basado en la información del caudal total del año. El caudal promedio es usado para evaluar la capacidad de las plantas de tratamiento y para desarrollar los caudales usados en diseño. El caudal promedio también es usado para estimar parámetros tales como costos de bombeo y de químicos, lodos y tasa de descarga de orgánicos.

$$Q \left(\frac{m^3}{d} \right) = \frac{\text{población (hab)} \times \text{dotación} \left(\frac{L}{\text{hab.d}} \right)}{1000 (L/m^3)}$$

Ec.3

- **Caudal Pico Horario**

Es el pico de flujo ocurrido diariamente basado en la información del caudal total de año. En otras palabras contempla el incremento de caudal sobre el caudal medio, que se recibe de manera puntual en la planta a determinadas horas del día.

$$Qp = Qmed \times (1,5 - 2,5)$$

Ec.4

Si no se disponen de datos suficientes de caudales, se pueden emplear los siguientes criterios:

- ✓ Para comunidades pequeñas: 4 veces el caudal medio diario
- ✓ Para comunidades grandes: 1,5 veces el caudal medio diario.

Puede calcularse mediante una fórmula empírica que, a título orientativo, proporciona datos bastante fiables:

$$Qp = Qmed \times \left[1,15 + \frac{2,575}{(Qmed)^{1/4}} \right]$$

Ec.5

- **Caudal máximo diario**

Es el caudal máximo que ocurre durante un período de 24 horas, basado en la información del caudal total del año.

El caudal máximo que puede llegar a planta se puede estimar como mayoración del caudal punta en 1,5 a 2,5 veces.

- **Caudal mínimo diario**

Es el caudal mínimo que ocurre durante un período de 24 horas, basado en la información del caudal total de año.

Es importante para el funcionamiento de las estaciones de bombeo y de la planta de tratamiento de aguas residuales durante los primeros años, dado que se suele trabajar con caudales inferiores a los proyectados y se pueden producir retenciones.

Si no se disponen de suficientes datos de caudales se pueden emplear los siguientes criterios:

- ✓ Para comunidades pequeñas: 30% del caudal medio diario
- ✓ Para comunidades grandes: 50% del caudal medio diario

- **Mínimo Caudal Horario**

Es el mínimo caudal ocurrido diariamente basado en la información del caudal total de año. El mínimo caudal horario es usado para determinar los efectos posibles en el proceso y para definir las dimensiones de los medidores de flujo, particularmente aquellos de dosificación automática de químicos. (8)

Hay aun otra fracción de contribución de las aguas residuales que puede adicionarse a los caudales: mínimo, medio y máximo; las aguas pluviales por lo general encaminadas indebidamente a los colectores prediales, además de las que penetran en la red de alcantarillado a través de los tampones de los pozos de registro, de lanzamientos clandestinos, etc., aumentando considerablemente los caudales estimados en los diseños. (9)

1.2.4 Estaciones Depuradoras de Aguas Residuales “EDAR”

1.2.4.1 Introducción

Una EDAR no es más que una fábrica de agua limpia, a ella llega el agua sucia, Agua Bruta, y sale agua limpia, Agua Tratada.

Un gran error es no tratar una EDAR como lo que es, una fábrica, llega materia prima, Agua Bruta, y sale un producto, Agua Tratada, y varios subproductos, fangos y gas.

Una EDAR es una fábrica deficiente económicamente, una EDAR difícilmente ganará dinero y menos en los primeros años.

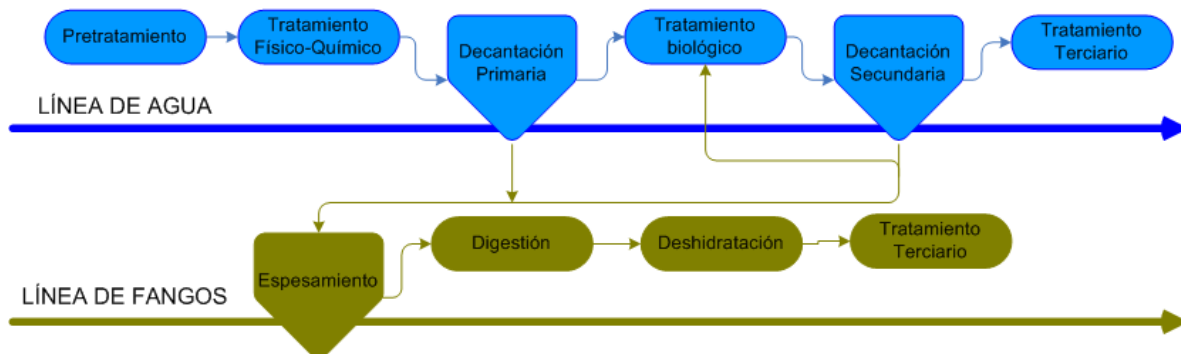
No obstante el agua que sale de las plantas cumple con los requisitos exigidos por la legislación en la mayoría de los casos, y el agua sale de la planta con los parámetros exigidos, pero no se tiene en cuenta los, llamémoslos, daños colaterales, que la falta de medios con el fin de obtener beneficios ocasionan y en muchas ocasiones la falta de conocimientos. Estos daños pueden ser como ejemplo, malos olores en las zonas colindantes de las EDAR, una EDAR siempre huele, pero se puede paliar en cierta medida y no se hace unas veces por falta de medios y la mayoría por falta de conocimientos. Otro de los inconvenientes que se presenta es la presencia de insectos.

Por eso y otros motivos, conviene cambiar el enfoque y considerar a una EDAR como una fábrica de biosólidos (fangos) y considerar el resto: agua depurada, grasas, arenas, residuos sólidos, etc. como subproductos. De esta forma en vez de ver si una EDAR produce agua depurada, se debe de analizar la cantidad de biosólidos producidos ya que de esta forma sabremos realmente la calidad del agua depurada. Gestionando una EDAR desde la óptica de la producción de biosólidos, y abonando a las empresas que los gestionan por tonelada de materia seca producida, se evitarán los daños colaterales como los olores, usos ineficientes de la energía, etc.

1.2.4.2 Esquema de una EDAR

Una EDAR tiene dos líneas principales de trabajo, estas son la línea de agua, donde se trabaja con el agua y la línea de fangos donde se trabaja con los fangos o lodos, a continuación se incluye un esquema con las principales partes de una EDAR.

Fig. 5. Esquema de una EDAR (METCALF & EDDY, 2003)



Fuente: CRITES, R.

1.2.5 Tipos de Tratamiento en Aguas Residuales

1.2.5.1 Pretratamiento

1.2.5.1.1 Objetivos del pretratamiento

Con un pretratamiento se pretende 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 y bombas, depósitos de arenas, rotura de equipos).

1.2.5.1.2 Operaciones del pretratamiento

Las operaciones de pretratamiento incluidas en una E.D.A.R. dependen de:

- La procedencia del agua residual (doméstica, industrial, etc.).
- La calidad del agua bruta a tratar (mayor o menor cantidad de grasas, arenas sólidos)

- Del tipo de tratamiento posterior de la E.D.A.R.
- De la importancia de la instalación

Las operaciones son:

- Separación de grandes sólidos (Pozo de Gruesos)
- Desbaste
- Tamizado
- Desarenado
- Desaceitado-desengrasado
- Preaireación

En una planta depuradora no es necesaria la instalación de todas estas operaciones. Esto depende de las características antes descritas. Por ejemplo, para un agua residual industrial raramente es necesario un desbaste.

- Separación de grandes sólidos (pozo de gruesos)

Cuando se prevé la existencia de sólidos de gran tamaño o de una gran cantidad de arenas en el agua bruta, se debe incluir en cabecera de instalación un sistema de separación de estos grandes sólidos, este consiste en un pozo situado a la entrada del colector de la depuradora, de tronco piramidal invertido y paredes muy inclinadas, con el fin de

concentrar los sólidos y las arenas decantadas en una zona específica donde se puedan extraer de una forma eficaz.

A este pozo se le llama *Pozo de Muy Gruesos*, dicho pozo tiene una reja instalada, llamada *Reja de Muy Gruesos*, que no es más que una serie de vigas de acero colocadas en vertical en la boca de entrada a la planta, que impiden la entrada de troncos o materiales demasiado grandes que romperían o atorarían la entrada de caudal en la planta.

La extracción de los residuos se realiza, generalmente, con cucharas anfibia o bivalvas de accionamiento electrohidráulico. Los residuos separados con esta operación se almacenan en contenedores para posteriormente transportarlos a un vertedero o llevarlos a incineración.

En este sistema la tarea consiste en la retirada de estos grandes sólidos, para evitar que estos dificulten la llegada del agua residual al resto de la planta, y la de limpiar el fondo del pozo para que no se produzca anaerobiosis, y consecuentemente malos olores. También se debe vaciar el contenedor de forma regular, si esto no es posible, hay que utilizar un contenedor tapado.

- Desbaste

Los objetivos en este paso son:

- Proteger a la E.D.A.R. de la posible llegada intempestiva de grandes objetos capaces de provocar obstrucciones en las distintas unidades de la instalación.

- Separar y evacuar fácilmente las materias voluminosas arrastradas por el agua, que podrían disminuir la eficacia de los tratamientos posteriores.

Esta operación consiste en hacer pasar el agua residual a través de una reja. De esta forma, el desbaste se clasifica según la separación entre los barrotes de la reja en:

- Desbaste fino: con separación libre entre barrotes de 10-25 mm.
- Desbaste grueso: con separación libre entre barrotes de 50-100 mm. En cuanto a los barrotes, estos han de tener unos espesores mínimos según sea:
- Reja de gruesos: entre 12-25 mm.
- Reja de finos: entre 6-12 mm. También hay que distinguir entre los tipos de limpieza de rejas igual para finos que para gruesos:
- Rejas de limpieza manual
- Rejas de limpieza automática

Fig. 6. Pretratamiento con rejillas



Fuente: CRITES, R.

- Tamizado

Consiste en una filtración sobre soporte delgado, y sus objetivos son los mismos que se pretenden con el desbaste, es decir, la eliminación de materia que por su tamaño pueda interferir en los tratamientos posteriores. Según las dimensiones de los orificios de paso del tamiz, se distingue entre:

Macrotamizado: Se hace sobre chapa perforada o enrejado metálico con paso superior a 0,2 mm. Se utilizan para retener materias en suspensión, flotantes o semiflotantes, residuos vegetales o animales, ramas de tamaño entre 0,2 y varios milímetros.

Microtamizado: Hecho sobre tela metálica o plástica de malla inferior a 100 micras. Se usa para eliminar materias en suspensión muy pequeñas contenidas en el agua de abastecimiento (Plancton) o en aguas residuales pretratadas. Los tamices se incluirán en el pretratamiento de una estación depuradora en casos especiales:

- Cuando las aguas residuales brutas llevan cantidades excepcionales de sólidos en suspensión, flotantes o residuos.
- Cuando existen vertidos industriales importantes provenientes principalmente del sector alimentario (residuos vegetales, de matadero, semillas, cáscaras de huevo).

Los tamices suelen ir precedidos por un desbaste de paso entre barrotes de 10-50 mm. Según el paso de malla del tamiz.

- Desarenado

El objetivo de esta operación es eliminar todas aquellas partículas de granulometría superior a 200 micras, con el fin de evitar que se produzcan sedimentos en los canales y

conducciones, para proteger las bombas y otros aparatos contra la abrasión, y para evitar sobrecargas en las fases de tratamiento siguiente.

En caso de que sea necesario un bombeo, desbaste y desarenado deben ir antes de éste. Pero hay veces que es conveniente situar el bombeo previo al desarenado aun a costa de un mayor mantenimiento de las bombas.

- Desaceitado – Desengrasado

El objetivo en este paso es eliminar grasas, aceites, espumas y demás materiales flotantes más ligeros que el agua, que podrían distorsionar los procesos de tratamiento posteriores.

El desaceitado consiste en una separación líquido-líquido, mientras que el desengrase es una separación sólido-líquido. En ambos casos se eliminan mediante insuflación de aire, para des emulsionar las grasas y mejorar la flotabilidad.

Se puede hacer esta separación en los decantadores primarios al ir provistos éstos de unas rasquetas superficiales de barrido, pero cuando el volumen de grasa es importante, estas rasquetas son insuficientes y la recogida es deficiente.

- Preaireación

Ésta etapa contempla los siguientes objetivos:

- Mejorar la tratabilidad del agua, en cuanto que esta llega séptica, contaminada, a la depuración.
- Control de olores.

- Mejorar la separación de las grasas.
- Favorecer la floculación de sólidos.
- Mantener el oxígeno en la decantación aun a bajos caudales.
- Incrementar la eliminación de DBO_5 .
- Evitar los depósitos en las cámaras húmedas.

La preaireación se utiliza en:

- Cabecera de instalación
- En los desarenadores, incrementando el tiempo de retención y la capacidad de aireación.
- En los canales de distribución a los decantadores primarios.

1.2.5.2 Tratamiento Primario

La presencia en el agua de muchas sustancias sólidas constituye la parte más importante y aparente de la contaminación.

El tamaño de las partículas contaminantes presentes en el agua es muy variado.

Hay sólidos que por su tamaño pueden observarse a simple vista en el agua y dejando la suspensión en reposo, se pueden separar bien por decantación bajo la influencia de la gravedad o bien por flotación, dependiendo de las densidades relativas del sólido y del agua. También resulta fácil separarlas por filtración.

Sin embargo, hay otras partículas muy finas de naturaleza coloidal denominadas coloides que presentan una gran estabilidad en agua. Tienen un tamaño comprendido entre 0,001 y 1 μm y constituyen una parte importante de la contaminación, causa principal de la turbiedad del agua. Debido a la gran estabilidad que presentan, resulta imposible separarlas por decantación o flotación. Tampoco es posible separarlas por filtración porque pasarían a través de cualquier filtro.

La causa de esta estabilidad es que estas partículas presentan cargas superficiales electrostáticas del mismo signo, que hace que existan fuerzas de repulsión entre ellas y les impida aglomerarse para sedimentar.

Estas cargas son, en general, negativas, aunque los hidróxidos de hierro y aluminio las suelen tener positivas.

El tratamiento físico químico del agua residual tiene como finalidad mediante la adición de ciertos productos químicos la alteración del estado físico de estas sustancias que permanecerían por tiempo indefinido de forma estable para convertirlas en partículas susceptibles de separación por sedimentación.

Mediante este tratamiento puede llegar a eliminarse del 80 al 90% de la materia total suspendida, del 40 al 70% de la DBO_5 y del 30 al 40% de la DQO.

El tratamiento físico-químico puede constituir una única etapa dentro del tratamiento del agua residual o bien puede interponerse como proceso de depuración complementario entre el pretratamiento y el tratamiento secundario.

En cualquiera de los dos casos, el vertido procedente del pretratamiento es sometido a las distintas fases de depuración físico-químicas:

- Coagulación
- Coadyuvacion
- Floculación.

El proceso de coagulación se efectúa en un sistema que permita una mezcla rápida y homogénea del producto coagulante con el agua residual, llamado mezclador rápido o coagulador. Consiste en una cámara de mezcla provista de un sistema de agitación que puede ser del tipo de hélice o turbina.

El tiempo de retención es de 0,3 a 5 minutos.

La coadyuvacion tiene como finalidad llevar el vertido a un pH óptimo para ser tratado. Para ello se utilizan ciertos productos químicos llamados coadyuvantes o ayudantes de coagulación.

Este proceso tiene lugar en la misma cámara donde se realiza la coagulación.

La floculación puede tener lugar en un floculador separado o bien en el interior de un decantador.

Los floculadores son depósitos provistos de sistemas de agitación que giran con relativa lentitud para no romper los flóculos formados durante la coagulación. El tiempo de retención en estos sistemas suele ser de 10 a 30 minutos.

Los sistemas de agitación pueden estar constituidos por hélices o por un conjunto de palas fijadas sobre un eje giratorio horizontal o vertical.

1.2.5.3 Tratamiento Secundario

Cuando las aguas residuales entran en una Estación Depuradora, sufren un pretratamiento en el que se retiran los sólidos y gruesos de gran tamaño, así como las arenas y grasas. A continuación, el agua pasa al denominado tratamiento primario, donde se eliminan sólidos en suspensión fácilmente sedimentables y algo de materia orgánica.

La materia orgánica que queda disuelta y en suspensión así como el resto de las partículas sólidas que no se han eliminado en los tratamientos anteriores, son eliminadas mediante los denominados “Procesos Biológicos de Depuración Aerobia”, que en la línea de aguas constituyen los tratamientos secundarios.

Podemos definir los “Procesos Biológicos de Depuración Aerobia”, como aquellos realizados por determinado grupo de microorganismos (principalmente bacterias y protozoos) que en presencia de Oxígeno, actúan sobre la materia orgánica e inorgánica disuelta, suspendida y coloidal existente en el agua residual, transformándola en gases y materia celular, que puede separarse fácilmente mediante sedimentación. La unión de materia orgánica, bacterias y sustancias minerales forma los flóculos y el conjunto de flóculos es lo que se conoce como fango biológico.

Los objetivos que persigue este tipo de tratamiento son la transformación de la materia orgánica y eliminación de los sólidos coloidales no sedimentables. En el caso de algunas aguas residuales urbanas, también se persigue la eliminación de Nitrógeno y de Fósforo.

Por último, conseguimos además la disminución de los microorganismos patógenos y fecales que habitan el agua residual.

Básicamente, existen dos tipos de tratamientos biológicos aerobios:

- Procesos de Cultivo en Suspensión (Fangos Activados).
- Procesos de Cultivo Fijo (Lechos Bacterianos).

1.3 CAUDALES

Es importante analizar cuidadosamente, a partir de los datos disponibles, las características y variaciones de los caudales de agua residual, puesto que afectan en el diseño de los sistemas de tratamiento, y en general en el diseño hidráulico de las redes de alcantarillado y en las plantas de tratamiento de agua residual. (10)

1.3.1 Medición de Caudales

La medición de caudales en cualquier sistema de tratamiento de aguas residuales domésticas o industriales es de gran importancia, por consiguiente deben poseer dispositivos de medición de caudal. Tanto en la entrada como en la salida. Son unidades de bajo costo, en relación con el costo total de la obra y suministran datos importantes para la operación de los sistemas de tratamiento. (12)

Los principales tipos de medidores utilizados son los vertederos proporcionales, el medidor Parshall, el medidor Venturi, los vertederos rectangulares y triangulares.

Los vertederos rectangulares o triangulares se deben instalar a la salida de los sistemas de tratamiento, no habiendo problemas de sólidos que puedan obstruir estos dispositivos. Estos vertederos deben ser de pared delgada y arista viva y deben de trabajar en descarga libre.

El vertedero triangular debe ser de escotadura en ángulo de 90° . Éste vertedero proporciona un excelente método para medir pequeños caudales.

1.3.2 Muestreo

1.3.2.1 Recolección y Preservación de Muestras

Existen algunos tipos de muestreo de aguas residuales, ya que de esto dependerá la interpretación correspondiente de sus características, así tenemos:

1.3.2.1.1 Muestra Simple

Sólo representa la composición del agua para ese tiempo y lugar específicos. Dicha muestra puede ser representativa de espacios y tiempos mayores si se sabe con anterioridad que la composición es constante en el tiempo y que no existen gradientes de concentración especiales.

Las muestras instantáneas se usan para:

- Determinar las características de las descargas instantáneas y para identificar la fuente y evaluar los efectos potenciales en los procesos de tratamiento.
- Estudiar variaciones y extremos en el flujo de desechos en determinado período.
- Evaluar la descarga si esta ocurre intermitentemente durante períodos cortos.
- Determinar si la composición de la corriente es razonablemente constante.

- Determinar si los componentes por analizar son inestables o no pueden ser preservados.
- Los parámetros que deben medirse para caracterizar el agua residual mediante muestras instantáneas para cada nivel de servicio. (11)

1.3.2.1.2 Muestra Compuesta

Las muestras compuestas son la mezcla de varias muestras instantáneas recolectadas en el mismo punto de muestreo en diferentes tiempos. La mezcla se hace sin tener en cuenta el caudal en el momento de la toma. Los parámetros a determinar son:

Demanda Bioquímica de Oxígeno₅ total y soluble, sólidos suspendidos, disueltos y sedimentables, DQO soluble y total, Nitrógeno total Kjeldahl, fósforo (soluble y particulado), aceites y grasas, fósforo, sustancias orgánicas volátiles, cloruros y detergentes. (11)

1.3.2.1.3 Muestra Integrada

Consisten en el análisis de muestras instantáneas tomadas en diferentes puntos simultáneamente o tan cerca como sea posible. La integración debe hacerse de manera proporcional a los caudales medidos al tomar la muestra.

Las muestras integradas deben usarse en alguno o varios de los siguientes casos:

Caracterizar el caudal de un río, el cual varía su composición a lo largo de su trayecto y su ancho. Se toma varias muestras para diferentes puntos de sección transversal y se mezclan en proporción a los flujos relativos para cada sección. Tratamientos combinados para

diferentes corrientes de aguas residuales separadas. Cálculo de las cargas (kg/d) de las sustancias contaminantes en la corriente de agua. (11)

1.3.2.2 Hoja de Revisión de Muestras

A la muestra se le asigna una hoja de remisión. La persona responsable del muestreo debe llenar su parte correspondiente. El personal del laboratorio debe completar la siguiente información:

- Nombre de la persona que recibe la muestra
- Número de la muestra
- Fecha de recepción de la muestra
- Ensayos por realizar

1.3.2.3 Número de Muestras

Debido a las variaciones aleatorias en los procesos analíticos, una sola muestra puede ser suficiente cuando se desea un cierto nivel de confianza. Si se conoce la desviación estándar del grupo, el número de muestras requeridas debe ser establecido por las características del agua residual. (12)

1.3.2.4 Cantidad

Deben recogerse dos “2” litros de muestra para la mayoría de los análisis fisicoquímicos. Ciertos ensayos necesitan volúmenes más grandes. No debe utilizarse la misma muestra para ensayos químicos (orgánicos o inorgánicos) y microbiológicos, debido a que los métodos de muestreo y manipulación son diferentes. (12)

1.4 Conducción del agua

La conducción del agua en todo el sistema de tratamiento se lo realizará con tubería PVC.

Esto se justifica en las siguientes razones:

- Unión hermética: El diseño de la unión espiga – campana no permite infiltración ni exfiltración, lo que impide la contaminación del agua.
- Economía: Por su superficie interna lisa, las pendientes se reducen considerablemente, obteniendo menores volúmenes de excavación.
- Mayor vida útil: No se ve afectada por la agresividad de los suelos, no permite la entrada de raíces y las sustancias propias de un alcantarillado sanitario no la deterioran.
- Flexibilidad: Excelente comportamiento ante cargas vivas y muertas, comparado con los materiales tradicionales, que le permite ser alojada a las profundidades calculadas del proyecto sin problema alguno.
- Baja rugosidad: Posee un coeficiente de rugosidad de Manning de 0,009, lo que significa una mayor eficiencia hidráulica.
- Ligereza: Significativamente menor su peso por metro de tubería, el costo de manejo e instalación se reduce considerablemente, logrando altos rendimientos en mano de obra.
- Resistencia mecánica: Ésta tubería presenta una alta resistencia a golpes y al trato normal en obra, desde luego se debe de proteger del manejo inadecuado y rudo.

1.4.1 Limitaciones en el uso de tubería de PVC

- A temperaturas menores a 0 °C, la tubería de PVC reduce su capacidad de resistencia al impacto.

- La tubería no debe quedar expuesta por períodos prolongados de tiempo a los rayos solares, ya que esto provoca una alteración de sus propiedades mecánicas.
- La tubería de PVC presenta susceptibilidad de daños debidos al contacto con elementos cortos punzantes.

En la siguiente tabla se detallan algunas propiedades de la tubería de PVC.

Tabla II. Características Técnicas de la tubería de PVC para alcantarillado.

PROPIEDAD	VALOR
Esfuerzo de diseño	140 kg/cm ²
Coefficiente de rugosidad	Manning 0,009 Hazen Williams 150
Módulo de elasticidad	28,100 kg/cm ²
Hermeticidad	Total

Fuente: Investigador

1.5 NORMATIVA AMBIENTAL

Para el cálculo, diseño y dimensionamiento, de las plantas de tratamiento, se aplican las siguientes normas técnicas.

- Norma de Diseño para Sistemas de Abastecimiento de Agua Potable, Disposición de Excretas y Residuos Líquidos en el Área Rural, publicadas en 1995, Décima Parte (X) Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales.
- Proyecto de Código Ecuatoriano para el diseño de la Construcción de Obras Sanitarias Co 10.07 – 601 Abastecimiento de Agua Potable y Eliminación de Aguas Residuales en el Área Rural (SSA).
- Normas recomendadas por la Subsecretaría de Saneamiento Ambiental del Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda.

Para la caracterización del agua residual y calidad del efluente que se descarga al Río Guaranda, se registró la presente investigación a la normativa emitida por el Texto Unificado de Legislación Ambiental Secundaria “TULAS”. La razón de la aplicación de ésta norma se justifica en que en la Ciudad de Guaranda y en la Provincia de Bolívar, no existe una normativa, ordenanza o ley que regule la descarga de agua residual. (13)

- “NORMA DE CALIDAD AMBIENTAL Y DE DESCARGA DE EFLUENTES : RECURSO AGUA”. Calidad de descarga de efluentes a un cuerpo de agua dulce, del Texto Unificado de Legislación Ambiental Secundaria “TULAS”, Recurso Agua, Libro VI, Tabla 12, Anexo 1.

Tabla III. Límites de descarga a un cuerpo de agua dulce

Parámetros	Expresado como	Unidad	Límite Máximo Permisible TULAS Tabla 12 L6A1
Potencial de Hidrógeno	pH		7 – 9
Compuestos fenólicos	Fenol	mg/l	0,2
Sulfuros	S	mg/l	0,5
Nitratos + Nitritos	Expresado como Nitrógeno (N)	mg/l	10,0
Tensoactivos	Sustancias activas al azul de metileno	mg/l	0,5
Demanda Bioquímica de Oxígeno (5 días)	D.B.O ₅ .	mg/l	100
Demanda Química de Oxígeno	D.Q.O.	mg/l	250
Sólidos totales		mg/l	1 600
Aceites y Grasas.	Sustancias solubles en hexano	mg/l	0,3
Coliformes Fecales	Nmp/100 ml		¹ Remoción > al 99,9 %

Fuente: TULAS, 2003

¹ Aquellos regulados con descargas de coliformes fecales menores o iguales a 3 000, quedan exentos de tratamiento.

CAPÍTULO II

CAPÍTULO II

El sistema de alcantarillado combinado de la Ciudad de Guaranda fue diseñado por el Sistema Cooperativo Interamericano de Salud Pública, en el año de 1959; y, actualizado y construido por el Instituto Ecuatoriano de Obras Públicas Sanitarias (IEOS), en el periodo de 1966-1968 por el Municipio de Guaranda en 1993, con base en el “Estudio de Ampliaciones del Sistema de Agua Potable y Alcantarillado de la Ciudad de Guaranda” preparado por CIDES Cia. Ltda.

Con ésta base de partida, y tomando en cuenta el tipo de alcantarillado, la metodología descrita éste capítulo para la realización del presente trabajo de investigación se enmarca en la ejecución sistemática de las etapas de investigación; iniciando con la medición del caudal de descarga, seguido de la caracterización del agua residual; para luego realizar el levantamiento topográfico del emplazamiento en el cual se va a construir la planta de tratamiento y finalmente dimensionar las unidades de tratamiento.

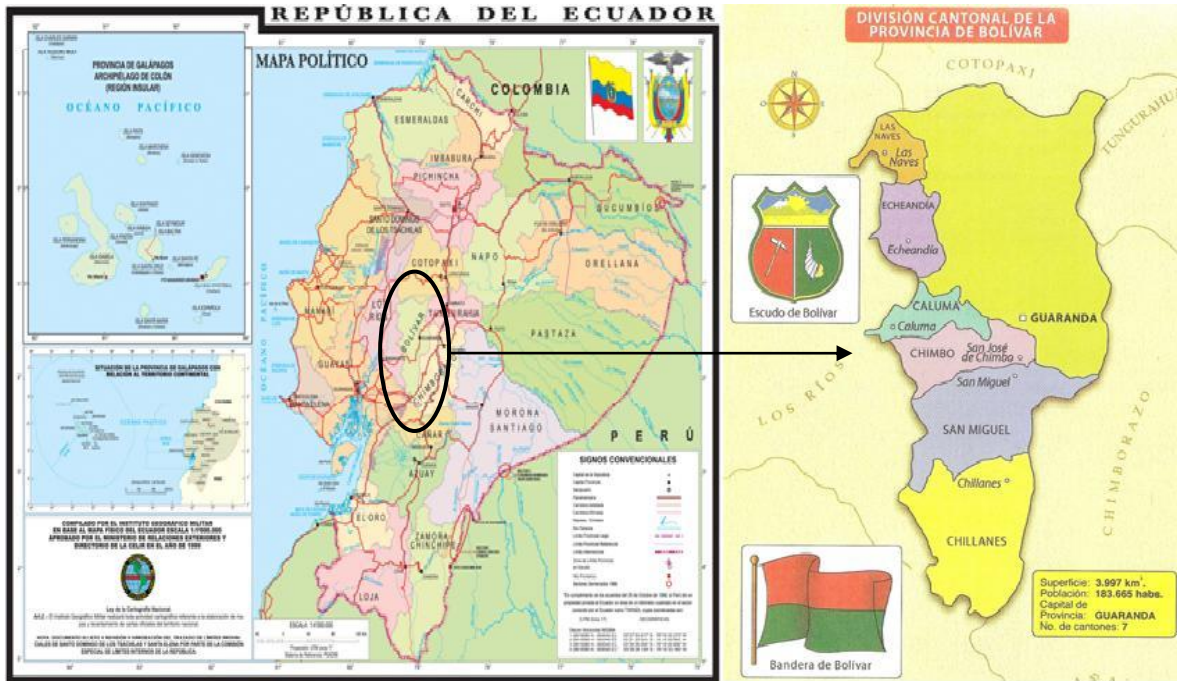
2.1 Localización de la Investigación

2.1.1 Localización Geográfica

País: Ecuador
Región: Sierra
Provincia: Bolívar
Cantón: Guaranda
Parroquia: Ángel Polivio Chávez
Sector: Cdma. Marcopamba

2.1.2 Macrolocalización

Fig. 7. Localización de la Provincia Bolívar en el Ecuador



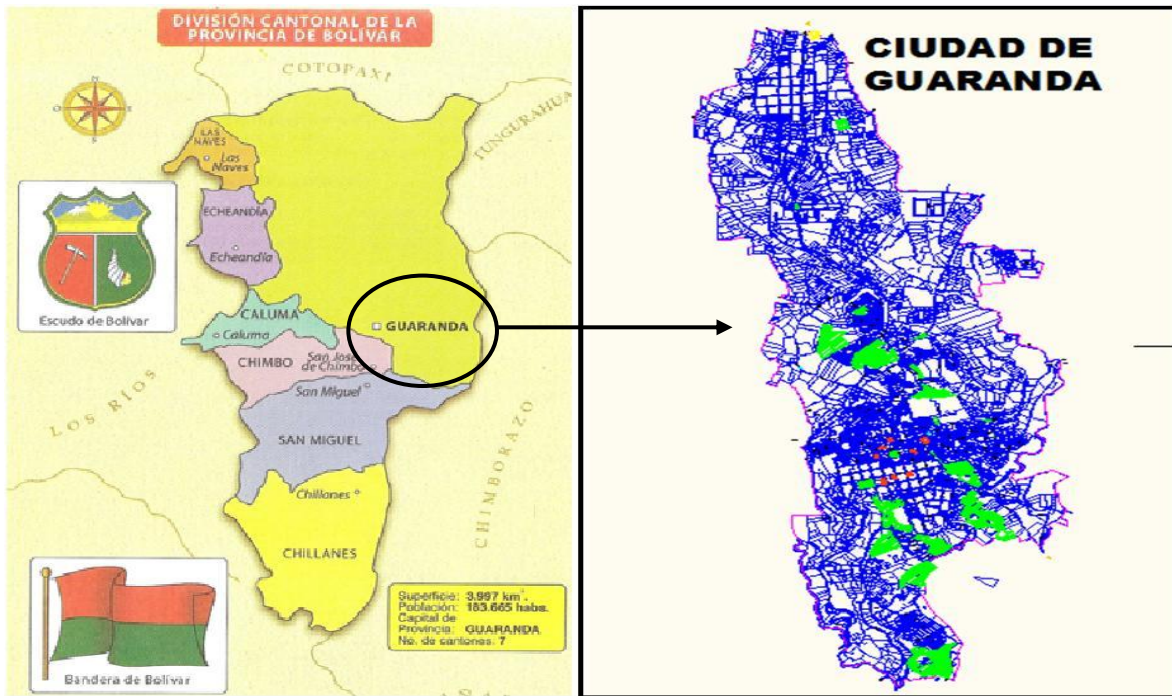
Fuente: Instituto Geográfico Militar

2.1.3 Localización de la Ciudad de Guaranda

La Ciudad de Guaranda tiene una altura media de 2668 msnm y está ubicada geográficamente entre las siguientes coordenadas:

- 9822000 N a 9828970 N
- 722000 E a 723625 E

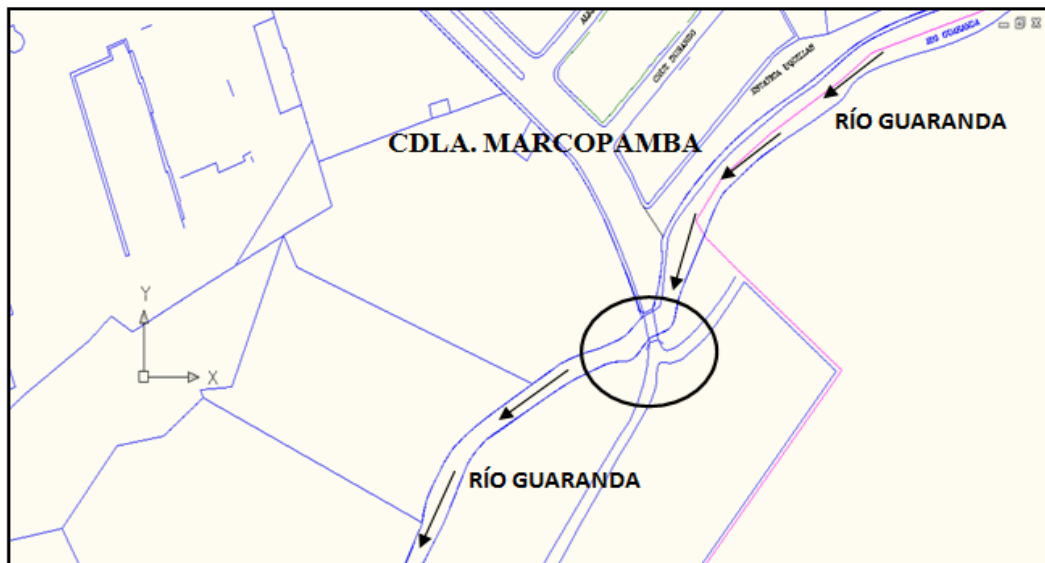
Fig. 8. Ubicación de Guaranda dentro de la Provincia Bolívar



Fuente: Municipio de Guaranda

2.1.4 Microlocalización

Fig. 11. Localización del área de estudio



Fuente: Municipio de Guaranda

En el presente estudio, el muestreo y medición de caudales, se realizó en el colector común de la Ciudadela Marcopamba, perteneciente al Cantón Guaranda, Provincia de Bolívar. La ciudadela en mención se encuentra ubicada en el lado sur oriental de la ciudad, constituyéndose geográficamente en el punto más bajo de la Ciudad de Guaranda, tiene una altitud de 2565 Y sus coordenadas 9823198 N y 722753 E.

La Ciudad de Guaranda tiene en la actualidad una población aproximada de 26000 (INEC - 2010) habitantes, se ubica en el flanco oriental de la divisoria de aguas de los ríos Guaranda y Salinas, en las estribaciones de la cordillera Occidental de Los Andes, por tanto su topografía es muy irregular. La ciudad antigua se desarrolla en una pequeña planicie que tiene una pendiente entre 2 y 5% en sentido Oeste – Este, hacia el río Guaranda, el crecimiento de la ciudad ha propiciado que se urbanicen las zonas aledañas, de manera que se encuentran pendientes del terreno que llegan al 45% y en algunos caso incluso hasta el 70%. (15)

En el sentido longitudinal (N-S) existe una diferencia de nivel de aproximadamente 400 m y en el sentido transversal de 290 m.

El área de estudio cuenta con las características propias de la zona andina, posee un clima templado, tiene una temperatura de 15° C, datos oficiales señalan una temperatura media de 14°C, llegando a una temperatura máxima de 19° C y una temperatura mínima de 5°C, esta diferencia tiene su justificación en la variación de temperaturas que van en ascenso desde las horas de la mañana, llegando a registrarse las temperaturas más altas en las horas del medio día.

2.2 Medición de Caudal

Para la determinación del volumen de agua residual se realizó la medición de la altura de la película de agua (tirante), que se vierte por el colector común al Río Guaranda, el mismo que recoge la totalidad del agua residual que produce la Ciudad de Guaranda; ésta medición se la realizó durante 7 días por un período de 11 horas cada día desde las 07:00 horas hasta las 18:00 horas cada quince minutos. Posteriormente estos datos se ingresaron junto a otros como la pendiente, el ancho, la altura del colector, así como también el coeficiente de resistencia o de Manning para concreto que es el material del que está construido el colector; finalmente se utilizó la Ecuación de Manning para la determinación del Caudal de Agua Residual. (Ver ANEXO II)

Ecuación de Manning:

$$v = \frac{1}{n} (R_h)^{2/3} S^{1/2}$$

Ec.6

Donde:

s: Pendiente (m/m)

v: Velocidad media (m/s)

Rh: Radio hidráulico (m)

n: Coeficiente de Manning

Para la determinación del caudal se toma en cuenta el área de la sección transversal del colector multiplicada por la velocidad obtenida gracias a la ecuación de Manning; así:

$$Q = A \times v$$

Ec.7

Donde:

Q = Caudal (m³/s)

A = Área de la sección transversal (m²)

2.2.1 Determinación de la Población Futura

El cálculo de la proyección de la población se lo realizó con la ayuda de la siguiente fórmula:

$$Pf = Pa (1 + rn)$$

Ec.8

Donde:

Pf: Población final

Pa: Población actual

r: Índice de crecimiento anual

n: Período de tiempo (año futuro – año actual)

2.2.2 Caudal de diseño

El caudal de diseño de agua residual para la planta de tratamiento se calculó mediante la población proyectada a 20 años que es el tiempo que se estima para utilidad de una planta de tratamiento de aguas residuales, con la cantidad de agua residual que se determinó en el colector donde se descarga actualmente el agua residual al Río Guaranda y tomando en cuenta la recomendación dada en bibliografía, la misma que sugiere la utilización del coeficiente de Harmon “M”, para determinar este caudal.

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P_f}}$$

2.3 Metodología de Muestreo

Las muestras fueron tomadas en diferentes horarios durante diez días consecutivos; las mismas fueron recogidas en envases de plástico debidamente etiquetados con la fecha y hora de muestreo, el mismo día se trasladó la muestra al laboratorio para la realización de los diferentes ensayos físico químico y microbiológico.

TABLA IV. Identificación de las muestras

CÓDIGO DE MUESTRA	FECHA
ARG – 001	14/07/2010
ARG – 002	15/07/2010
ARG – 003	16/07/2010
ARG – 004	19/07/2010
ARG – 005	20/07/2010
ARG – 006	21/07/2010
ARG – 007	22/07/2010
ARG – 008	26/07/2010
ARG – 009	27/07/2010
ARG – 010	28/07/2010

Fuente: Investigador

El muestreo de las aguas de descarga se lo realizó mediante el método APAHA/AWWA/WEF Standard Methods NO 1060 DIN 38402 (serie A11 – A22).

2.3.1 Métodos para análisis de aguas residuales.

El desarrollo de los métodos analíticos para medir la clase y la cantidad de las sustancias disueltas en el agua han avanzado paralelamente a los adelantos en la química analítica y tales métodos son modificaciones de las técnicas y procedimientos que se utilizan para otros propósitos. Además de las consideraciones de precisión, exactitud, facilidad para la toma de muestras y rapidez de respuesta y costos de los ensayos que influyen en la selección de los métodos analíticos que se utilizan en los laboratorios.

2.3.1.1 Métodos Analíticos

Para la caracterización del agua residual, se emplean tanto cuantitativos para la determinación precisa de la composición química del agua residual, como análisis cualitativos para el conocimiento de las características físicas y biológicas. Los métodos cuantitativos pueden ser gravimétricos, volumétricos o físico químicos. Estos últimos se utilizan para determinar parámetros no relacionados con las propiedades másicas o volumétricas del agua.

Para los diferentes análisis de laboratorio se aplica la siguiente norma, APAHA/AWWA/WEF Standard Methods NO 1060 DIN 38402 (serie A11 – A22).

- **Demanda Bioquímica de Oxígeno**

Determinación de oxígeno disuelto, durante un período de incubación de cinco días a una temperatura de 20 °C en obscuridad. Es la diferencia entre el contenido de oxígeno en las dos muestras; antes y después del período de incubación.

- **Demanda Química de Oxígeno**

Digestión Ácido Caliente de la muestra con dicromato y ácido sulfúrico en presencia de un catalizador y sulfato de plata para eliminar interferencias de cloruros y determinación del exceso de dicromato por titulación.

- **Potencial Hidrógeno**

El principio básico de la determinación electrométrica del pH es la medida de la actividad de los iones hidrógeno por mediciones potenciométricas utilizando un electrodo patrón de hidrógeno y otro de referencia.

El electrodo de hidrógeno consiste en un electrodo de platino por el que se pasan burbujas de hidrógeno gaseoso a una presión de 101 kPa. Debido a la dificultad de utilizarlo y al potencial de intoxicación del electrodo de hidrógeno, se utiliza comúnmente el electrodo de vidrio.

- **Sólidos Totales**

Se evapora una muestra correctamente mezclada en una placa pesada y secada a peso constante en un horno a 103-105 °C. El aumento de peso sobre el de la placa vacía representa los sólidos totales. Es posible que en muestras de aguas residuales los resultados no representen el peso real de los sólidos disueltos y suspendidos.

- **Nitratos**

Los nitratos se presentan en diferentes concentraciones en aguas superficiales y subterráneas. Se los encuentra en aguas servidas y desechos industriales. La fertilización excesiva es una fuente de contaminación de aguas de consumo y subterráneas en áreas

rurales. En suelos, los nitratos son una de las fuentes de nitrógeno más importantes para las plantas.

La brucina sulfato en ácido sulfúrico 13 N se combina con los iones nitrato a 100°C para producir un complejo amarillo que se puede determinar fotométricamente.

2.3.1.2 Métodos Microbiológicos

- **Coliformes Fecales**

En el primer paso, se filtra un volumen de muestra apropiado a través de un filtro de membrana con poros lo suficientemente pequeños (0,45 micrones) como para retener las bacterias. El filtro se coloca en una almohadilla absorbente (en una caja petri) saturada con un medio de cultivo selectivo para el crecimiento de coliformes. La caja petri que contiene el filtro y la almohadilla se incuba en posición invertida durante 24 horas a una temperatura apropiada (40°C). Después de la incubación, las colonias que se han formado se identifican y recuenta.

2.4 Metodología para la realización del levantamiento topográfico

2.4.1 Método Topográfico

El método taquimétrico es el más utilizado, para lo cual se emplea una estación topográfica total, la misma que determina distancias horizontales, verticales, ángulos verticales, ángulos horizontales y diferencias de nivel.

2.4.1.1 Materiales

Estación topográfica, estacas, pintura, prismas, cinta, combo, flexómetro.

2.4.2 Elaboración de Planos

Para el trazado de los planos topográficos, ha sido utilizado el programa AUTOCAD 2009, la Planimetría del proyecto se la realizó a escala 1:1000.

La realización de planos topográficos en los sitios de implantación de la planta de tratamiento, se realizaron a escalas convenientes, con la finalidad de dar cumplimiento a las normas vigentes de los respectivos entes de control y fiscalización de obras civiles como son: Ministerio de Obras Públicas, Direcciones de Obras Públicas de Municipios, Consejos Provinciales, etc.

En los perfiles se consideran las siguientes escalas:

Escala Horizontal 1:1000

Escala Vertical 1:1000

2.5 Metodología para el dimensionamiento de la planta de tratamiento de agua residual.

2.5.1 Período y Etapas de Diseño

El período de diseño es el lapso de tiempo durante el cual, la capacidad del sistema será suficiente, para atender las necesidades actuales y futuras de una localidad.

Para la determinación del período de diseño se tomaron en cuenta los siguientes factores:

- Nivel socio económico de la población a servir
- Vida útil de las estructuras que conforman el sistema
- Tasa de crecimiento poblacional

- Tiempo de tratamiento

Se prevé que la fase de ejecución del presente proyecto concluirá a finales del presente año (2011), por lo que la capacidad operativa de la planta tendrá su máximo de capacidad en el año 2031.

Tabla V. Período de Planeamiento de Redes de Recolección y Evacuación de Aguas

Residuales y Lluvias

NIVEL DE COMPLEJIDAD DEL SISTEMA	PERÍODO DE DISEÑO (AÑOS)
Bajo y Medio	15
Medio Alto	20
Alto	25

Fuente: Normas RAS

2.6 SISTEMAS DE TRATAMIENTO

2.6.1 Pretratamiento

2.6.1.1 Rejillas

Las rejillas tienen como objeto separar y retener los cuerpos voluminosos flotantes y en suspensión, que arrastra consigo el agua residual. De esta forma se logra:

- Eludir posteriores depósitos
- Evitar obstrucciones en canales, tuberías y conducciones en general.
- Interceptar la materia que por sus excesivas dimensiones podrían dificultar el funcionamiento de las unidades posteriores (desarenador, medidor de caudal, etc.)
- Aumentar la eficiencia de los tratamientos posteriores

El primer paso en el tratamiento del agua residual consiste en la separación de los sólidos gruesos. El procedimiento más habitual se basa en hacer pasar el agua residual bruta a través de las rejillas de barras. Las rejillas de barras suelen tener aberturas libres entre barras de 15 mm o mayores. Las rejillas de barras se pueden limpiar manual o mecánicamente. Las características de ambos tipos se comparan en la siguiente tabla.

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

CARACTERÍSTICAS	LIMPIEZA MANUAL	LIMPIEZA MECÁNICA
Tamaño de la barra		
Anchura, mm	5 - 15	5 - 15
Profundidad, mm	25 - 37,5	25 - 37,5
Separación entre barras, mm	25 - 50	15 - 75
Pendiente en relación a la vertical, grados	25 - 50	50 - 82,5
Velocidad de aproximación, m/s	150	150
Pérdida de carga admisible, m/m	150	150

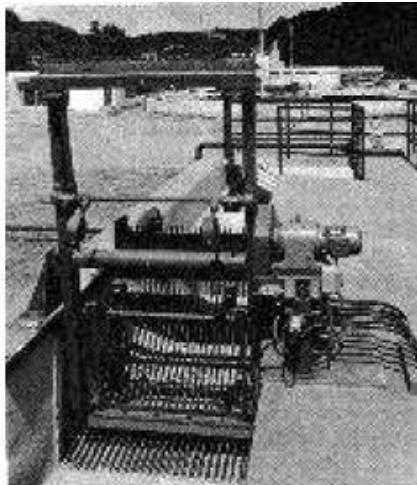
Fuente: Metcalf & Eddy

2.6.1.1.1 Rejas de Limpieza Manual

Se utilizan en pequeñas instalaciones o en grandes instalaciones donde ayudan a proteger bombas y tornillos en caso de que sea necesario utilizarlos para elevar el agua hasta la estación depuradora antes del desbaste. También se utilizan junto a las de limpieza automática, cuando estas últimas están fuera de servicio.

Las rejas están constituidas por barrotes rectos soldados a unas barras de separación situadas en la cara posterior, y su longitud no debe exceder aquella que permita rastrillarlas fácilmente con la mano. Van inclinados sobre la horizontal con ángulos entre 60-80°.

Fig. 10. Rejillas de limpieza manual



Fuente: CRITES, R.

Encima de la reja se coloca una placa perforada por la que caerán los residuos rastrillados a un contenedor donde se almacenarán temporalmente hasta que se lleven a un vertedero.

Con el objeto de proporcionar suficiente superficie de reja para la acumulación de basuras entre limpieza y limpieza, es necesario que la velocidad de aproximación del agua a la reja sea de unos 0,45 m/s a caudal medio. El área adicional necesaria para limitar la velocidad se puede obtener ensanchando el canal de la reja y colocando ésta con una inclinación más suave.

Conforme se acumulan los residuos, produciendo la obturación parcial de la reja, aumentará el calado de aguas arriba de la misma, sumergiendo nuevas zonas de paso del flujo a través

de la reja. El diseño estructural de la reja deberá ser el adecuado para evitar su rotura en caso de que llegue a taponarse completamente. (8)

2.6.1.1.2 Características de los residuos

Los materiales retenidos entre las rejillas y los tamices se conocen con el nombre de residuos o basuras. Cuanto menor es la abertura libre del tamiz mayor será la cantidad de residuos eliminada.

A pesar de que no existe ninguna definición que permita identificar los materiales separables mediante rejillas, y de que no existe ningún método reconocido para la medición de la cantidad de residuos eliminada, estos presentan ciertas propiedades comunes.

Los residuos de tamaño grande que son retenidos en rejillas con separaciones de 15 mm o superiores, consisten en desechos tales como piedras, ramas, trozos de chatarras, papel, raíces de árboles, plásticos, y trapos. También se puede separar materia orgánica. El contenido de trapos puede ser importante, y se ha estimado visualmente que representa entre el 60 y el 70 % del volumen total de residuos en rejillas de 25 a 100 mm de separación entre barras respectivamente.

Los residuos de tamaño grueso tienen un contenido en materia volátil muy alto (del 80 al 90 % o más), con un contenido de materia seca del 15 al 25 % y una densidad entre 640 y 960 kg/m³.

En el presente proyecto para la planta de tratamiento de aguas residuales para la Ciudad de Guaranda se utilizará rejillas de limpieza manual, debido a que los costos de construcción de la misma serán limitados, cabe aclarar que se hace necesaria la limpieza periódica de estos

dispositivos con el fin de evitar reboses y desbordamientos que se producen por la obstrucción de las mismas.

2.6.1.1.3 Dimensionamiento

En el cálculo de las dimensiones de las rejillas es imprescindible determinar la velocidad a la cual llega el agua residual hasta la instalación donde va a ser tratada, para luego hacer una comparación con parámetros de velocidad y abertura de rejas sugeridos en bibliografía.

Ecuación de Manning

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

Ec.10

Donde:

V = Velocidad

n = Coeficiente de Manning

Rh = Radio Hidráulico

S = Gradiente Hidráulico

- Cálculo de la suma de las separaciones entre barras

$$b_g = \left(\frac{b - e}{S + e} + 1 \right) e$$

Ec. 11

- Cálculo del área libre entre barrotes

$$\text{hipotenusa} = \frac{h}{\text{sen } b}$$

Ec.12

- Cálculo de la velocidad a través de la rejilla

$$v = \frac{Q}{A}$$

Ec.13

- Cálculo del número de barrotes

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

Ec.14

En la siguiente tabla se detalla información de rejillas para el volumen que pueden soportar y materias que pueden ser retenidas.

Tabla VII. Volumen de materias retenidas en las rejillas

Separación libre entre barras (mm)	Volumen retenido (L/hab.año)
3	15 - 25
20	5 - 10
40 - 50	2 - 3

Fuente: URALITA

Tabla VIII. Características de las materias retenidas en las rejillas

Características	%
Contenido de humedad	> 30
Contenido de materia orgánica	75 – 80
Contenido de materia inerte	20 – 25

Fuente: URALITA

La velocidad de paso a través de las rejas debe ser suficiente para que las materias en suspensión se apliquen sobre ella sin que se provoque una gran pérdida de carga ni atascamiento en los barrotes, para esto se establece una velocidad mínima y máxima que generalmente oscila entre 0,6 m/s y 1,0 m/s; pudiendo llegar hasta 1,4 m/s como máximo.

Las pérdidas de carga están comprendidas entre 0,05 y 0,15 m en aguas potables y entre 0,10 y 0,40 en aguas residuales.

2.6.1.1.4 Consideraciones Para el Diseño de las Rejillas

TABLA IX. Parámetros de diseño de rejillas

Parámetro de diseño	Unidad	Rango	Rejilla gruesa	Rejilla fina
Espaciamiento entre barras	mm	15 - 50	40	20
Diámetro de las barras	pulgadas	$3/8 - 1^{1/2}$	$1/2$	$1/2$
Velocidad de aproximación	m/s	0.3 – 0.6	0.45	0.5
Velocidad a través de las barras	m/s	0.3 – 0.6	0.6	0.6
Ángulo de inclinación	°	60 - 45	45	45

Fuente: RAS, 2000

La información básica para el diseño de las rejillas de espesor grueso o fino se presenta en la Tabla IX. El análisis asociado con el uso de equipos para el tamizado grueso contempla

la determinación de las pérdidas de carga producidas por el paso del agua a través de éstas unidades. Las pérdidas hidráulicas a través de las rejillas son una función de la velocidad de aproximación del fluido a través de los barrotes. Las pérdidas de carga a través de una rejilla, se pueden estimar por medio de la siguiente ecuación.

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

Ec.15

Donde:

h_f : Pérdida de carga (m).

$k = 1/0,7$: Coeficiente empírico que incluye pérdidas por turbulencia y formación de remolinos.

V : Velocidad de flujo a través del espacio entre las barras de la reja; (m/s).

v : Velocidad de aproximación del fluido hacia la reja; (m/s).

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

Las pérdidas de carga calculadas con ayuda de ésta ecuación solo pueden ser aplicadas en caso de que las rejillas estén limpias, ya que las pérdidas de carga aumentan en la medida en que las rejillas se van saturando con los residuos retenidos. Las pérdidas de carga en el diseño de rejas se pueden estimar suponiendo que parte del espacio disponible para el agua a tratar se encuentra obstruido. Cuando se realiza la limpieza mecánica de las rejillas, el mecanismo actúa a medida que las pérdidas van aumentando. En algunos casos, la rejilla se

limpia a intervalos de tiempo determinados, dependiendo del comportamiento en el aumento de las pérdidas de carga.

2.6.1.2 Desarenador

El término arena se emplea para referirse a las arenas propiamente dichas, a las gravas, cenizas y cualquier otro material pesado cuya velocidad de sedimentación o peso específico sea considerablemente mayor al de los sólidos orgánicos susceptibles a la descomposición presentes en el agua residual. Las arenas se remueven de las aguas residuales para:

- Proteger a los equipos mecánicos de la abrasión y el excesivo desgaste.
- Reducir la formación de depósitos de sólidos pesados en unidades y conductos aguas abajo.
- Reducir la frecuencia de limpieza de los digestores por causa de acumulación excesiva de arenas

Normalmente los desarenadores se ubican después de las unidades que remueven sólidos gruesos (tamizado) y antes de tanques de sedimentación primaria, aunque en algunas plantas de tratamiento los desarenadores anteceden las unidades de tamizado. Por lo general, la instalación de unidades de tamizado fino antes del desarenador facilita la operación y mantenimiento de las unidades destinadas a la remoción de arenas.

2.6.1.2.1 Desarenadores rectangulares de flujo horizontal

En los desarenadores rectangulares de flujo horizontal el agua a tratar pasa a través de la cámara en dirección horizontal y la velocidad lineal del flujo se controla con las dimensiones del canal, ubicando compuertas especiales a la entrada para lograr una mejor distribución del flujo, o utilizando vertederos de salida con secciones especiales.

TABLA X. Relación entre diámetro de las partículas y velocidad de sedimentación.

Material	Φ Límite de las partículas (cm)	# de Reynolds	Vs	Régimen	Ley Aplicable
Grava	> 1.0	> 10000	100	Turbulento	$V_s = 1.82 \sqrt{dg \left(\frac{\rho_a - \rho}{\rho} \right)}$ Newton Ec.16
Arena gruesa	0.100 0.080 0.050 0.050 0.040 0.030 0.020 0.015	1000 600 180 27 17 10 4 2	10.0 8.3 6.4 5.3 4.2 3.2 2.1 1.5	Transición	$V_s = 0.22 \left(\frac{\rho_a - \rho}{\rho} g \right)^{2/3} \left[\frac{d}{(\mu/\rho)^{1/3}} \right]$ Allen Ec.17
Arena fina	0.010 0.008 0.006 0.005 0.004 0.003 0.002 0.001	0.8 0.5 0.24 1.0 1.0 1.0 1.0 1.0	0.8 0.6 0.4 0.3 0.2 0.13 0.06 0.015	Laminar	$V_s = \frac{1}{18} g \left(\frac{\rho_a - \rho}{\mu} \right) d^2$ Stokes Ec.18

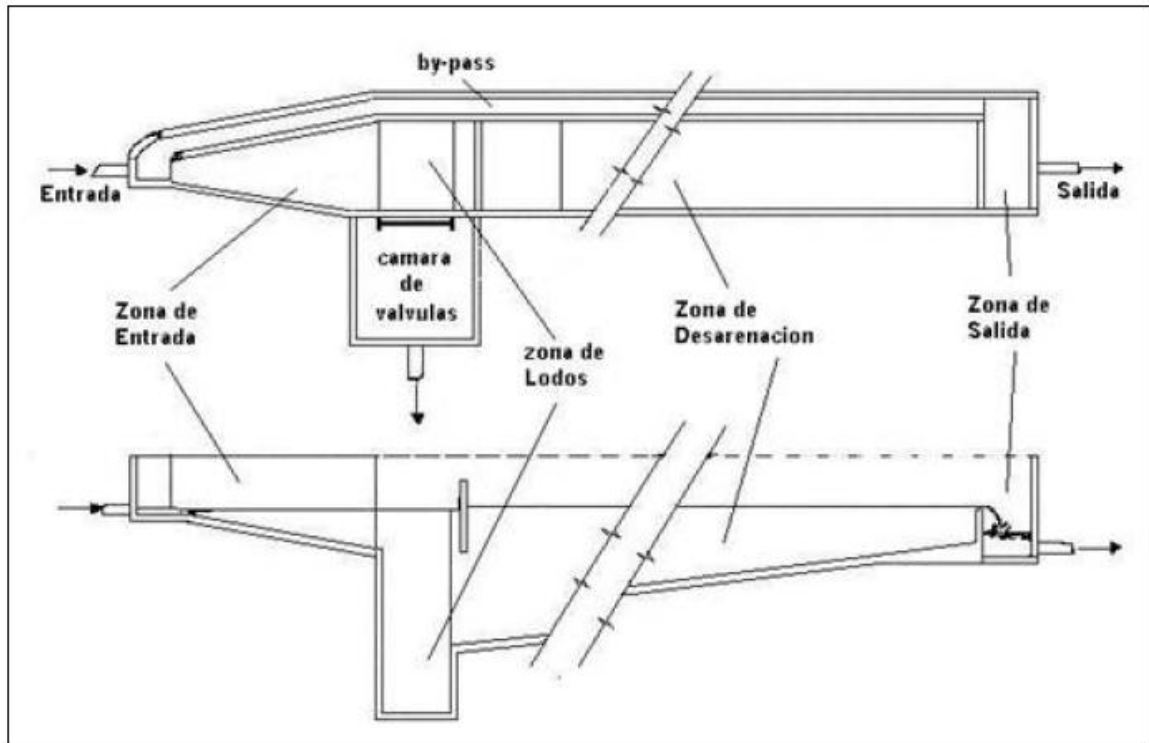
Fuente: LINSLEY, E. FRANZINI, J.

TABLA XI. Criterios de diseño para desarenadores rectangulares de flujo horizontal

CARACTERÍSTICA	UNIDAD	VALOR	
		INTERVALO	VALOR USUAL
Tiempo de retención para caudal pico	min	2 – 5	3
Dimensiones:			
Profundidad	m	2 – 5	3
Longitud	m	7.5 – 20	12
Ancho	m	2.5 – 7	3.5
Relación Ancho - Profundidad	Razón	1:1 a 5:1	1.5:1
Relación Largo - Ancho	Razón	3:1 a 5:1	4:1

Fuente: OPS

Fig. 11. Desarenador rectangular de flujo horizontal (Corte y Planta longitudinal)



Fuente: OPS

2.6.1.2.2 Dimensionamiento del desarenador rectangular

El volumen del desarenador rectangular se lo calcula mediante la siguiente ecuación:

$$V = Q_p * T_r$$

Ec.19

Se determina la velocidad de sedimentación de acuerdo con los criterios indicados en la Tabla VI en relación a los diámetros de las partículas; así:

$$V_s = \frac{1}{18} g \left(\frac{\rho_a - \rho}{\mu} \right) d^2$$

Ec.20

Donde:

Vs: Velocidad de sedimentación (cm/s)

d: Diámetro de la partícula (cm)

μ : Viscosidad cinemática del agua (cm²/s)

ρ_a : Densidad de la arena (g/cm³)

g: Aceleración de la gravedad (cm/s²)

Al disminuir la temperatura aumenta la viscosidad afectando la velocidad de sedimentación de las partículas. (aguas frías retienen sedimentos por períodos más largos que cursos de aguas más calientes).

Se comprueba el número de Reynolds

$$Re = \frac{Vs * d}{\mu}$$

Ec.21

En caso que el número de Reynolds no cumpla para la aplicación de la Ley de Stokes (Re<0.5), se debe realizar un reajuste al valor Vs considerando la sedimentación de la partícula en régimen de transición, mediante el término del diámetro y el término de velocidad de sedimentación.

Se determina además, el coeficiente de arrastre (C_D), con el valor del número de Reynolds a partir del valor Vs hallado.

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

Ec.22

Se debe determinar la velocidad de sedimentación de la partícula en la zona de transición mediante la siguiente ecuación:

$$V_s = \sqrt{\frac{4}{3} * \frac{g}{C_D} (\rho_a - 1) * d}$$

Ec. 23

Se realiza un ajuste tomando en cuenta el tiempo de retención teórico del agua respecto al práctico (coeficiente de seguridad).

Así se tiene que:

$$V_s = \frac{Q}{A_s}$$

Ec.24

Entonces:

$$V_s' = \left(\frac{Q * \text{coefic. segur}}{A_s} \right)$$

Ec.25

Determinamos la velocidad límite que resuspende el material o velocidad de desplazamiento:

$$Vd = \sqrt{\frac{8k}{f} g (\rho_a - 1) d}$$

Ec.26

Donde:

k: Factor de forma (0.04, arenas unigranulares no adheribles)

Vd: Velocidad de desplazamiento (cm/s)

f: Factor de rugosidad de la cámara

Se determina la velocidad horizontal (Vh), mediante la siguiente ecuación:

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

Ec.27

Se debe cumplir la relación $Vd > Vh$, lo que asegura que no se producirá la resuspensión.

La longitud de la transición de ingreso se la determina mediante la siguiente ecuación:

$$Lg_1 = \frac{B - b}{2 * tg\theta}$$

Ec.28

Donde:

θ : Ángulo de divergencia (12° 30')

B: Ancho del sedimentador (m)

b: Ancho del canal de llegada a la transición (m)

2.6.2 Tratamiento Primario

2.6.2.1 Sedimentador

El proceso de sedimentación o decantación es uno de los más comunes en los tratamientos de aguas residuales y consiste en la separación del agua, a través del asentamiento gravitacional, de las partículas disueltas que son más pesadas que el agua. Los términos decantación o sedimentación son usados para el mismo proceso y así se los llama tanques de sedimentación o tanques de flotación.

Los tanques de sedimentación pequeños, de diámetro o lado no mayor deben ser proyectados sin equipos mecánicos. La forma puede ser rectangular, circular o cuadrado; los rectangulares pueden tener varias tolvas y los circulares o cuadrados una tolva central, como es el caso de los sedimentadores tipo Dormund. La inclinación de las paredes de las tolvas de lodos es de por lo menos 60° con respecto a la horizontal.

El objetivo principal de los tanques de sedimentación es la eliminación de los sólidos sedimentables.

La mayor parte de las sustancias en suspensión en las aguas residuales no pueden retenerse debido a su finura o densidad, en las rejillas; ni tampoco pueden separarse mediante flotación por ser más pesadas que el agua. La reducción de la velocidad de la corriente por debajo de un determinado valor, es el fundamento de la eliminación de un 50 a 60 % de las materias en suspensión del influente.

Al depositarse éstas partículas de fango, arrastran en su caída una cierta cantidad de bacterias, con lo que se logra una reducción de DBO y una cierta depuración biológica. Sirven como decantadores todos los depósitos que sean atravesados con velocidad suficientemente lenta y de forma adecuada por el agua a depurar.

Los tanques de sedimentación son usados para la remoción de partículas tales como grava y arena, flóculos biológicos contenidos en lodos activados y para la remoción de flóculos químicos cuando se ha usado el proceso de floculación química. También es usado para la concentración de sólidos en los tanques de espesamiento de lodos.

2.6.2.1.1 Dimensionamiento del Sedimentador Rectangular

Este cálculo está enfocado a determinar las dimensiones de los tanques, es decir el largo, área, ancho y altura.

El área superficial del tanque Sedimentador se la obtiene por medio de la siguiente fórmula:

$$A = \frac{Q}{v_c}$$

Ec.29

Donde:

A = Área superficial del tanque Sedimentador en m²

Q = Caudal a tratar en m³/h

v_c = Velocidad terminal en m/h

En la siguiente tabla se detallan los valores sugeridos para la velocidad terminal.

Tabla XII. Velocidades terminales a caudal medio

Decantación Primaria	Velocidad a Caudal Medio		
	Valor Mínimo	Valor Típico	Valor Máximo
Decantadores circulares	1,0 m/h	1,5 m/h	2,0 m/h
Decantadores rectangulares	0,8 m/h	1,3 m/h	1,8 m/h

Fuente: URALITA

Tabla XIII. Velocidades terminales a caudal máximo

Decantación Primaria	Velocidad a Caudal Máximo		
	Valor Mínimo	Valor Típico	Valor Máximo
Decantadores circulares	2,0 m/h	2,5 m/h	3,0 m/h
Decantadores rectangulares	1,8 m/h	2,2 m/h	2,6 m/h

Fuente: URALITA

Para calcular las dimensiones del interior del tanque Sedimentador se toma en cuenta la siguiente recomendación de parámetros de diseño dada en bibliografía; relación de largo/ancho de 1/3 y se aplica la ecuación que se propone a continuación:

$$A = Lg \times b$$

Donde:

Lg = Largo del tanque Sedimentador en metros

b = Ancho del tanque Sedimentador en metros

Aplicando la relación largo/ancho tomada de bibliografía se tiene:

$$Lg = 3 b$$

Ec.31

Reemplazando Lg en Ec.31, tenemos:

$$A = 3 b \times b$$

Ec.32

$$A = 3 b^2$$

Ec.33

$$b = \sqrt{\frac{A}{3}}$$

Ec.34

Una vez determinado el ancho del tanque sedimentador se procede con el cálculo del largo del mismo, con la ayuda de la Ec.31

Consecutivamente se realiza la determinación del volumen del tanque Sedimentador, con la ayuda de la siguiente fórmula.

$$V = b \times Lg \times H$$

Ec.35

Donde:

V = Volumen del tanque Sedimentador (m³)

b = Ancho del tanque Sedimentador (m)

Lg = Largo del tanque Sedimentador (m)

H = Altura del tanque Sedimentador (m)

2.6.2.1.2 Tiempo de retención hidráulico

Es el tiempo que se estima demora la partícula en recorrer la longitud del Sedimentador en sentido horizontal desde el momento de su entrada al sistema.

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

Ec.36

Donde:

Tr_h = Tiempo de retención hidráulico (h)

Q = Caudal a tratar (m^3/h)

V = Volumen (m^3)

En caso de no poder obtener el tiempo de retención mediante el cálculo se pueden utilizar los siguientes tiempos de retención:

Tabla XIV. Tiempos de retención para sedimentadores

Decantación Primaria	Velocidad a Caudal Máximo		
	Valor Mínimo	Valor Típico	Valor Máximo
Tiempo de retención para caudal medio	1,5 h	2,0 h	3,0 h
Tiempo de retención para caudal máximo	1,0 h	1,5 h	2,0 h

Fuente: URALITA

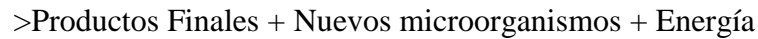
Cuando la decantación primaria se usa como tratamiento único, deben incrementarse las cifras anteriores en un 30 %.

2.6.3 Tratamiento Secundario

Los objetivos que persigue este tipo de tratamiento son la transformación de la materia orgánica y la coagulación y eliminación de los sólidos coloidales no sedimentables. En el caso de algunas aguas residuales urbanas, también se persigue la eliminación de Nitrógeno y de Fósforo. Por último, se consigue además la disminución de los microorganismos patógenos y fecales que habitan el agua residual.

2.6.3.1 Oxidación Biológica

La oxidación biológica es el mecanismo mediante el cual los microorganismos degradan la materia orgánica contaminante del agua residual. De esta forma, estos microorganismos se alimentan de dicha materia orgánica en presencia de oxígeno y nutrientes, de acuerdo con la siguiente reacción:



Para que lo anteriormente expuesto se produzca, son necesarias dos tipos de reacciones fundamentales totalmente acopladas: de síntesis o asimilación y de respiración endógena u oxidación.

2.6.3.2 Dimensionamiento del tanque de oxidación rectangular

En el dimensionamiento de ésta unidad se debe prestar especial atención en la determinación del área superficial del mismo, esto se debe a que hay que controlar que el tiempo de retención en el tanque sea el necesario para que el agua residual en éste último proceso tenga un grado de depuración eficiente, previo a la descarga al cuerpo de agua.

Como primer paso se determina el volumen del tanque mediante la aplicación de la siguiente fórmula.

$$V = Q \times t_r$$

Donde:

$V =$ Volumen del tanque de oxidación (m^3)

$Q =$ Caudal a tratar (m^3/s)

$t_r =$ Tiempo de retención (h)

Conociendo que:

$$V = A \times H$$

Ec.38

Donde:

$V =$ Volumen del tanque de oxidación (m^3)

$A =$ Área superficial del tanque de oxidación (m^2)

$H =$ Altura del tanque (m)

Despejando el área se tiene:

$$A = \frac{V}{H}$$

Ec.39

En la determinación de las dimensiones del largo y del ancho del tanque de oxidación, se recurre a las Ec.31; y, Ec.34 respectivamente.

CAPÍTULO III

CAPÍTULO III

3. CÁLCULOS Y RESULTADOS

3.1 Base de Partida

Esta sección es de suma importancia para llevar a cabo un adecuado dimensionamiento de la planta de tratamiento de aguas residuales, el cual está orientado a garantizar un eficiente funcionamiento para así cumplir con los objetivos de saneamiento propuestos, encaminados a cumplir con la legislación vigente.

Para la definición de la base de partida, se analizan las siguientes cuantificaciones unitarias:

- Población
- Caudales de diseño
- Cantidad de agua residual
- Datos de caracterización del agua residual

3.1.1 Caracterización del Agua Residual

Los datos que se detallan en la siguiente tabla son los promedios de los resultados de cada uno de los diferentes ensayos realizados en el Laboratorio de Control de Calidad de la Empresa de Agua Potable y Alcantarillado de Guaranda “EMAPA-G” desde el día 14 de julio de 2010 hasta el día 22 de julio de 2010; y, en el Laboratorio de Análisis Técnicos de la Facultad de Ciencias de la Escuela Superior Politécnica de Chimborazo desde el día 26 de julio de 2010 hasta el día 28 de julio de 2010, con relación al límite permisible establecido en la norma TULAS, Recurso Agua, Libro VI, Tabla 12, (Ver ANEXO I).

TABLA XV. Promedio de los resultados de los ensayos de laboratorio con relación al límite permisible.

Parámetros Analizados	Unidad	Promedio	Límite Permisible
Turbiedad	NTU	4.91	-
pH	-	7.94	5.0 – 9.0
Conductividad	μS/cm	393.00	-
Sólidos Totales	mg/L	189.43	1600
Nitratos	mg/L	2.30	-
Nitritos	mg/L	0.29	-
Nitrógeno	mg/L	2.63	10.0
Fosfatos	mg/L	4.45	-
N. Amoniacal	mg/L	15.00	-
Sulfatos	mg/L	4.19	1000
Flúor	mg/L	0.33	5
Hierro	mg/L	0.20	10
Manganeso	mg/L	0.23	2
Coliformes Fecales	UFC/100mL	3500	3000
DBO	mg/L	226.16	100
DQO	mg/L	533.33	250

Fuente: Laboratorio de Control de Calidad de la EMAPAG y Laboraorio de Análisis Técnico de la Faculta de Ciencias ESPOCH

3.1.2 Población

Según el INEC el índice de crecimiento anual para Guaranda es de 2.19%

Mediante la ecuación 8, tenemos:

$$Pf = 26000 [1 + 2.19 \times 10^{-2} (2030 - 2010)]$$

$$Pf = 26000 [1 + 2.19 \times 10^{-2} (20)]$$

$$Pf = 26000 [1 + 0.44]$$

$$Pf = 37388 \text{ hab}$$

3.1.3 Cantidad de Agua Residual

Según bibliografía el 85 % del total de agua potable consumida, se convierte en agua residual, en el ANEXO II constan los hidrogramas diarios; en los mismos se realiza el cálculo del agua residual que genera la Ciudad de Guaranda en base a la Ecuación de Manning.

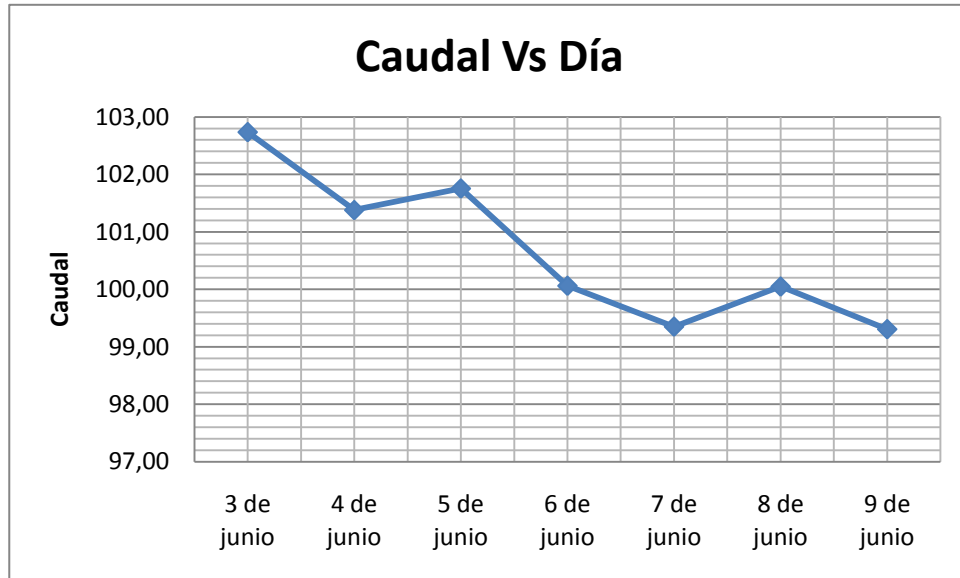
Los resultados de los hidrogramas arrojaron un promedio de agua residual de 100.66 L/s; el mismo que se muestra en la siguiente tabla y gráfico correspondiente.

TABLA XVI. Resultado de la medición de caudal (Resumen)

Día	Radio Hidráulico	Caudal
	(m)	(L/s)
1	0.11	102.74
2	0.11	101.38
3	0.11	101.76
4	0.10	100.06
5	0.11	99.35
6	0.10	100.05
7	0.10	99.31
Promedio	0.11	100.66

Fuente: Investigador

Fig 12. Resultados de la medición del caudal de agua residual que genera la Ciudad de Guaranda.



Fuente: Investigador

Agua residual aforada: 100.66 L/s (Ver ANEXO II)

Cálculo de la dotación de agua, a partir de la medición de agua residual:

$$\text{Dotación (L/hab * día)} = \frac{Q_{prom} * 1000L/m^3}{26000}$$

$$\text{Dotación (L/hab * día)} = \frac{8697.02m^3/día * 1000L/m^3}{26000hab}$$

$$\text{Dotación} = 334.50(L/hab * día)$$

3.1.4 Caudal de Diseño

- Cálculo del Caudal Promedio considerando la población futura que se estima sea de 37388 habitantes y mediante la ecuación 3.

$$Q_{prom} = \frac{37388 \text{ hab} * 334.5 \text{ L/hab} * \text{ día}}{1000 \text{ L/m}^3}$$

$$Q_{prom} = 12506.29 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$Q_{prom} = 521.09 \text{ m}^3/\text{h}$$

- Caudal de diseño:

$$Q_{dis} = Q_{prom} * M$$

Donde:

Caudal de diseño	Q_{dis}		$\text{m}^3/\text{día}$
Caudal promedio	Q_{prom}	12506.29	$\text{m}^3/\text{día}$
Factor de Harmon	M		

- Cálculo del Factor de Harmon; utilizado para la estimación del caudal máximo que genera una población, mediante la ecuación 9.

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P_f}}$$

Donde:

Población final en miles de habitantes P_f 37.388 hab

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{37.388}}$$

$$M = 2.38$$

$$Q_{dis} = 12506.29 \text{ m}^3/\text{día} * 2.38$$

$$Q_{dis} = 29816.76 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$Q_{dis} = 0.345 \text{ m}^3/\text{s}$$

3.2 Dimensionamiento de las Rejillas (Pretratamiento)

Para el dimensionamiento de las rejillas es necesario diseñar el canal por el cual será conducida el agua hacia el proceso de tratamiento, se debe considerar también que las rejillas de limpieza manual se instalan con una inclinación de 30 a 60° con respecto al plano horizontal.

Se recurre a la ecuación 14, para el cálculo de la velocidad de entrada, en la TABLA XVI, se encuentra el valor promedio del radio hidráulico “ R_h ” del colector que conduce el agua residual; y, en los planos del levantamiento topográfico se tiene una pendiente “ s ” del 2% (14).

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

Donde:

Factor de Manning	n	0.013	
Radio Hidráulico	R_h	0.11	M
Pendiente	s	2	%

El valor del Factor de Mannig para el concreto que es el material con el que se va a construir la planta es de 0.013 y es adimensional.

$$v = \frac{1}{0.013} 0.11^{2/3} 0.002^{1/2}$$

$$v = 0.79 \text{ m/s}$$

Cálculo de las dimensiones del canal.

- Área transversal del canal:

$$A = \frac{Q}{v}$$

Donde:

Área transversal del canal	A		m ²
Caudal	Q	0.345	m ³ /s
Velocidad de entrada del flujo	v	0.79	m/s

La velocidad de entrada de flujo se la calcula mediante la ecuación de Mannig.

$$A = \frac{0.345 \text{ m}^3/\text{s}}{0.79 \text{ m/s}}$$

$$A = 0.44 \text{ m}^2$$

- Altura efectiva:

$$A = b * H$$

Donde:

Altura efectiva	H		m
Área transversal del canal	A	0.44	m ²
Ancho del canal (PROPUESTO)	b	0.80	m

$$H = \frac{0.44 \text{ m}^2}{0.80 \text{ m}}$$

$$H = 0.55 \text{ m}$$

- Profundidad

Finalmente al establecer un borde libre de 0.15 m, la profundidad total del canal se redondea a 0.70 m.

Las dimensiones finales del canal de entrada; así como también de las dimensiones de las rejillas tanto de gruesos como de finos que tendrán una separación de 5 m., están resumidas en la TABLA XIX.

- Cálculo de la suma de las separaciones entre barras para la rejilla de gruesos, con el uso de la ecuación 11.

$$b_g = \left(\frac{b - e}{S + e} + 1 \right) e$$

Donde:

Suma de separaciones entre barras	b_g	m
Ancho del canal de entrada (PROPUESTO)	b	800 mm
Separación entre barras	e	40 mm
Espesor de las barras	S	12.7 mm

$$b_g = \left(\frac{800 - 40}{12.7 + 40} + 1 \right) 40$$

$$b_g = 616.85 \text{ mm} = 0.62 \text{ m}$$

Por lo tanto se tiene una separación total de 0.62 m lo que quiere decir que los barrotes ocupan 0.18 m, del ancho total del canal que es de 0.80m.

- Cálculo del área libre entre barrotes para la rejilla de gruesos, usando la ecuación 12
pág. 59

$$\text{hipotenusa} = \frac{H}{\text{sen } b}$$

Donde:

Altura efectiva H 0.55 m
Ancho del canal b 0.80 m

$$\text{hipotenusa} = \frac{0.55}{\text{sen } 80} = 0.56$$

$$\text{Área libre} = 0.62\text{m} * 0.56\text{m}$$

$$\text{Área libre} = 0.35 \text{ m}^2$$

- Cálculo de la velocidad a través de la rejilla de gruesos, mediante la ecuación 13.

$$v = \frac{Q}{A}$$

Donde:

Velocidad a través de la rejilla v m/s
Caudal de diseño Q 0.345 m³/s
Área libre A 0.35 m²

$$v = \frac{0.345 \text{ m}^3/\text{s}}{0.35 \text{ m}^2}$$

$$v = 0.98 \text{ m/s}$$

- Cálculo del número de barrotes de la rejilla de gruesos, con el uso de la ecuación 14
pág. 59

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

Donde:

Número de barrotes	n	
Suma de separaciones entre barrotes	b _g	617 mm
Separación entre barras	e	40 mm

$$n = \frac{617}{40} - 1$$

$$n = 14.42 \cong 14$$

- Para el cálculo de la pérdida de carga se recurre a la ecuación 15 pág. 61; así:

$$h_f = k \left(\frac{V^2 - v^2}{2 * g} \right)$$

Donde:

Pérdida de carga	H _f	m
Coefficiente empírico	k	1/0.7
Velocidad de flujo a través del espacio entre las barras de la reja	V ²	0.98 m/s
Velocidad de aproximación del fluido hacia la reja; (m/s).	v ²	0.79 m/s
Aceleración de la gravedad	g	9.8 m/s ²

Los valores de las velocidades son obtenidos mediante los cálculos de las páginas 83 y 86 respectivamente; mientras que el coeficiente empírico “k” y el valor de la aceleración de la gravedad “g” son constantes.

$$h_f = \frac{1}{0,7} \left(\frac{(0.98m/s)^2 - (0.79m/s)^2}{2 * (9.8m/s^2)} \right)$$

$$h_f = 0.02 m$$

- Cálculo de la suma de las separaciones entre barras para la rejilla de finos, con el uso de la ecuación 11 pág. 58.

$$b_g = \left(\frac{b - e}{S + e} + 1 \right) e$$

Donde:

Suma de separaciones entre barras	b_g	m
Ancho del canal de entrada (PROPUESTO)	b	800 mm
Separación entre barras	e	25 mm
Espesor de las barras	S	12.7 mm

$$b_g = \left(\frac{800 - 25}{12.7 + 25} + 1 \right) 25$$

$$b_g = 539 mm = 0.54 m$$

Por lo tanto se tiene una separación total de 0.54m lo que quiere decir que los barrotes ocupan 0.26m, del ancho total del canal que es de 0.80m.

- Cálculo del área libre entre barrotes de la rejilla de finos, usando la ecuación 12 pág. 59

$$\text{hipotenusa} = \frac{H}{\text{sen } b}$$

Donde:

Altura efectiva H 0.55 m
Ancho del canal b 0.80 m

$$\text{hipotenusa} = \frac{0.55}{\text{sen } 80} = 0.56$$

$$\text{Área libre} = 0.54\text{m} * 0.56\text{m}$$

$$\text{Área libre} = 0.30 \text{ m}^2$$

- Cálculo de la velocidad a través de la rejilla de finos, mediante la ecuación 13 pág. 59

$$v = \frac{Q}{A}$$

Donde:

Velocidad a través de la rejilla	v		m/s
Caudal de diseño	Q	0.345	m ³ /s
Área libre	A	0.30	m ²

$$v = \frac{0.345 \text{ m}^3/\text{s}}{0.30 \text{ m}^2}$$

$$v = 1.15 \text{ m/s}$$

- Cálculo del número de barrotes de la rejilla de finos, con el uso de la ecuación 14 pág.

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

Donde:

Número de barrotes	n	
Suma de separaciones entre barrotes	b_g	539 mm
Separación entre barras	e	25 mm

$$n = \frac{539}{25} - 1$$

$$n = 20.56 \cong 21$$

- Para el cálculo de la pérdida de carga se recurre a la ecuación 15 pág. 61; así:

$$h_f = k \left(\frac{V^2 - v^2}{2 * g} \right)$$

Donde:

Pérdida de carga	H_f	m
Coefficiente empírico	k	1/0.7
Velocidad de flujo a través del espacio entre las barras de la reja	V^2	1.15 m/s
Velocidad de aproximación del fluido hacia la reja; (m/s).	v^2	0.79 m/s
Aceleración de la gravedad	g	9.8 m/s ²

Los valores de las velocidades son obtenidos mediante los cálculos de las páginas 83 y 89 respectivamente; mientras que el coeficiente empírico “k” y el valor de la aceleración de la gravedad “g” son constantes.

$$h_f = \frac{1}{0,7} \left(\frac{(1.15m/s)^2 - (0.79m/s)^2}{2 * (9.8m/s^2)} \right)$$

$$h_f = 0.05 \text{ m}$$

Las dimensiones de las rejillas y los parámetros a tomar en cuenta para la instalación de las mismas se encuentran resumidos en la TABLA XIX pág. 111; mientras que el diseño tomando en cuenta las dimensiones obtenidas mediante los cálculos realizados en el apartado 3.2 se los puede ver en detalle en el Plano del Canal de Entrada y Rejillas “ANEXO X” y “ANEXO XI”.

3.3 Dimensionamiento del Desarenador Rectangular (Pretratamiento)

- Caudal a tratar:

$$Q_{dis} = \frac{0.345}{2} \text{ m}^3/\text{s} = 0.17 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Cálculo del volumen del tanque desarenador rectangular, mediante la ecuación 19 pág. 64; y tomando en consideración el valor usual para el tiempo de retención que es de 180 s; el mismo que esta dado en la TABLA XI, pág. 63, se tiene:

$$V = Q_{dis} * T_r$$

Donde:

Volumen del tanque desarenador	V	m ³
Caudal a tratar	Q	0.17 L/s
Tiempo de retención	T _r	180 s

$$V = 0.17 \text{ m}^3/\text{s} * 180 \text{ s}$$

$$V = 31 \text{ m}^3$$

- Cálculo de las dimensiones propias del tanque; tomando en consideración:

Relación ancho – profundidad “RAP” = 1.25:1 (TABLA XI, pág. 63)

Relación largo – ancho = 3:1 (TABLA XI, pág. 63)

Ancho:

$$H = 2\text{m (Propuesto)}$$

$$b = \text{RAP} * H$$

$$b = 1.25 * 2\text{m}$$

$$b = 2.5 \text{ m}$$

Longitud:

$$lg = \frac{V}{b * H}$$

Donde:

Longitud	lg	m
Volumen del tanque desarenador	V	31 m ³
Ancho del tanque desarenador	b	2.5 m
Altura del tanque desarenador (PROPUESTO)	H	2 m

$$lg = \frac{31\text{m}^3}{2.5\text{m} * 2\text{m}}$$

$$lg = 6.25 \text{ m}$$

Para consideraciones de diseño se toma en cuenta la recomendación de bibliografía en la que se asume una longitud mínima de 7.5m (TABLA XI, pág.63); es decir para la elaboración del diseño final de esta unidad se adopta la recomendación dada en bibliografía.

- Cálculo de la longitud de la transición de ingreso al desarenador, ecuación 27 pág.67

$$lg_1 = \frac{B - b}{2 * tg\theta}$$

Donde:

Longitud de transición de ingreso al desarenador	lg_1		m
Ancho del desarenador	B	2.5	m
Ancho del canal de entrada	b	0.76	m
Angulo de divergencia de entrada al desarenador	θ	12.5	°

El ángulo de divergencia de 12.5° tiene la finalidad disminuir la turbulencia con la que el agua ingresa al desarenador y por consiguiente provocar una mayor eficiencia en ésta unidad.

$$lg_1 = \frac{B - b}{2 * tg\theta}$$

$$lg_1 = \frac{2.5 - 0.76}{2 * tg12.5}$$

$$lg_1 = 3.92 \text{ m}$$

- Cálculo de la velocidad de sedimentación, mediante la ecuación 20, pág. 64

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

Donde:

Velocidad de sedimentación	vs		cm/s
Aceleración de la gravedad	g	980	cm/s ²
Densidad de la arena	ρ_a	2.65	g/cm ³
Densidad del agua	ρ	1	g/cm ³
Viscosidad cinemática del agua	μ	0.01172	cm ² /s
Diámetro de las partículas	d	0.02	cm

Los valores utilizados para la resolución de esta ecuación son constantes dadas en bibliografía.

$$v_s = \frac{980 \text{ cm/s}^2}{18} * \frac{(2.65 - 1)}{0.01172 \text{ cm}^2/\text{s}} * (0.02 \text{ cm})^2$$

$$v_s = 3.1 \frac{\text{cm}}{\text{s}} \cong 3.1 \times 10^{-2} \text{ m/s}$$

- Cálculo de la cantidad de arena que se va a extraer del desarenador.

La concentración promedio de sólidos totales obtenida en la caracterización del agua residual, tiene un valor de **189.43 mg/L**, recurriendo a la Tabla XXXVIII pág. 141, la cual nos ubica una concentración débil de sólidos totales.

La tabla XXXVIII, pág. 141, proporciona valores típicos propuestos para sólidos en suspensión “fijos” (arenas); y, se obtiene: $20 \text{ mg/L} = 9.1 \text{ cm}^3/\text{m}^3$

Con éste valor se calcula el volumen de arena; así:

$$V_a = SSF * Q$$

$$V_a = 9.1 \text{ cm}^3 / \text{m}^3 * 0.17 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$V_a = 1.5 \text{ cm}^3 / \text{s}$$

$$V_a = 0.15 \text{ m}^3 / \text{día}$$

- Cálculo del volumen total del tanque para lodos

Longitud del tanque 1	lg	1.0	m
-----------------------	----	-----	---

Ancho del tanque 1	B	2.5	m
--------------------	---	-----	---

Alto del tanque 1	H	0.5	m
-------------------	---	-----	---

$$V_1 = \text{lg} \times B \times H$$

$$V_1 = (2.5 \times 1.0 \times 0.50) \text{ m}^3$$

$$V_1 = 1.25 \text{ m}^3$$

Longitud del tanque 2	lg	7.5	m
-----------------------	----	-----	---

Ancho del tanque 2	B	2.5	m
--------------------	---	-----	---

Alto del tanque 2	H	0.25	m
-------------------	---	------	---

$$V_2 = \frac{\text{lg} \times B \times H}{2}$$

$$V_2 = \left(\frac{7.5 \times 2.5 \times 0.25}{2} \right) \text{ m}^3$$

$$V_2 = 2.34 \text{ m}^3$$

$$V_f = (1.25 + 2.34) \text{ m}^3$$

$$V_f = 3.6 \text{ m}^3$$

Se obtiene así un volumen total para la recolección de lodos de **3.6 m³**, el mismo que nos sirve para calcular el intervalo de tiempo en el cual se va a desalojar los lodos de cada una de las unidades de tratamiento; así:

Intervalo de tiempo de desalojo de lodos	t		Días
Caudal diario de lodo	Q	0.15	m ³ /día
Volumen del tanque de lodos	V	3,6	m ³

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

$$t = \frac{3.6m^3}{0.15 m^3/día}$$

$$t = 24 \text{ días}$$

Es decir que cada **20** días por seguridad de que el proceso de desarenado se lleve de manera eficiente se debe abrir las compuertas ubicadas a los extremos de los tanques de lodos para que de manera hidráulica se evacúe los lodos.

En el presente proyecto se instalará dos unidades para el desarenado, en paralelo; con las dimensiones calculadas en el apartado 3.3; las mismas que se resumen en la TABLA XXI pág. 112, y el detalle de las mismas se puede ver en el Plano del Desarenador “ANEXO XIII”, en el mismo que consta el diseño de la zona de entrada que está considerando la longitud de 3.92 m y el ángulo de divergencia de 12.5°, obteniéndose una forma trapezoidal; mientras que el vertedero de salida es de forma rectangular con 2m de profundidad por 1 m de ancho y está considerado la utilización de tubería de PVC de 500 mm de diámetro para la evacuación del agua al sedimentador, es aquí donde existe una

diferencia de altura entre las dos etapas del proceso de tratamiento; es decir en el límite inferior de la tubería comienza la pared del sedimentador incluida la altura de seguridad.

3.4 Dimensionamiento del Sedimentador Rectangular (Tratamiento Primario)

- Cálculo del área superficial, mediante la ecuación 29 pág. 69 y el valor de velocidad terminal que se lo toma de la recomendación bibliográfica y es de 1.8 y se encuentra en la Tabla XII pág. 70

$$A = \frac{Q}{v_c}$$

Donde:

Área superficial del tanque sedimentador	A		m ²
Caudal	Q	414.13	m ³ /h
Velocidad terminal	v _c	1.8	m/h

$$A = \frac{414.13 \text{ m}^3/\text{h}}{1.8 \text{ m/h}}$$

$$A = 230 \text{ m}^2$$

- El ancho del tanque se calcula mediante la ecuación 34 pág. 71

$$b = \sqrt{\frac{A}{3}}$$

Donde:

Ancho del tanque sedimentador	b		m
Área del superficial del tanque sedimentador	A	230	m ²

$$b = \sqrt{\frac{230 \text{ m}^2}{3}}$$

$$b = 8.75 \text{ m}$$

$$b = 8.80 \text{ m}$$

- El largo del tanque se calcula mediante la ecuación 31 pág. 71

$$Lg = 3 b$$

Donde:

Longitud del tanque sedimentador lg m
Ancho del tanque sedimentador b 8.80 m

$$lg = 3 \times 8.80m$$

$$lg = 26.40m$$

- El volumen del tanque se calcula mediante la ecuación 35 pág. 72

$$V = b \times Lg \times H$$

Donde:

Volumen del tanque sedimentador	V		m^3
Ancho del tanque sedimentador	b	8.80	m
Largo del tanque sedimentador	lg	26.40	m
Altura del tanque sedimentador (PROPUESTO)	H	2.5	m

$$V = 8.80m \times 26.40m \times 2.5m$$

$$V = 580.80m^3$$

- El tiempo de retención se calcula mediante la ecuación 36 pág.72

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

Donde:

Tiempo de retención	Tr_h	h
Volumen del tanque sedimentador	V	580.80 m ³
Caudal	Q	414.13 m ³ /h

$$tr_h = \frac{580.80 m^3}{414.13 m^3/h}$$

$$tr_h = 1.4 h$$

- Cálculo de la velocidad de arrastre

$$v_A = \left[\frac{8k(s-1)gd}{f} \right]^{\frac{1}{2}}$$

Donde:

Constante de cohesión	k	0.05
Gravedad específica	s	1.25
Aceleración de la gravedad	g	9.806 m/s ²
Diámetro de las partículas	d	100 μm
Factor de fricción Darcy – Weisbach	f	0.025

Los valores numéricos considerados para la resolución de esta ecuación son constantes; el Factor de fricción Darcy – Weisbach simbolizado con “f” es la constante para el concreto.

$$v_A = \left[\frac{8 * 0.05 * (1.25 - 1) * 9.806 * 100 * 10^{-6}}{0.025} \right]$$

$$v_A = 6.26 * 10^{-2} \text{ m/s}$$

- Cálculo de la velocidad horizontal

$$v_H = \frac{Q}{Ax}$$

Donde:

Velocidad horizontal	v_H		m/s
Caudal	Q	0.11	m^3/s
Área transversal del tanque sedimentador	Ax	22.00	m^2

$$v_H = \frac{0.11 \text{ m}^3/\text{s}}{8.80\text{m} * 2.50\text{m}}$$

$$v_H = 5.22 * 10^{-3} \text{ m/s}$$

$v_H \ll v_A$; por lo tanto el material sedimentado no será resuspendido.

- Cálculo de la tasa de remoción de DBO, los valores de las constantes “a” y “b” se encuentran en la Tabla XXXVII, pág. 140.

$$\text{REMOCIÓN DBO} = \frac{t_r}{a + b * t_r}$$

Donde:

Tiempo de retención	tr	1.4	h
Constante empírica "a"	a	0.018	
Constante empírica "b"	b	0.020	

$$REMOCIÓN DBO = \frac{1.4}{0.018 + (0.020 * 1.4)}$$

$$REMOCIÓN DBO = 30.43 \%$$

- Cálculo de la tasa de remoción de SST, los valores de las constantes "a" y "b" se encuentran en la Tabla XXXVII, pág. 140.

$$REMOCIÓN SST = \frac{t_r}{a + b * t_r}$$

Donde:

Tiempo de retención	tr	1.4	h
Constante empírica "a"	a	0.0075	
Constante empírica "b"	b	0.014	

$$REMOCIÓN SST = \frac{1.4}{0.0075 + (0.014 * 1.4)}$$

$$REMOCIÓN SST = 51.66 \%$$

- Cálculo de la altura máxima, considerando una pendiente del 10% en el fondo de la unidad.

$$H' = H + 0.1H$$

Donde:

Altura máxima	H'	m
Altura del tanque sedimentador	H	2.5 m

$$H' = 2.5m + 0.1 * 2.5m$$

$$H' = 2.75m$$

- Cálculo de la altura de agua sobre el vertedero; considerando que la longitud de la cresta es igual a $0.75b$; se tiene:

$$H_v = \left[\frac{Q}{1.84 * b} \right]^{2/3}$$

Donde:

Altura de agua sobre el vertedero	Hv	m
Caudal	Q	0.11 m ³
Ancho del tanque sedimentador	b	8.80 m

$$H_v = \left[\frac{0.11}{1.84 * 0.75 * 8.80} \right]^{2/3}$$

$$H_v = 4.47 \times 10^{-2} m$$

- Cálculo de la longitud final de la unidad tomando en cuenta la distancia entre la entrada a la pantalla difusora que es de 1m (propuesto).

$$lg = 26.40m + 1m$$

$$lg = 27.40m$$

- Diseño de la Pantalla Difusora
- ✓ Determinación del área total de los orificios

$$A_{To} = \frac{Q}{v_o}$$

Donde:

Área total de los orificios	A_{To}	m^2
Caudal	Q	0.11 m^3/s
Velocidad de paso entre los orificios (PROPUESTO)	v_o	0.10 m/s

$$A_{To} = \frac{0.11m^3/s}{0.1m/s}$$

$$A_{To} = 1.15 m^2$$

- ✓ Determinación del área de cada orificio; considerando que:

$$A_o = \pi (d/2)^2$$

Donde:

Área de cada orificio	A_o	m^2
Diámetro de cada orificio	do	0.2 m

$$A_o = \pi (0.2m/2)^2$$

$$A_o = 3.1 \times 10^{-2} m^2$$

- ✓ Determinación del número de orificios

$$n = \frac{A_{To}}{A_o}$$

Donde:

Número de orificios	n	#
Área total de los orificios	A_{To}	1.15 m ²
Área de cada orificio	A_o	3.1×10^{-2} m ²

$$n = \frac{1.15m^2}{0.031m^2}$$

$$n = 40$$

✓ Determinación de la porción de altura de la pantalla difusora con orificios

$$H_{pd} = H - \left(\frac{2}{5} * H\right)$$

$$H_{pd} = 2.5m - \left(\frac{2}{5} * 2.5m\right)$$

$$H_{pd} = 1.50 m$$

✓ Determinación del espacio entre filas de orificios

$$a_1 = \frac{H_{pd}}{nf}$$

Considerando que:

Número de filas de orificios (PROPUESTO) $nf = 5$

Número de columnas de orificios $nc = 8$

$$a_1 = \frac{1.5m}{5}$$

$$a_1 = 0.3m$$

✓ Determinación del espacio entre columnas de orificios.

$$a_2 = \frac{b_{pd}}{nc + 1}$$

$$a_2 = \frac{8.80m}{9}$$

$$a_2 = 0.97m$$

• Cálculo de la cantidad de lodo que se va a extraer del sedimentador.

$$V_a = SSF * Q$$

$$V_a = 3.0 \text{ cm}^3/\text{m}^3 * 0.11\text{m}^3/\text{s}$$

$$V_a = 0.33 \text{ cm}^3/\text{s}$$

$$V_a = 0.03 \text{ m}^3/\text{día}$$

• Cálculo del volumen total del tanque para lodos

Longitud del tanque lg 1.0 m

Ancho del tanque B 8.8 m

Alto del tanque H 0.25 m

$$V_1 = lg \times B \times H$$

$$V_1 = (1.0 \times 8.8 \times 0.25) \text{m}^3$$

$$V_1 = 2.2 \text{ m}^3$$

Se obtiene así un volumen para la recolección de lodos de **2.2 m³**, el mismo que nos sirve para calcular el intervalo de tiempo en el cual se va a desalojar los lodos de cada uno de los sedimentadores; así:

Intervalo de tiempo de desalojo de lodos	t		Días
Caudal diario de lodo	Q	0.03	m ³ /día
Volumen del tanque de lodos	V	2.2	m ³

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

$$t = \frac{2.2\text{m}^3}{0.03 \text{ m}^3/\text{día}}$$

$$t = 66 \text{ días}$$

Es decir que cada **60** días por seguridad de que el proceso de sedimentación se realice de manera eficiente se debe abrir las compuertas ubicadas a los extremos de los tanques de lodos para que de manera hidráulica se evacúe los lodos.

En el presente proyecto se instalarán tres unidades en paralelo para la sedimentación; con las dimensiones calculadas en el apartado 3.4; las mismas que se resumen en la TABLA XXI, pág. 112 y el detalle de las unidades de sedimentación se las puede ver en el Plano de las Unidades de Sedimentación ANEXO XIV; y en el ANEXO XV consta los detalles de la pantalla difusora. En el Anexo XIV, se puede ver también vertedero de entrada que tiene forma rectangular y se detalla también el vertedero de salida en el que se toma en consideración la instalación de tubería de PVC de 500 mm de diámetro para la evacuación del agua hacia el vertedero de entrada del tanque de oxidación. Existe un gradiente de

altura, es decir en el nivel inferior de la tubería empieza la pared del tanque de oxidación, incluida la altura de seguridad.

3.5 Dimensionamiento del Tanque de Oxidación Rectangular (Tratamiento Secundario)

- Cálculo del volumen, mediante la ecuación 37 pág. 74

$$V = Q * t_r$$

Donde:

Volumen del tanque de oxidación	V	m ³
Caudal	Q	414.13 m ³ /h
Tiempo de retención (PROPUESTO)	tr	1 h

Se toma en consideración un tiempo de retención de 1 hora con la finalidad de obtener una circulación más rápida del agua; con esto se consigue una oxigenación adecuada para las condiciones en las que el agua llega a esta etapa final del proceso de tratamiento.

$$V = 414.13 \frac{m^3}{h} * 1h$$

$$V = 414.13 m^3 \cong 415 m^3$$

- Cálculo del área superficial, mediante la ecuación 39 pág. 75

$$A = \frac{V}{H}$$

Donde:

Área superficial del tanque de oxidación	A	m ²
Volumen del tanque de oxidación	V	415.00 m ³
Altura del tanque sedimentador (PROPUESTO)	H	1.25 m

Se asume una altura: H = 1.25m; con la finalidad de que exista una mayor área superficial y así conseguir una mayor captación de oxígeno; así como también se deja una altura de 0.25 m para que se depositen los lodos en el fondo del tanque de oxidación y de esa manera conseguir un eficaz proceso de oxidación.

$$A = \frac{415.00m^3}{1.25m} = 332.00m^2$$

Determinación del ancho del tanque de oxidación, mediante la ecuación 34 pág. 71

$$b = \sqrt{\frac{A}{3}}$$

Donde:

Ancho del tanque de oxidación	b	m
Área superficial del tanque de oxidación	A	332.00 m ²

$$b = \sqrt{\frac{332.00m^2}{3}}$$

$$b = 10.50m$$

- Determinación del largo del tanque de oxidación, mediante la ecuación 31 pág. 71

$$Lg = 3 b$$

Donde:

Longitud del tanque de oxidación lg m
Ancho del tanque de oxidación b 10.50 m

$$lg = 10.50m * 3$$

$$lg = 31.50 m$$

- Cálculo del porcentaje de eficiencia de remoción de DQO

$$EDQO = 100 (1 - 0.68 * tr^{-0.35})$$

Donde:

Eficiencia de Remoción de DQO $EDQO$ %
Tiempo de Retención tr 1 h

$$EDQO = 100 (1 - 0.68 * 1^{-0.35})$$

$$EDQO = 32 \%$$

- Cálculo del porcentaje de eficiencia de la remoción de DBO

$$EDBO = 100 (1 - 0.70 * tr^{-0.50})$$

Donde:

Eficiencia de Remoción de DBO $EDBO$ %
Tiempo de Retención tr 1 h

$$EDBO = 100 (1 - 0.70 * 1^{-0.50})$$

$$EDBO = 30 \%$$

En el presente proyecto se instalará tres tanques de oxidación en paralelo, con las dimensiones calculadas en el apartado 3.5; las mismas que se resumen en la TABLA XXII, pág. 114, el detalle de las unidades de oxidación se los puede ver en el Plano de las unidades de Oxidación “ANEXO XVI”; en el cual se detallan también los vertederos de entrada y salida que son de forma rectangular, además se hace constar también en el vertedero de salida, la utilización de tubería de PVC de 500 mm de diámetro para la evacuación final del efluente ya hacia el cuerpo de agua receptor, que en este caso es el Río Guaranda.

- Mediante los resultados de los cálculos de la eficiencia de remoción de la DEMANDA BIOQUÍMICA DE OXÍGENO, se obtiene un 60% de eficiencia de remoción entre las unidades de sedimentación y los tanques de oxidación.

Esto lo podemos evidenciar de manera más clara en el siguiente cálculo.

DBO inicial: 226.16 mg/L

Porcentaje de remoción entre los dos procesos (sedimentación, oxidación): 60 %

$$DBO_f = DBO_i - \frac{DBO_i \times 60}{100}$$

$$DBO_f = 226.16 - \frac{226.16 \times 60}{100}$$

$$DBO_f = 90 \text{ mg/L}$$

Con esto se comprueba que la remoción de la DBO se la obtiene de una manera tal que el agua puede ser descargada al Río Guaranda ya que la NORMA exige una DBO de 100 mg/L.

3.6 Tablas de resúmenes

3.6.1 Población futura

TABLA XVII. Determinación de la Población Futura.

RESULTADO DE POBLACIÓN		
	VALOR	UNIDADES
Población actual (Pa)	26000	Habitantes
Índice anual ®	2.19	
Año actual	2010	
Año futuro	2030	
Período de tiempo (n)	20	Años
Población futura (Pf)	37388	Habitantes

Fuente: INEN, 2010

3.6.2 Caudal de diseño

TABLA XVIII. Caudal de Diseño

CAUDAL DE DISEÑO		
	VALOR	UNIDADES
Población futura	37388	Habitantes
Caudal unitario	334.50	L/hab*día
Caudal promedio	12506.29	m ³ /día
Caudal de diseño	29816.76	m ³ /día
Caudal de diseño	0.345	m ³ /s

Fuente: Investigador

3.6.3 Dimensiones del canal de entrada y de las rejillas

TABLA XIX. Dimensiones del canal de entrada y las rejillas

CANAL DE ENTRADA Y REJILLAS		
CARACTERÍSTICA	VALOR	UNIDADES
Canal de entrada		
Caudal a tratar “Q”	0.34	m ³ /s
Largo “lg”	55.00	m
Área transversal “A”	0.44	m ²
Ancho “b”	0.80	m
Altura “H”	0.70	m
Velocidad de flujo “v”	0.79	m/s
Rejillas		
Ángulo de inclinación con respecto a la horizontal	60	°
Rejilla de Gruesos		
Separación entre barrotes	4.00x10 ⁻²	m
Suma de las separaciones entre barras	0.62	m
Espesor de los barrotes	1,27x10 ⁻²	m
Velocidad a través de la rejilla	0.98	m/s
Número de barrotes	14	N°
Rejilla de Finos		
Separación entre barrotes	2.50x10 ⁻²	m
Suma de las separaciones entre barras	0.54	m
Espesor de los barrotes	1,27x10 ⁻²	m
Velocidad a través de la rejilla	1.15	m/s
Número de barrotes	21	N°

Fuente: Investigador

3.6.4 Dimensiones del desarenador rectangular

TABLA XX. Dimensiones del desarenador

DESARENADOR		
CARACTERÍSTICA	VALOR	UNIDADES
Caudal a tratar "Q"	0.17	m ³ /s
Volumen "V"	31.00	m ³
Ancho "b"	2.50	m
Altura "H"	2.00	m
Largo "lg"	7.50	m
Longitud de transición de ingreso	3.92	m
Velocidad de sedimentación	3.11x10 ⁻²	m/s
Caudal de arena diario calculado	0.15	m ³ /día
Volumen total del tanque para lodos	3.6	m ³
Intervalo de tiempo calculado para desalojar el lodo	20	Días

Fuente: Investigador

3.6.5 Dimensiones del sedimentador rectangular

TABLA XXI. Dimensiones del sedimentador

SEDIMENTADOR		
CARACTERÍSTICA	VALOR	UNIDADES
Caudal a tratar "Q"	0.11	m ³ /s
Área Superficial "A"	230.00	m ²
Ancho "b"	8.80	m
Largo "lg"	26.40	m
Altura "H"	2.50	m
Volumen "V"	580.80	m ³
Altura máxima "Hmax"	2.75	m

Tiempo de retención “tr”	1.40	h
Velocidad de arrastre “v_A”	6.26x10 ⁻²	m/s
Velocidad horizontal “v_H”	5.23x10 ⁻³	m/s
Tasa de remoción de DBO	30.43	%
Tasa de remoción de SST	51.66	%
Altura de la película de agua sobre el vertedero “H_v”	4.47x10 ⁻²	m
Longitud final incluida la distancia de la pantalla difusora a la entrada	27.40	m
Caudal de lodo diario calculado	0.03	m ³ /día
Volumen del tanque para lodos	2.2	m ³
Intervalo de tiempo calculado para desalojar el lodo	60	Días
Pantalla Difusora		
Velocidad de paso entre los orificios “v_o”	0.10	m/s
Área total de los orificios “A_{To}”	1.15	m ²
Área de cada orificio “A_o”	3.1x10 ⁻²	m ²
Número de orificios “n”	40	
Altura de la pantalla provista de orificios “H_{Po}”	1.50	m
Número de filas con orificios	5	
Número de columnas con orificios	8	
Espacio entre filas de orificios “a₁”	0.30	m
Espacio entre columnas de orificios “a₂”	0.97	m

Fuente: Investigador

3.6.6 Dimensiones del tanque de oxidación rectangular

TABLA XXII. Dimensiones del tanque de oxidación

TANQUE DE OXIDACIÓN		
CARACTERÍSTICA	VALOR	UNIDADES
Caudal a tratar “Q”	0.11	m ³ /s
Tiempo de retención “tr”	1.00	h
Altura “H”	1.25	m
Ancho “b”	10.50	m
Largo “lg”	31.50	m
Área superficial “A”	332.00	m ²
Volumen “V”	415.00	m ³
Tasa de Remoción de DBO	30	%
Tasa de Remoción de DQO	32	%

Fuente: Investigador

El diseño de la planta está enfocado en tres tratamientos, el pretratamiento incluye una unidad de conducción provista de rejillas de gruesos y de rejillas de finos; y, complementado con dos unidades para desarenado ubicadas en paralelo, a continuación el tratamiento primario que incluye tres tanques de sedimentación ubicados de igual forma en paralelo, aquí se persigue la disminución de la DBO “Demanda Bioquímica de Oxígeno”, consecuentemente de la DQO “Demanda Química de Oxígeno” y de los SST “Sólidos Totales”, se incluye además tres unidades de oxidación. Cabe mencionar además que todas las unidades de tratamiento están diseñadas con tanques para la recolección de lodos, los mismos que van a limpiarse de manera hidráulica, esto se consigue con la instalación de compuertas en los extremos laterales inferiores de los tanques para lodos.

3.6.7 Parámetros dentro y fuera de la norma

TABLA XXIII. Parámetros dentro de norma.

PARÁMETROS DENTRO DE NORMA	Unidad	Promedio	Límite Permisible
Potencial de Hidrógeno		7.94	5.0 – 9.0
Sólidos Totales	mg/L	189.43	1600
Nitrógeno	mg/L	2.63	10.0
Sulfatos	mg/L	4.19	1000
Flúor	mg/L	0.33	5
Hierro	mg/L	0.20	10
Manganeso	mg/L	0.23	2

Fuente: TULAS

TABLA XXIV. Parámetros fuera de norma

PARÁMETROS FUERA DE NORMA	Unidad	Promedio	Límite Permisible
Coliformes Fecales	UFC/100mL	3500	3000
DBO	mg/L	226.16	100
DQO	mg/L	533.33	250
Turbiedad	NTU	4.91	-
Conductividad	μS/cm	393	-
Fosfatos	mg/L	4.45	-
Nitrógeno Amoniacal	mg/L	15	-

Fuente: TULAS

3.7 Impactos Ambientales Para la Construcción e Implementación de La Planta de Tratamiento de Agua Residual.

La construcción e implementación de la planta de tratamiento de aguas residuales y las obras complementarias que conlleva este proyecto, generan impactos ambientales y sociales; los mismos que se los resume en la siguiente matriz.

Entre los impactos sociales están los siguientes:

- **Empleo.-** En todas las etapas de la implementación del proyecto se generará nuevos puestos de trabajo, lo que generará empleo a los moradores del sector y también a moradores de sectores aledaños.
- **Salud y seguridad.-** Durante la construcción de las unidades de tratamiento y las demás obras complementarias, se debe prestar especial atención en la prevención de generación de focos infecciosos, tal es el caso de encharcamiento de agua, generación excesiva de polvo y ruido, etc.

En la etapa de funcionamiento se generará un notable mejoramiento de la calidad de vida de las personas que se sirven del agua del Río Guaranda aguas abajo de la descarga.

Entre los impactos ambientales están los siguientes:

- **Paisaje.-** Durante la construcción de la planta de tratamiento se cambiará el paisaje debido a las obras civiles que se debe construir.
- **Calidad del aire.-** Se verá afectada por el tiempo que dure la construcción debido al anhídrido carbónico, ruido, polvo, generados por la maquinaria pesada.
- **Ocupación del suelo.-** La ocupación actual del suelo cambiará mientras dure la construcción de la planta, ya que la excavación generará movimientos de tierra que momentáneamente ocupará lugares aledaños.

TABLA XXV. Impactos Ambientales

IMPACTOS AMBIENTALES				
FACTORES AMBIENTALES	ACCIONES DEL PROYECTO			
	EXCAVACIÓN	MEJORAMIENTO VIA DE ACCESO	RELLENO COMPACTADO	CONSTRUCCIÓN UNIDADES PARA LA PLANTA DE TRATAMIENTO
EMPLEO	(+)	(+)	(+)	(+)
SALUD Y SEGURIDAD	(-)			
PAISAJE			(-)	
CALIDAD DEL AIRE	(-)		(-)	
OCUPACIÓN DEL SUELO				(-)

Fuente: Investigador

En lo que se refiere a salud y seguridad, la planta asegura un buen tratamiento de las aguas residuales domésticas con la finalidad de descargar un agua depurada eficientemente al Río Guaranda.

3.7.1 Análisis Ambiental

Los principales impactos ambientales que se generan están relacionados con el suelo, vegetación, servicios públicos, calidad de vida, salud y empleo. A cada impacto se le asigna calificaciones que van desde baja, media, alta y muy alta; tanto en intensidad como en afectación.

La importancia tiene una ponderación de temporal, media y permanente; esto según la duración que tenga el impacto; y, por el área de influencia, se clasifica como puntual, local, regional y nacional.

En el siguiente cuadro se detalla las calificaciones que se puede asumir; las mismas que tienen valores de 1 a 10, considerando la magnitud e importancia de cada impacto,

conjugando con la intensidad y afectación; así como la duración del impacto y su área de influencia.

TABLA XXVI. Escala de Magnitud de la Matriz de Leopold

CALIFICACIÓN	INTENSIDAD	AFECTACIÓN
1	Baja	Baja
2	Baja	Media
3	Baja	Alta
4	Media	Baja
5	Media	Media
6	Media	Alta
7	Alta	Baja
8	Alta	Media
9	Alta	Alta
10	Muy Alta	Alta

Fuente: EVALUACIÓN Y PREVENCIÓN DE RIESGOS

TABLA XXVII. Escala de Importancia de la Matriz de Leopold

CALIFICACIÓN	DURACIÓN	INFLUENCIA
1	Temporal	Puntual
2	Medio	Puntual
3	Permanente	Puntual
4	Temporal	Local
5	Medio	Local
6	Permanente	Local
7	Temporal	Regional
8	Medio	Regional
9	Permanente	Regional
10	Permanente	Regional

Fuente: EVALUACIÓN Y PREVENCIÓN DE RIESGOS

Las calificaciones asignadas a cada impacto generado por las actividades que conlleva la construcción de la planta de tratamiento de aguas residuales, se han resumido en la siguiente matriz:

MATRIZ DE LEOPOLD

			NIVELACIÓN Y REPLANTEO	MOVIMIENTO DE ADOQUIN	EXCAVACIÓN A MÁQUINA	ENTIBADO	CONS. COLECTOR ENTRADA	MEJORAMIENTO DE VÍA DE ACCESO	RELLENO COMPACTADO	DESALJO DE SUELO NATURAL	REPOSICIÓN DE ADOQUIN	DESBANQUE A MÁQUINA	CONS. DE TANQUES DE TRATAMIENTO	LIMPIEZA GENERAL	PROMEDIO (+)	PROMEDIO (-)	P. ARITMÉTICO	
AMBIENTE	AIRE	CALIDAD DEL AIRE	-2 2	-3 2	-3 2	-1 1					-3 2	-3 2	-9 5			-74	-74	
		RUIDO	-1 1	-6 1	-6 1	-1 1		-1 1	-1 1	-1 1	-4 1	-1 1	-4 1	-9 5			-26	-26
		EMISIONES POR CONSTRUCCIÓN							-6 4		-6 4		-6 4	-9 5			-117	-117
	AGUA	CALIDAD DISPOSICIÓN AGUAS SERVIDAS											9 6	-6 4	54	-24	30	30
		SISMOS			1 1	1 1		1 1		1 1	1 1	1 1			6		6	6
	SUELO	MANEJO Y DISPOSICIÓN DESECHOS SÓLIDOS		-6 2	-6 2				-6 2				-6 2	-6 2		-60	-60	-60
	FAUNA	VECTORES			-4 2									-4 2		-16	-16	-16
	USO DEL SUELO	CAMBIO DE USO DEL SUELO										6 5	6 5	6 5	90		90	90
		PAISAJE URBANO										6 5	6 5	6 5	90		90	90
	SOCIO ECONÓMICO	ECONÓMICO	EMPLEO	4 5	4 5	6 5	6 5	6 5	4 5	6 5	4 5	4 5	4 5	4 5	4 5	280		280
TRÁNSITO			-1 2	-6 2	-1 2	-1 2	-1 2	-1 2	-1 2	-1 2	-1 2	-1 2	-1 2	-1 2		-32	-32	-32
TRANSPORTE			-1 1	-6 2	-1 1	-1 1	-1 1	-1 1	-1 1	-1 1	-6 1	-1 1	-1 1	-1 1		-27	-27	-27
SEGURIDAD			-1 1	-1 1	-1 1	-1 1	-1 1	-1 1	-1 1	-1 1	-1 1	-1 1	-1 1	-1 1	-9 5		-56	-56
ANÁLISIS PROMEDIO (+)			20	20	31	31	30	21	30	21	21	81	134	80			88	88
ANÁLISIS PROMEDIO (-)		-9	-49	-36	-6	-4	-5	-41	-5	-37	-11	-50	-179					
ANÁLISIS PROMEDIO ARITMÉTICO		11	-29	-5	25	26	16	-11	16	-16	70	84	-99			88	88	

El balance final nos indica que la implementación de este proyecto tiene una afectación positiva tanto a nivel social como a nivel ambiental.

Los impactos negativos son puntuales, ya que sólo se generan en la etapa de construcción del proyecto y comparados con los impactos positivos que se generan en la misma etapa, son de menor importancia.

Se genera un notable mejoramiento tanto en el aspecto social ya que se crea puestos de trabajo y se mejora la calidad de vida de las personas; así como también se mejora la calidad del ambiente al mitigar la contaminación del río.

CAPÍTULO IV

CAPÍTULO IV

4 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1 Conclusiones

- Con el diseño de esta planta de tratamiento para aguas residuales se va servir a una población de 37388 habitantes, con un área de aportación de 20 hectáreas; esto es en una proyección de 20 años que es el tiempo para el cual se diseñó la planta de tratamiento.
- Luego de realizar un análisis físico químico y microbiológico del agua residual se determinó los valores que están fuera de norma, destacándose principalmente las coliformes fecales, en las que se encontró un valor promedio de unidades formadoras de colonias de 3500 UFC/100 mL; además se tiene un valor de Demanda Química de Oxígeno de 533.33mg/L y un valor para la Demanda Bioquímica de Oxígeno de 226.16 mg/L.
- Debido al porcentaje de agua limpia no contabilizada que bordea el 20% se presenta una dilución del agua residual previo a su descarga al Río Guaranda, es en parte por ésta razón que los valores que arrojaron los ensayos químicos realizados, están dentro de norma, excepto por las coliformes fecales, demanda bioquímica de oxígeno y demanda química de oxígeno.
- El diseño final de la planta incluye un aliviadero, seguido de un canal de entrada, provisto de rejillas de gruesos y de finos, dos desarenadores en paralelo, tres unidades de sedimentación también en paralelo; y, por último tres tanques de oxidación, de igual manera en paralelo.

- El diseño de la planta abarca un área aproximada de 3500 m²; la que permite alcanzar una eficiencia de alrededor del 60% tanto para la remoción de la Demanda Química de Oxígeno, Demanda Bioquímica de Oxígeno; así como también para Sólidos Totales y Coliformes. Consiguiéndose así la descarga al Río Guaranda cumpliendo la norma “TULAS, Libro VI, Anexo 1, Tabla 12 “”. Calidad de descarga de efluentes a un cuerpo de agua dulce”

4.2 Recomendaciones

- Para el correcto manejo de los lodos que se obtienen producto del proceso de tratamiento, se recomienda ubicarlos sobre una superficie de concreto, la cual deberá estar diseñada con un declive que permita la evacuación de el agua que contienen los lodos y además deberá estar provista de un techo para que pueda ser utilizada en el caso de que se presenten lluvias, constituyéndose esto en el secado; para luego ser transportados hacia el relleno sanitario de la ciudad.
- Se recomienda construir un canal de sección rectangular desde la intersección la Vía a San Simón con la calle Estática Uquillas que es donde se ubica la última caja de revisión del Sistema de Alcantarillado Combinado, hasta la entrada a la Planta de Tratamiento de Agua Residual, las dimensiones recomendadas para éste canal son:
Altura: 1.00 m
Ancho: 0.80 m
- Realizar la limpieza periódica de las unidades de tratamiento, según los intervalos de tiempo calculados, para lo cual se pondrá en operación solo la parte de la planta de tratamiento que no esté en limpieza; mientras la otra parte se encontrará en mantenimiento. Con esto se asegura un correcto funcionamiento de la planta y se evita la proliferación de malos olores.

RESUMEN

Se diseñó una planta de tratamientos para aguas residuales para la ciudad de Guaranda, provincia de Bolívar, con la finalidad de mitigar el impacto ambiental que se está produciendo debido a la descarga en el Río Guaranda.

Realizándose mediciones del caudal de descarga durante 7 días, 11 horas diarias, incluidas horas pico (07:00 hasta 08:30, 12:00 hasta 13:30, 16:30 horas 18:00); se efectuó muestreo diario del agua tomando dos litros para los análisis físico químicos y 200 mL para el análisis microbiológico, obteniendo como resultados preliminares para los coliformes fecales un valor promedio de 3500 UFC/100 mL; la demanda química de oxígeno 533.33 mg/L y la demanda bioquímica de oxígeno 226.16 mg/L, valores que comparados con la Tabla XII del Libro VI, Anexo 1 del TULAS indican que están contaminando el Río Guaranda.

Se procedió a realizar el dimensionamiento de la planta de tratamiento, constituida por un canal de conducción que lleva el flujo de agua hacia la planta está provisto de un sistema de rejillas y dos tanques desarenadores para el pretratamiento; tres tanques sedimentadores, que remueven partículas de diámetros inferiores, es donde se realiza el tratamiento primario y, tres tanques de oxidación para que el agua tenga contacto con el oxígeno del aire lográndose una mayor depuración, mejorando la calidad del efluente en un 60%. Con la planta diseñada se prevé disminuir la contaminación del río mitigando el impacto ambiental en el área de afectación por lo que se recomienda su construcción.

SUMMARY

A treatment plant of residual water was designed in Guaranda Canton, Bolivar Province, to mitigate the environmental impact produced by their discharge in the Guaranda river.

Residual water samples were taken along seven days for the analyses whose data of Total Coliforms, DBO, and DQO surpass the permitted limits by the TULAS “Texto Unificado de Legislación Ambiental Secundaria”

The plant design includes three different treatments: first of all there is a waterway to conduce the water between the grilles to retain the bigger solids complement whit two sedimentation units to remove arena, after that is the primary treatment which includes three sedimentation units to remove minor size solids that arena will precipitate and reduces DBO, and DQO; the secondary treatment includes three oxidation units to reduce the organic pollution. After that the treated water is likely to discharge in the river.

The Guaranda Municipality is recommended to implement this plant to improve the water quality flowing into the Guaranda River.

BIBLIOGRAFÍA

- (1) CORBITT, R. Manual de Referencia de Ingeniería Ambiental. México, McGraw-Hill Interamericana, 2003. pp. 40 – 45
- (2) BENAYAS, J. El Agua, Guía Para La Educación Ambiental. Colombia, McGraw-Hill, 1989. pp. 5
- (3) CRITES, R. Tratamiento de Aguas Residuales en Pequeñas Poblaciones. México, McGraw-Hill Interamericana. 2000. pp. 180 – 205
- (4) SWYER, C. McCARTY, P. PARKIN, G. Química Para Ingeniería Ambiental. 4a. ed. México, McGraw-Hill Interamericana, 2001. pp. 650 – 670
- (5) FEACHEM, R. Consulta Para Evaluación Ambiental, Volumen II. Nueva York, McGraw-Hill, 1997. pp. 87 – 88
- (6) LINSLEY, E. FRANZINI, J. Ingeniería de los Recursos Hidráulicos. Continental, 1967. pp. 15 – 48
- (7) MENDOCA, S. Sistemas de Lagunas de Estabilización, cómo utilizar aguas residuales en sistemas de riego. México, McGraw-Hill Interamericana, 2000. pp. 132 – 155
- (8) METCALF & EDDY. Ingeniería de Aguas Residuales. 3a. ed. España, McGraw-Hill, 1995. pp. 41 – 60
- (9) RIGOLA, M. LAPENÑA, B. Tratamiento de Aguas Industriales. México, Editorial Limusa, 1998. pp. 21
- (10) ARELLANO, A. Documento de Clase Tratamiento de Aguas Residuales. Ecuador. pp. 2 – 25
- (11) CLESCERI, L. GREENBERG, A. TRUSSELL, R. Métodos Normalizados Para el Análisis de Agua Potable y Residual. 17ava. ed. Madrid, Días de Santos. pp. 3 - 17
- (12) OPS. Guía Para el Diseño de Tanques Sépticos: Tanques Imhoff y Lagunas de Estabilización. Lima, OPS, 2005. pp. 5 – 30

- (13) ECUADOR, MINISTERIO DEL AMBIENTE. Texto Unificado de legislación Ambiental Secundaria “TULAS”, Libro VI, Anexo 1. 2a. ed. Quito, snt. pp. 329 - 333
- (14) JUNTA NACIONAL DE LA VIVIENDA. Planos del Sistema de Agua Potable y Alcantarillado Combinado Para la Urbanización Marco Pamba – Guaranda.
- (15) EMPRESA MUNICIPAL DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO DE GUARANDA. Información del Sistema de Alcantarillado Combinado. Guaranda, snt. pp. 8 - 22
- (16) ESCUELA UNIVERSITARIA POLITÉCNICA DE SEVILLA. Características de las Aguas Residuales. Sevilla, snt. pp. 8 - 10

ANEXOS

ANEXO I

TABLA XXVIII. Caracterización física, química y microbiológica del agua residual de la Ciudad de Guaranda.

Parámetros Analizados	UNIDAD	DÍA 1	DÍA 2	DÍA 3	DÍA 4	DÍA 5	DÍA 6	DÍA 7	DÍA 8	DÍA 9	DÍA 10	Promedio	Límite Permisible
Turbiedad	NTU	9.16	7.59	4.00	3.35	5.10	2.35	2.84	-	-	-	4.91	-
pH		7.80	8.30	8.00	8.00	7.60	8.10	7.80	-	-	-	7.94	5.0 – 9.0
Conductividad	µS/cm	543.0	403.0	245.0	478.0	352.0	348	382.0	-	-	-	393.00	-
Sólidos Totales	mg/L	262.0 0	193.7 0	117.3 0	232.0 0	169.3 0	167.6 0	184.10	-	-	-	189.43	1600
Nitratos	mg/L	5.40	1.20	2.10	3.60	1.10	1.40	1.30	-	-	-	2.3	-
Nitritos	mg/L	0.37	0.25	0.19	0.49	0.267	0.24	0.24	-	-	-	0.29	-
Nitrógeno	mg/L	5.80	1.50	2.30	4.20	1.30	1.70	1.60	-	-	-	2.63	10.0
Fosfatos	mg/L	4.39	5.34	3.45	5.20	4.25	4.00	4.51	-	-	-	4.45	-
N. Amoniacal	mg/L	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.0 0	-	-	-	15.00	-
Sulfatos	mg/L	7.00	5.00	3.50	3.00	2.80	5.00	3.00	-	-	-	4.19	1000
Flúor	mg/L	0.19	0.25	0.26	0.57	0.26	0.30	0.45	-	-	-	0.33	5
Hierro	mg/L	0.37	0.11	0.30	0.18	0.11	0.18	0.14	-	-	-	0.20	10
Manganeso	mg/L	0.37	0.26	0.17	0.24	0.25	0.17	0.15	-	-	-	0.23	2
Coliformes Fecales	UFC/100 mL	3600	3500	3400	3700	3400	3600	3300	-	-	-	3500	3000
DBO	mg/L	-	-	-	-	-	-	-	265	229.7	183.8	226.16	100
DQO	mg/L	-	-	-	-	-	-	-	560	640	400	533.33	250

Fuente: Laboratorio de Control de Calidad de la EMAPAG y Laboratorio de Análisis Técnicos Facultad de Ciencias ESPOCH

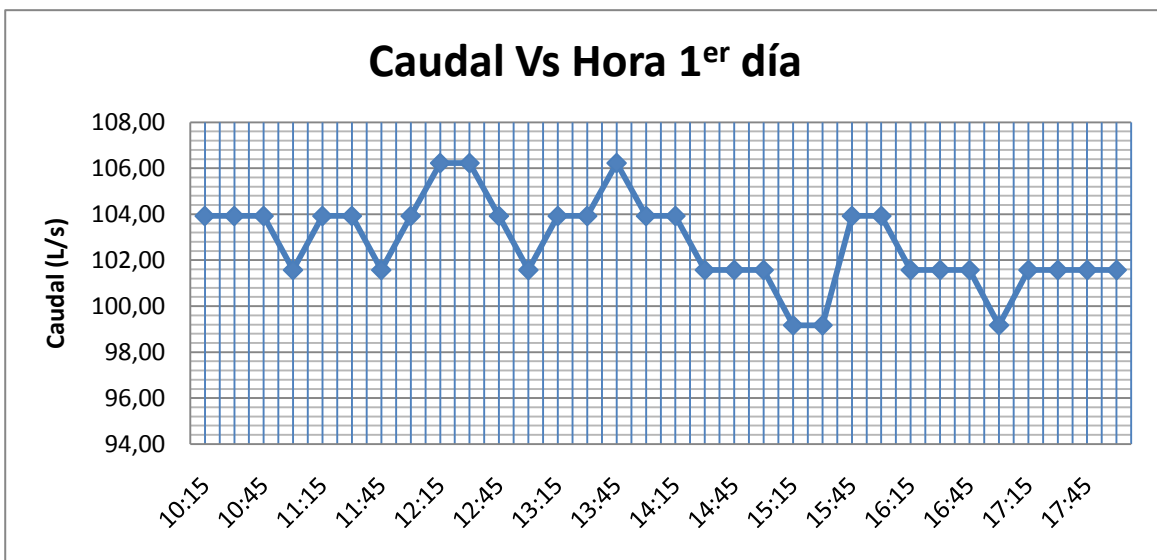
ANEXO II

TABLA XXIX. Resultados de la medición del caudal del primer día.

Hora	Altura Efectiva	Radio Hidráulico	Coefficiente de Manning	Área Sec. Transversal	Pendiente	Caudal
[h]	[h1]	[Rh]	[n]	[A2]	[S]	[Q]
	(m)	(m)		(m ²)	(%)	(L/s)
10:15	0,130	0,114	0,013	2,88	4,00	103,92
11:00	0,125	0,110	0,013	2,88	4,00	101,57
12:00	0,130	0,114	0,013	2,88	4,00	103,92
13:00	0,125	0,110	0,013	2,88	4,00	101,57
14:00	0,130	0,114	0,013	2,88	4,00	103,92
15:00	0,125	0,110	0,013	2,88	4,00	101,57
16:00	0,130	0,114	0,013	2,88	4,00	103,92
17:00	0,120	0,106	0,013	2,88	4,00	99,17
18:00	0,125	0,110	0,013	2,88	4,00	101,57

Fuente: Investigador

Fig. 13. Caudal Vs Hora “Primer Día”

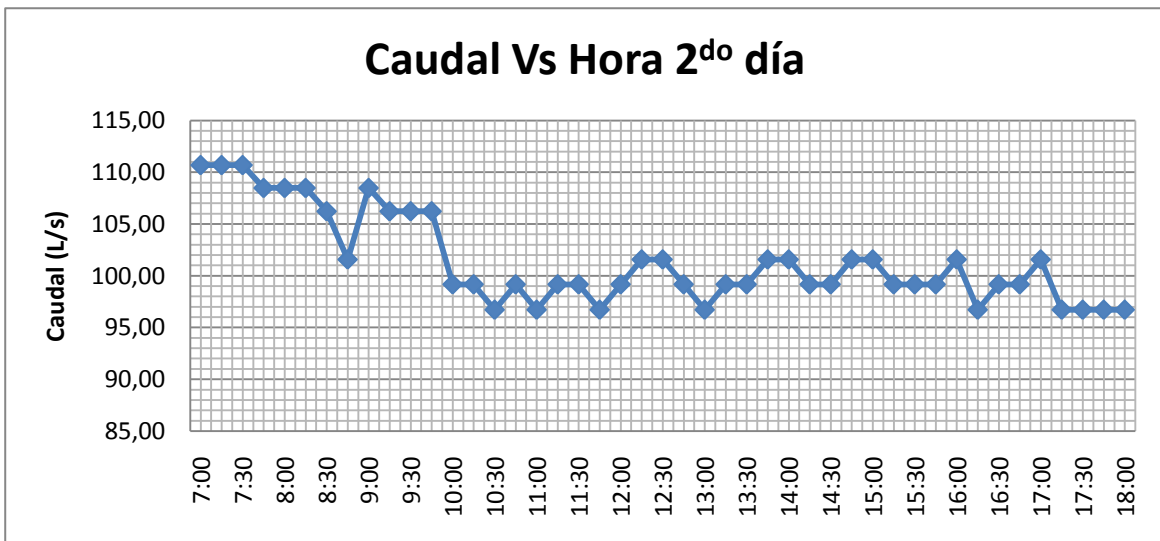


Fuente: Investigador

TABLA XXX. Resultados de la medición del caudal del segundo día.

Hora	Altura Efectiva	Radio Hidráulico	Coefficiente de Manning	Área Sec. Transversal	Pendiente	Caudal
[h]	[h1]	[Rh]	[n]	[A2]	[S]	[Q]
	(m)	(m)		(m ²)	(%)	(L/s)
7:00	0,145	0,125	0,013	2,88	4,00	110,70
8:00	0,140	0,121	0,013	2,88	4,00	108,49
9:00	0,140	0,121	0,013	2,88	4,00	108,49
10:00	0,120	0,106	0,013	2,88	4,00	99,17
11:00	0,115	0,102	0,013	2,88	4,00	96,71
12:00	0,120	0,106	0,013	2,88	4,00	99,17
13:00	0,115	0,102	0,013	2,88	4,00	96,71
14:00	0,125	0,110	0,013	2,88	4,00	101,57
15:00	0,125	0,110	0,013	2,88	4,00	101,57
16:00	0,125	0,110	0,013	2,88	4,00	101,57
17:00	0,125	0,110	0,013	2,88	4,00	101,57
18:00	0,115	0,102	0,013	2,88	4,00	96,71

Fuente: Investigador

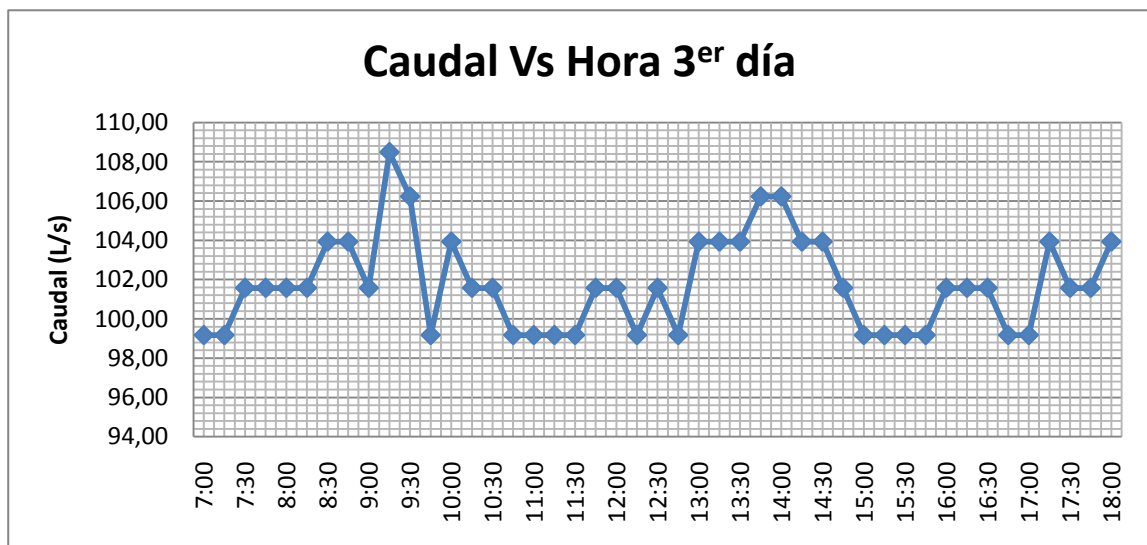
Fig. 14. Caudal Vs Hora “Segundo Día”

Fuente: Investigador

TABLA XXXI. Resultados de la medición del caudal del tercer día.

Hora	Altura Efectiva	Radio Hidráulico	Coefficiente de Manning	Área Sec. Transversal	Pendiente	Caudal
[h]	[h1]	[Rh]	[n]	[A2]	[S]	[Q]
	(m)	(m)		(m ²)	(%)	(L/s)
7:00	0,120	0,106	0,013	2,88	4,00	99,17
8:00	0,125	0,110	0,013	2,88	4,00	101,57
9:00	0,125	0,110	0,013	2,88	4,00	101,57
10:00	0,130	0,114	0,013	2,88	4,00	103,92
11:00	0,120	0,106	0,013	2,88	4,00	99,17
12:00	0,125	0,110	0,013	2,88	4,00	101,57
13:00	0,130	0,114	0,013	2,88	4,00	103,92
14:00	0,135	0,117	0,013	2,88	4,00	106,23
15:00	0,120	0,106	0,013	2,88	4,00	99,17
16:00	0,125	0,110	0,013	2,88	4,00	101,57
17:00	0,120	0,106	0,013	2,88	4,00	99,17
18:00	0,130	0,114	0,013	2,88	4,00	103,92

Fuente: Investigador

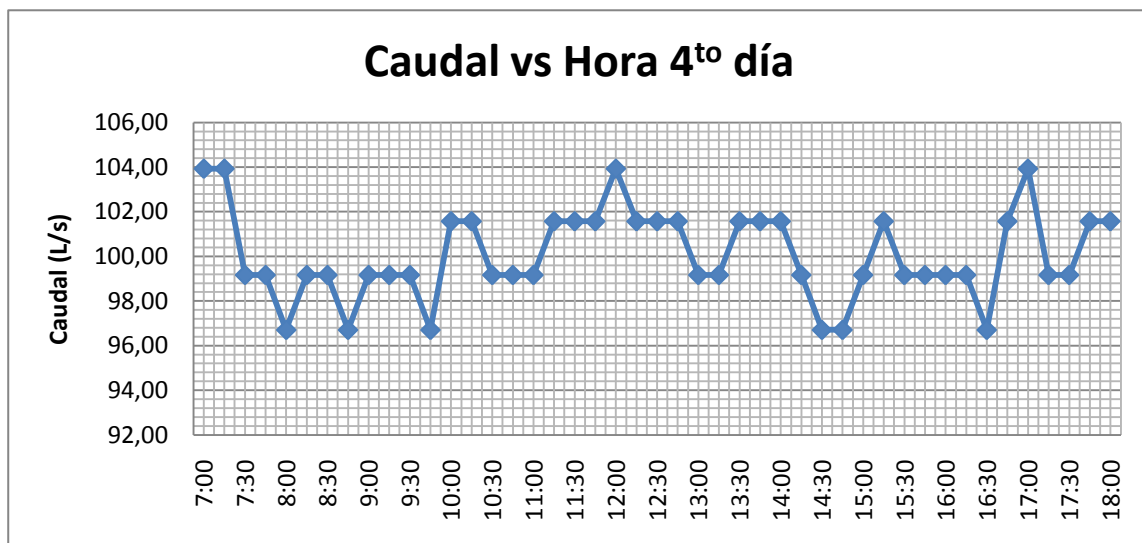
Fig. 15. Caudal Vs Hora “Tercer Día”

Fuente: Investigador

TABLA XXXII. Resultados de la medición del caudal del cuarto día

Hora	Altura Efectiva	Radio Hidráulico	Coefficiente de Manning	Área Sec. Transversal	Pendiente	Caudal
[h]	[h1]	[Rh]	[n]	[A2]	[S]	[Q]
	(m)	(m)		(m ²)	(%)	(L/s)
7:00	0,130	0,114	0,013	2,88	4,00	103,92
8:00	0,115	0,102	0,013	2,88	4,00	96,71
9:00	0,120	0,106	0,013	2,88	4,00	99,17
10:00	0,125	0,110	0,013	2,88	4,00	101,57
11:00	0,120	0,106	0,013	2,88	4,00	99,17
12:00	0,130	0,114	0,013	2,88	4,00	103,92
13:00	0,120	0,106	0,013	2,88	4,00	99,17
14:00	0,125	0,110	0,013	2,88	4,00	101,57
15:00	0,120	0,106	0,013	2,88	4,00	99,17
16:00	0,120	0,106	0,013	2,88	4,00	99,17
17:00	0,130	0,114	0,013	2,88	4,00	103,92
18:00	0,125	0,110	0,013	2,88	4,00	101,57

Fuente: Investigador

Fig. 16. Caudal Vs Hora “Cuarto Día”

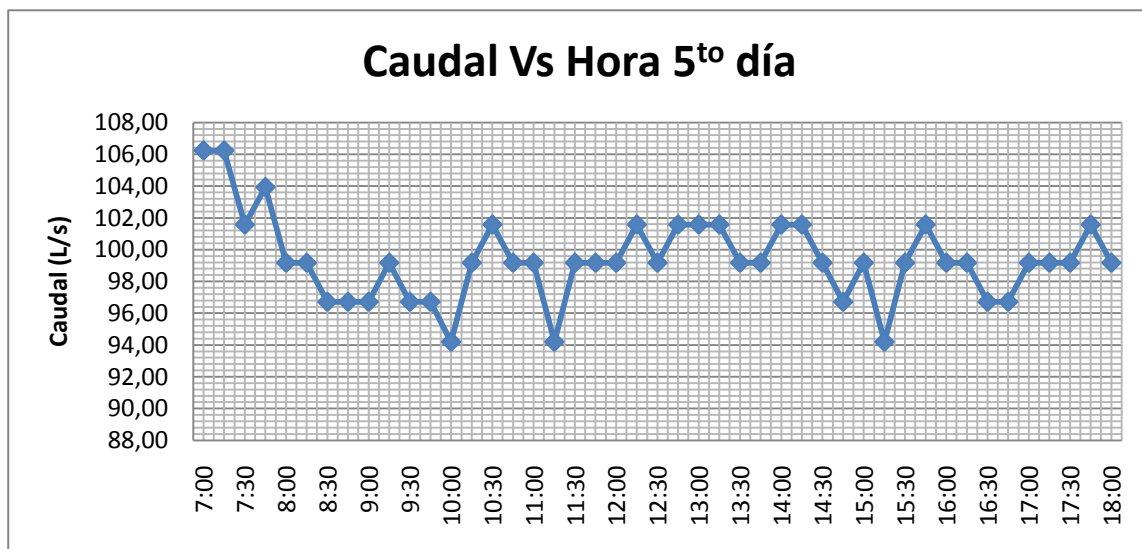
Fuente: Investigador

TABLA XXXIII. Resultados de la medición del caudal del quinto día.

Hora	Altura Efectiva	Radio Hidráulico	Coefficiente de Manning	Área Sec. Transversal	Pendiente	Caudal
[h]	[h1]	[Rh]	[n]	[A2]	[S]	[Q]
	(m)	(m)		(m ²)	(%)	(L/s)
7:00	0,135	0,117	0,013	2,88	4,00	106,23
8:00	0,120	0,106	0,013	2,88	4,00	99,17
9:00	0,115	0,102	0,013	2,88	4,00	96,71
10:00	0,110	0,098	0,013	2,88	4,00	94,19
11:00	0,120	0,106	0,013	2,88	4,00	99,17
12:00	0,120	0,106	0,013	2,88	4,00	99,17
13:00	0,125	0,110	0,013	2,88	4,00	101,57
14:00	0,125	0,110	0,013	2,88	4,00	101,57
15:00	0,120	0,106	0,013	2,88	4,00	99,17
16:00	0,120	0,106	0,013	2,88	4,00	99,17
17:00	0,120	0,106	0,013	2,88	4,00	99,17
18:00	0,120	0,106	0,013	2,88	4,00	99,17

Fuente: Investigador

Fig. 17. Caudal Vs Hora “Quinto Día”

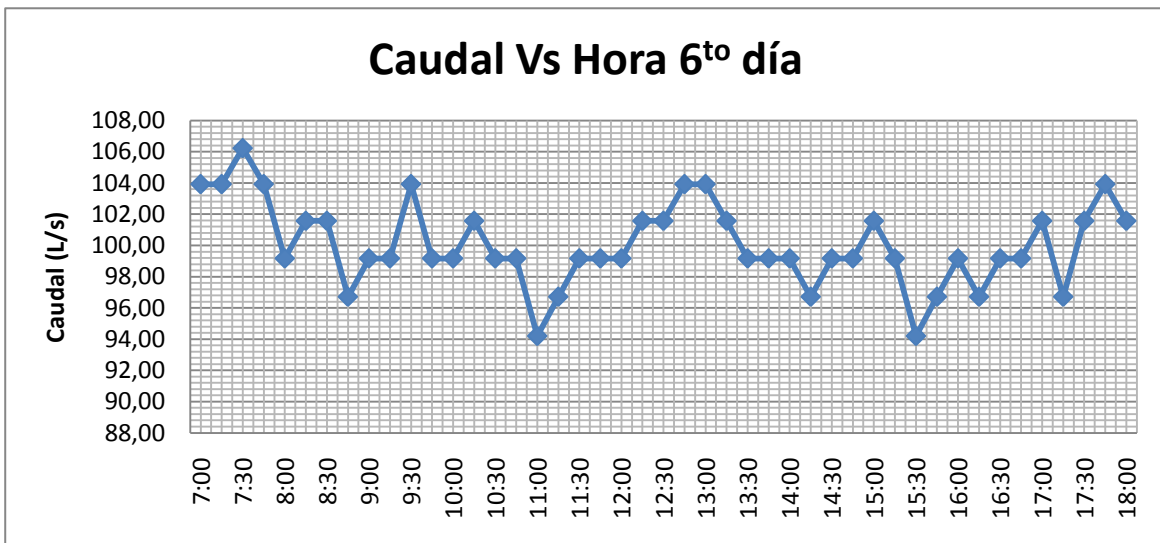


Fuente: Investigador

TABLA XXXIV. Resultados de la medición del caudal del sexto día.

Hora	Altura Efectiva	Radio Hidráulico	Coefficiente de Manning	Área Sec. Transversal	Pendiente	Caudal
[h]	[h1]	[Rh]	[n]	[A2]	[S]	[Q]
	(m)	(m)		(m ²)	(%)	(L/s)
7:00	0,130	0,114	0,013	2,88	4,00	103,92
8:00	0,120	0,106	0,013	2,88	4,00	99,17
9:00	0,120	0,106	0,013	2,88	4,00	99,17
10:00	0,120	0,106	0,013	2,88	4,00	99,17
11:00	0,110	0,098	0,013	2,88	4,00	94,19
12:00	0,120	0,106	0,013	2,88	4,00	99,17
13:00	0,130	0,114	0,013	2,88	4,00	103,92
14:00	0,120	0,106	0,013	2,88	4,00	99,17
15:00	0,125	0,110	0,013	2,88	4,00	101,57
16:00	0,120	0,106	0,013	2,88	4,00	99,17
17:00	0,125	0,110	0,013	2,88	4,00	101,57
18:00	0,125	0,110	0,013	2,88	4,00	101,57

Fuente: Investigador

Fig. 18. Caudal Vs Hora “Sexto Día”

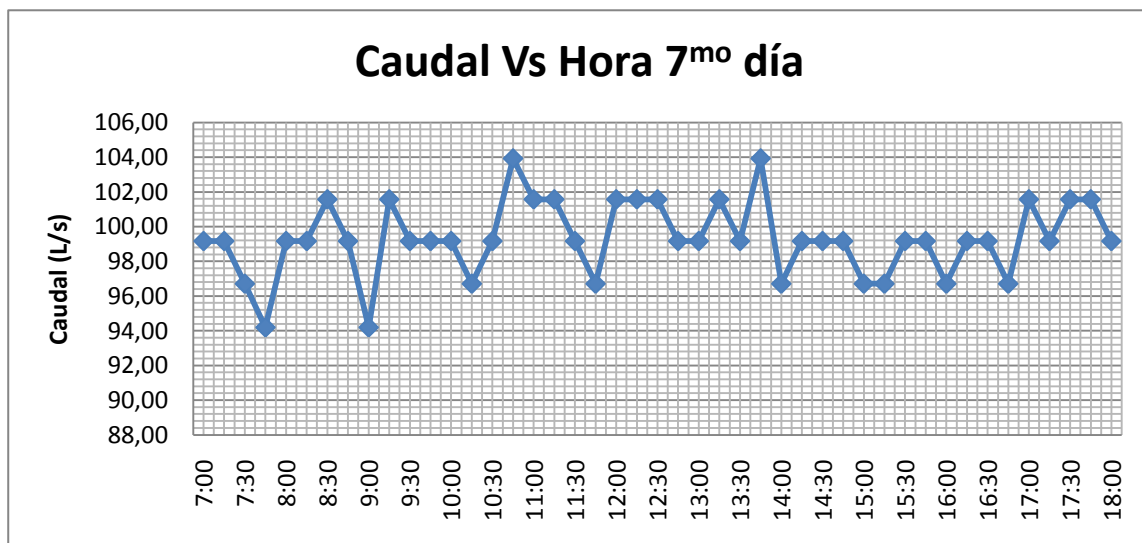
Fuente: Investigador

TABLA XXXV. Resultados de la medición del caudal del séptimo día.

Hora	Altura Efectiva	Radio Hidráulico	Coefficiente de Manning	Área Sec. Transversal	Pendiente	Caudal
[h]	[h1]	[Rh]	[n]	[A2]	[S]	[Q]
	(m)	(m)		(m ²)	(%)	(L/s)
7:00	0,120	0,106	0,013	2,88	4,00	99,17
8:00	0,120	0,106	0,013	2,88	4,00	99,17
9:00	0,110	0,098	0,013	2,88	4,00	94,19
10:00	0,120	0,106	0,013	2,88	4,00	99,17
11:00	0,125	0,110	0,013	2,88	4,00	101,57
12:00	0,125	0,110	0,013	2,88	4,00	101,57
13:00	0,120	0,106	0,013	2,88	4,00	99,17
14:00	0,115	0,102	0,013	2,88	4,00	96,71
15:00	0,115	0,102	0,013	2,88	4,00	96,71
16:00	0,115	0,102	0,013	2,88	4,00	96,71
17:00	0,125	0,110	0,013	2,88	4,00	101,57
18:00	0,120	0,106	0,013	2,88	4,00	99,17

Fuente: Investigador

Fig. 19. Caudal Vs Hora “Séptimo Día”



Fuente: Investigador

ANEXO III

Características para los tanques de sedimentación.

TABLA XXXVI. Información típica para el diseño de tanques de sedimentación primaria

CARACTERÍSTICAS	INTERVALO	TÍPICO
Sedimentación primaria seguido de tratamiento secundario:		
Tiempo de retención (h)	1.5 – 2.5	2
Carga de superficie (m ³ /m ² *día)		
A caudal medio	30 – 50	40
A caudal punta	80 – 120	100
Carga sobre vertedero (m ³ /m*día)		
Sedimentación primaria con adición de lodo activado en exceso		
Tiempo de retención (h)	1.5 – 2.5	2
Carga de superficie (m ³ /m ² *día)		
A caudal medio	24 – 32	28
A caudal punta	48 – 70	60
Carga sobre vertedero (m ³ /m*día)	125 – 500	250

Fuente: Metcalf & Eddy

ANEXO IV

Valores de las constantes empíricas “a” y “b”, para el cálculo de la remoción de DBO y SST.

TABLA XXXVII. Valores de las constantes empíricas a y b.

VARIABLE	a	b
DBO	0.018	0.020
SST	0.0075	0.014

Fuente: CRITES y TCHOBANOGLIOUS

ANEXO V

Concentración de arenas

TABLA XXXVIII. Concentración de arenas

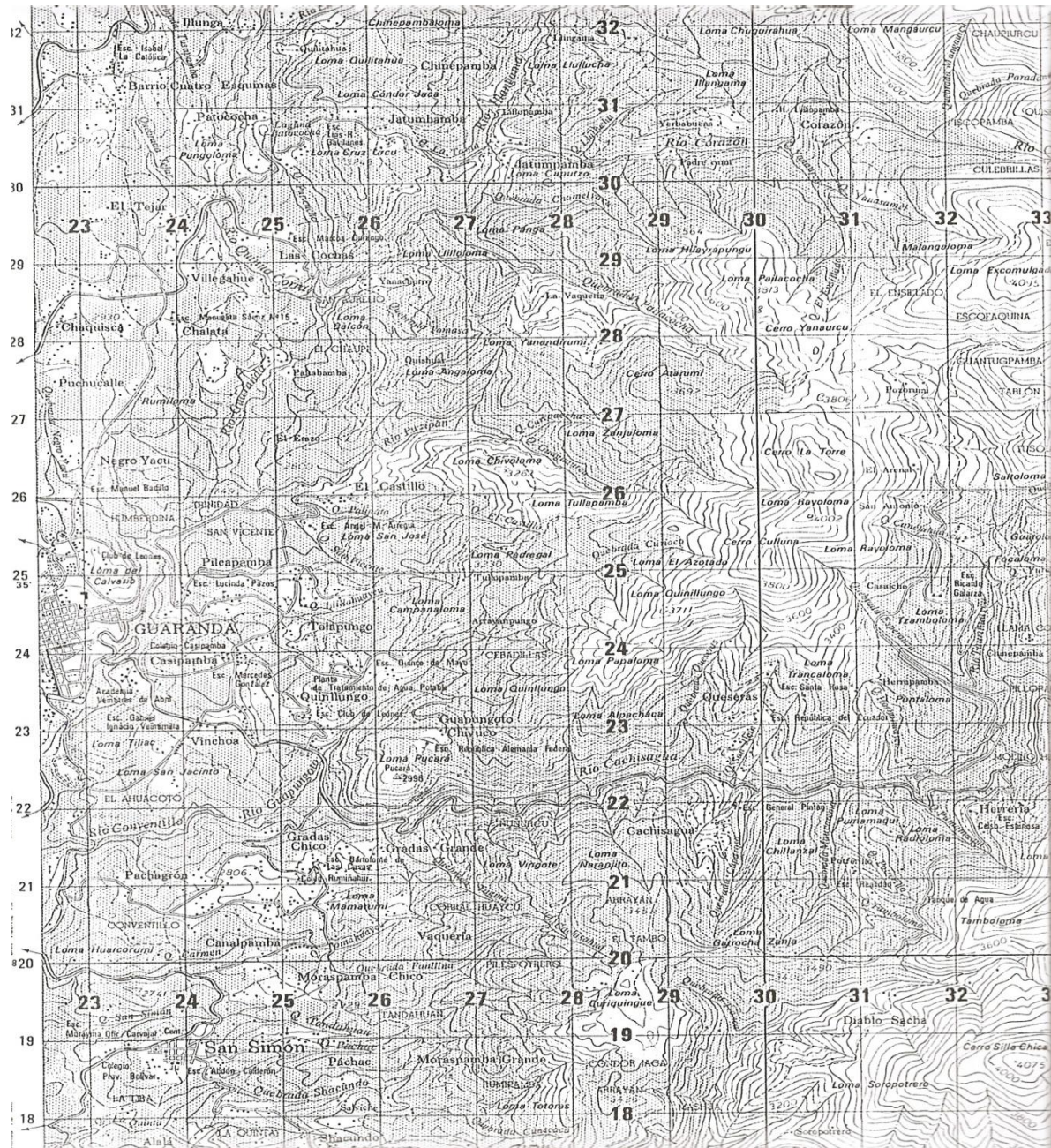
Contaminantes	Unidades	Concentración		
		Débil	Media	Fuerte
Sólidos totales	mg/L	350	720	1200
Disueltos totales	mg/L	250	500	850
Fijos	mg/L	145	300	525
Volátiles	mg/L	105	200	325
Sólidos en suspensión	mg/L	100	220	350
Fijos	mg/L	20	55	75
Volátiles	mg/L	80	165	275

Fuente: OPS

ANEXO VI

Mapa Topográfico de Guaranda

FIG. 20. GUARANDA, ECUADOR 3889 – III J721



Fuente: Instituto Geográfico Militar

ANEXO VII**FIG. 21.** Punto de medición de caudal y muestreo

Fuente: Investigador

FIG. 22. Impacto producido por la descarga directa de agua residual al Río Guaranda.



Fuente: Investigador

FIG. 23. Medición del caudal



Fuente: Investigador

FIG. 24. Análisis microbiológico



Fuente: Investigador

FIG. 25. Análisis químico



Fuente: Investigador