

MEMORIA DESCRIPTIVA PRELIMINAR DE LAS INSTALACIONES HIDROSANITARIAS URBANAS (SISTEMA ABASTECIMIENTO DE AGUA, SISTEMA DE DRENAJE SANITARIO Y PLUVIAL Y TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES DOMESTICAS)
PROYECTO "RESIDENCIAL DOÑA CARMEN"

Avenida Jacobo Majluta. Provincia Santo Domingo. Municipio Santo Domingo Norte. República Dominicana

CONTENIDO

1. DATOS GENERALES	3
1.1. UBICACIÓN	3
1.2. CÁLCULOS GENERALES DEL PROYECTO	4
2. GENERALIDADES	4
2.1. AGUA POTABLE	4
2.2. AGUAS RESIDUALES	4
2.3. AGUAS DE ESCORRENTÍA SUPERFICIAL URBANA.....	5
3. NORMAS Y RECOMENDACIONES	5
4. PERÍODO DE DISEÑO	5
5. SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE	5
5.1. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA	5
5.1.1. DEPÓSITO REGULADOR.....	5
5.1.1. CAUDALES AGUA POTABLE	6
5.1.2. SISTEMA DE BOMBEO DE AGUA POTABLE.....	7
5.1.2.1. Introducción General.....	7
5.1.2.2. Caudales de Bombeo.....	7
5.1.2.3. Diámetro Línea de Impulsión (L. I.)	7
5.1.2.4. Pérdidas de Carga	7
5.1.2.5. Potencia de Bombeo	7
6. SISTEMA DE RECOLECCIÓN Y DISPOSICIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES.....	8
6.1. DESCRIPCIÓN GENERAL Y ZONIFICACIÓN	8
6.2. SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO.....	8
6.2.1. ANÁLISIS DE CAUDALES DE AGUAS RESIDUALES	8
6.2.1.1. Caudal Máximo de Aguas Residuales.....	8
6.2.1.2. Caudal Mínimo de Aguas Residuales	8
6.2.1.3. Infiltración de Aguas a la Red Colectora.....	8
6.2.1.4. Caudal de Diseño (Qdiseño).....	8
6.2.1.5. Caudal Unitario (qunitario): $qunitario = \frac{Q_{diseños}}{L_{totalredcolectora}}$	8
6.2.2. CÁLCULOS HIDRÁULICOS DE LOS COLECTORES DE AGUAS RESIDUALES.....	8
6.3. PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES.....	9
6.3.1. ESQUEMA DE TRATAMIENTO	9
6.3.2. NORMAS Y RECOMENDACIONES.....	9
6.3.3. ANÁLISIS AFLUENTE PARA TRATAMIENTO	10
6.3.4. PERÍODO DE DISEÑO	10
6.3.5. PRE-TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES.....	10
6.3.6. TRATAMIENTO SECUNDARIO	11
6.3.6.1. REACTOR DE LODOS SUSPENDIDOS.....	11

6.3.6.1.1. Diseño.....	11
6.3.6.1.2. Volumen de Reactor.....	11
6.3.6.1.3. Resultados.....	11
6.3.7. LÍNEA DE TRATAMIENTO DE LODOS	12
6.3.7.1. Lechos de Secado de Lodos	12
6.4. DESCARGA FINAL.....	12
7. SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL.....	12
8. ESPECIFICACIONES EN TUBERÍAS Y ACCESORIOS	12
8.1. DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE	12
8.1.1. Red de Distribución de Agua Potable EXTERIOR.....	12
8.1.2. Distribución de Agua Potable INTERIOR APARTAMENTOS.....	12
8.2. AGUAS RESIDUALES	12
8.2.1. Red Alcantarillado Sanitario EXTERIOR.....	12
8.2.2. Red Alcantarillado Sanitario INTERIOR.....	12
8.3. DRENAJE PLUVIAL	12
8.3.1. Drenaje Pluvial EXTERIOR.....	12
8.3.2. Drenaje Pluvial INTERIOR.....	12
8.4. VÁLVULAS DE CONTROL	12
9. ANEXOS.....	13
9.1. GENERALES	13
9.1.1. ANÁLISIS DE POBLACIÓN, DOTACIONES Y CALCULO CAUDALES DE AGUA POTABLE Y RESIDUAL..	13
9.1.2. POZOS Y SU RELACIÓN CON CONSUMOS DE AGUA POTABLE. DEPÓSITO REGULADOR. CÁLCULOS..	14
9.1.3. CÁLCULOS Y DIMENSIONAMIENTO DEPÓSITO REGULADOR ELEVADO.	15
9.2. SISTEMA DE COLECCIÓN, Y DISPOSICION DE AGUAS RESIDUALES	16
9.2.1. CÁLCULOS ALCANTARILLADO SANITARIO.	16
9.2.2. SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES	17
9.2.2.1. Cálculos PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES.	17

CONTENIDO DE TABLAS Y FIGURAS

Tabla No. 1. Datos Generales para el Diseño de los Sistemas Sanitarios.	4
Tabla No. 2. Calculo y Dimensiones de Depósito Regulador elevado.....	6
Tabla No. 3. Valores para las descargas de agua residual contenidas en Norma e Calidad de Aguas Subterráneas y Descargas al Subsuelo. SEMARENA, Tabla 7.2, Pags. 37 y 38.	10
Tabla No. 4. Análisis de Concentración Contaminantes en afluente PTARD.	10
Tabla No. 5. Períodos de Diseño de las Estructuras del SAS	10
Figura No. 1. Ubicación Proyecto RESIDENCIAL DOÑA CARMEN.....	3

Preparado por

RAYMOND WILLIAN MARTINEZ S.
INGENIERO CIVIL
M.Sc. INGENIERIA SANITARIA Y AMBIENTAL
DIPLOMADO EN GESTION AMBIENTAL
CODIA 16,564

Síguenos en



[Sihisa Hidrosanitaria](#)

[Sihisard](#)



¡Trabajando por un mundo limpio!

1. Datos Generales

1.1. Ubicación

El Proyecto **RESIDENCIAL DOÑA CARMEN**, se encuentra ubicado en la Avenida Jacobo Majluta, Municipio Santo Domingo Norte. República Dominicana en las coordenadas: **NORTE 18°33'15.92" y OESTE: 69° 55'37.38"**.

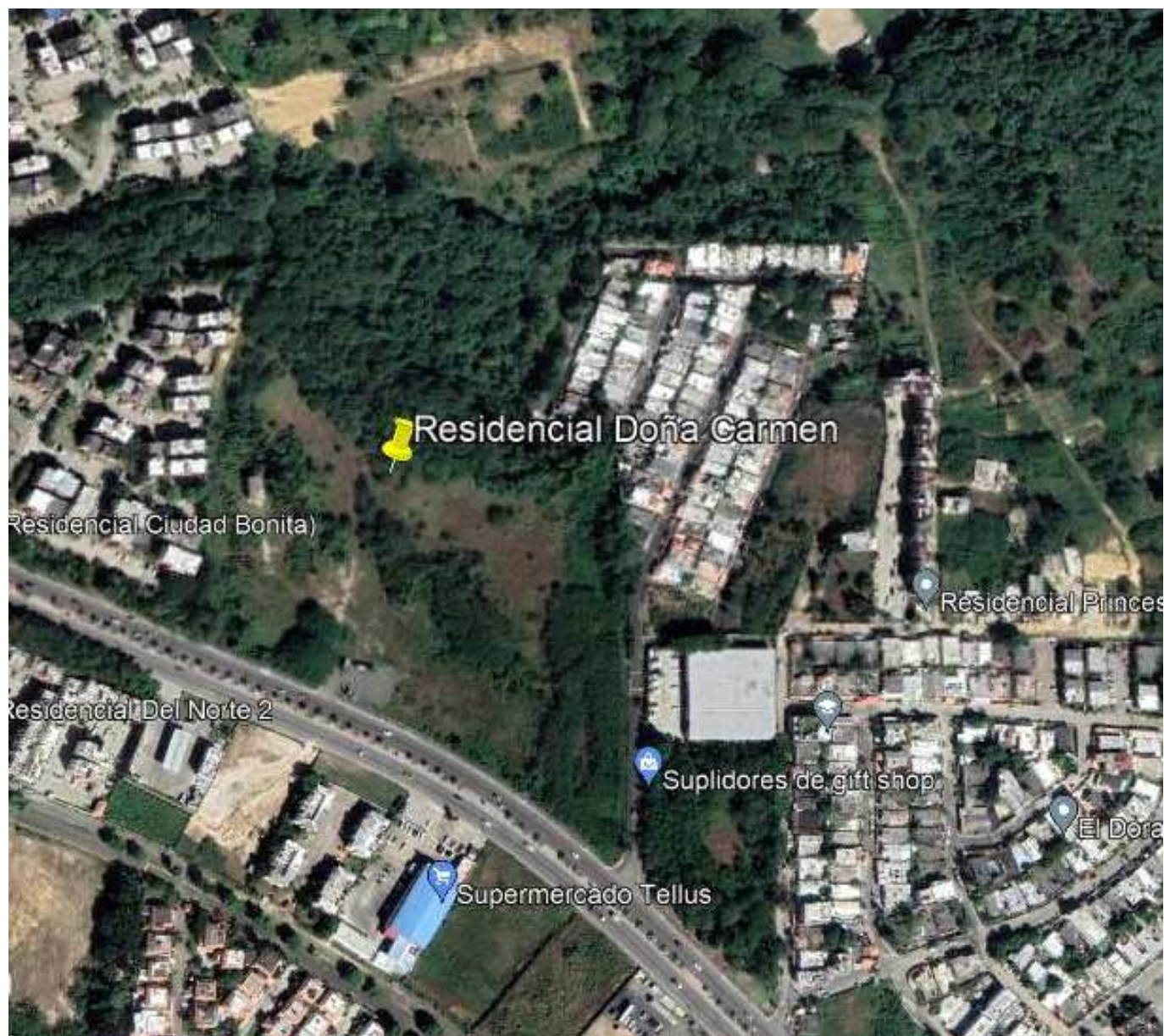


Figura No. 1. Ubicación Proyecto RESIDENCIAL DOÑA CARMEN

1.2. CÁLCULOS GENERALES DEL PROYECTO

Item	DESCRIPCION	Unidad	2022	2051
1	DATOS GENERALES			
1.1	No. de Apartamentos unifamiliares TIPO A: 85 M2 (2 habitaciones, sin posibilidad de expansion)			
1.11	Número de Edificios de Apartamentos de 3 Habitaciones	Ud.	17	17
1.12	Número de Apartamentos por Edificio	Ud.	32	32
1.13	Número de Apartamentos tipo Edificios de 32 aptos	Ud.	544	544
1.14	Coeficiente de Hacinamiento Aptos Tipo 3H	Hab/viv	5	5
1.2	No. de Apartamentos unifamiliares TIPO D: 64 M2 (2 habitaciones, sin posibilidad de expansion)			
1.21	Número de Edificios de Apartamentos de 2 Habitaciones	Ud.	2	2
1.22	Número de Apartamentos por Edificio	Ud.	16	16
1.23	Número de Apartamentos tipo Edificios de 16 aptos	Ud.	32	32
1.24	Coeficiente de Hacinamiento Aptos Tipo 2H	Hab/viv	4	4
2	TOTAL GENERAL			
2.01	Número de Edificios de Apartamentos	Ud.	19	19
2.02	Número Total de Apartamentos del Proyecto	Ud.	576	576
2.03	Número Total Apartamentos del Proyecto	Ud.	576	576
2.04	Area Verde Total (estimada para irrigacion)	M2	9,413.10	9,413.10
2.05	Area de Parquesos Total	M2	7,027.20	7,027.20
2.06	Area Institucional Total	M2	1,201.85	1,201.85
3.08	Longitud total de la red de Aguas Residuales	Km	0.7000	0.7000
3.09	Longitud total de la red de Agua Potable	Km	1.0000	1.0000
3.1	% Ocupacional Apartamentos y Viviendas	%	100%	100%
3.11	% Ocupacional uso area social, reguio areas verdes y parquesos	%	40%	40%

Tabla No. 1. Datos Generales para el Diseño de los Sistemas Sanitarios.**2. Generalidades**

El proyecto estará dotado de los sistemas básicos de Agua Potable, Recolección, Tratamiento y Disposición de las Aguas Residuales y Drenaje Pluvial.

2.1. Agua Potable

Fuente 1: Acuífero Subterráneo. Por las características hidrogeológicas de la zona y la experiencia con otros proyectos, se plantea la construcción de **Tres (03) Pozos en total** para satisfacer la Demanda Máxima Diaria del proyecto y hasta 16 horas de bombeo no continuo al día. (Ver detalle en Planos).

Las características cualitativas y cuantitativas de los pozos son comprobadas mediante estudio geo hidrológico de la zona, a cargo de la empresa **HIDROPOZO SA** y que se anexa a esta memoria.

2.2. Aguas Residuales

Por cuanto en la zona del proyecto no existe sistema de alcantarillado sanitario, el RESIDENCIAL DOÑA CARMEN para la recolección de sus residuos líquidos, contará con red de alcantarillado sanitario, cuyos diámetros resultaron en 8" en PVC (SDR-41).

Las Aguas se conducirán hasta Planta de Tratamiento de Aguas Residuales, convenientemente diseñada, apegada a los Criterios de Descarga de SEMAREN 2001 y la descarga final será al Subsuelo mediante campos de infiltración.

Hemos considerado la construcción de Planta de Tratamiento de Aguas Residuales de estricto origen domestico para todo el proyecto.

2.3. Aguas de Escorrentía Superficial Urbana

El Diseño de Drenaje Pluvial que se propone en el Proyecto consiste en un sistema de Cunetas y Badenes, para la recolección o captación de las Aguas de escorrentía en sumideros y desarenadores; conducción final por medio de colectores de lluvias, en hormigón armado, CLASE III, para su descarga final al Arroyo Licey, que es afluente del río Ozama.

3. NORMAS Y RECOMENDACIONES

A fin de cumplir con las reglamentaciones sanitarias para edificaciones y sistemas, exigidas por las instituciones correspondientes del país, se han observado las disposiciones técnicas de la Dirección General Reglamentaciones y Sistemas (DGRS) del Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones, de las Normas de Diseño de la República Dominicana, también llamadas Normas de la Corporación del Acueducto y Alcantarillado Santo Domingo (CAASD) y del Instituto Nacional de Agua Potable y Alcantarillado (INAPA).

4. Período de Diseño

Los sistemas sanitarios aquí contemplados se diseñan para un período de 25 años, considerados a partir del año 2022, puesta en marcha a 2 años del desarrollo del proyecto en su totalidad, año 2024 y la vida útil al año 2050. Según esta vida útil preseleccionada, se hacen los análisis de proyección correspondientes.

5. SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

5.1. Descripción del Sistema

Por cuanto la zona de desarrollo del proyecto no cuenta con sistema de abastecimiento de agua potable seguro, para el abastecimiento del proyecto, se ha considerado tres (03) pozos en total para cubrir la demanda total máxima diaria.

Desde los pozos se conducen por medio de línea de impulsión en diámetros Ø4", Ø6" y Ø8" hasta Depósito Regulador Elevado, en hormigón armado, con capacidad para la regulación del caudal máximo diario del proyecto.

El Depósito Regulador que se propone, es elevado, en Hormigón armado, con el vaso cubierto con protección especial.

Se instalará una red de distribución urbana, en diámetros de Ø8", Ø6", Ø4", Ø3", y Ø2" en PVC (SDR-26), con junta de goma. Se ha diseñado la Red de distribución, con Presiones Mínimas de 20 MCA, suficientes para satisfacer las demandas de presión de los edificios. El sistema que se propone es un sistema mixto compuesto por macro redes, y abastecimiento a micro redes y regulación mediante válvulas de control.

El Sistema Hidráulico se diseña mediante el Programa **EPANET, versión 2.0**. (Ver anexo 8.2.1y Plano Instalación de Agua Potable).

Según la Simulación Hidráulica mediante este programa y la Topografía del terreno, el Diseño racional de tuberías mencionadas permite Presiones en la red superiores a las mínimas permitidas por las normativas de diseño, además, garantiza presiones suficientes para abastecimiento en apartamentos.

Además, piezas Especiales completarán la red de Distribución, como válvulas de Seccionamiento y Control, etc.

5.1.1. Depósito Regulador

Para la urbanización se propone depósito regulador elevado en Hormigón Armado, con vaso en metal con recubrimiento epoxico especial y alimentado desde campo de pozos. La capacidad instalada del **Depósito Regulador** es de **80,000 galones**. (302.83 M³).

La capacidad total instalada de los depósitos reguladores se calcula de la siguiente manera (Normas de RD, Arocha; Hernández).

$$VolumenTotalderegulacion = 25\%Q_{max}/d + Q_{incendios}$$

Para N = 2 horas de duración probable del incendio, según normas NFPA y R-008 Y CAASD.

Item	DESCRIPCION	Unidad	PROYECTO TOTAL
1	Almacenamiento y Regulacion de Agua Potable		
1.01	Volumen Necesario de Almacenamiento Servicios	M3	233
		Galones	61,512.23
1.02	Volumen Necesario de Almacenamiento SCI	M3	72.000
		Galones	19,020.53
1.03	Volumen Necesario en Deposito Regulador TOTAL (M³)	M3	304.85
		Galones	80,532.76
1.04	Volumen Adoptado en Deposito Regulador TOTAL (M³)	M3	302.83
		Galones	80,001
1.05	Tiempo Llenado Deposito Regulador	Horas	4.44
1.1	Dimensionamiento		
1.11	Area Superficial	M2	39.85
1.12	Diámetro	M	7.12
1.13	Altura	M	7.60
1.14	Altura Camara Libre	M	0.60
1.15	Altura Total	M	8.20
1.16	Relacion Altura/Diametro		1.15
1.17	Relacion Diametro/Altura		0.94
1.17	Volumen FINAL en Deposito Regulador TOTAL (M³)	M3	302.83
		Galones	80,001

Tabla No. 2. Calculo y Dimensiones de Depósito Regulador elevado.

5.1.1. Caudales Agua Potable

Para el Cálculo del **Caudal Medio Diario** se utiliza la fórmula genérica:

$$Q_{med} / d = Dotación \times No.habi \text{ tan tes}$$

Para el Cálculo del **Caudal Máximo diario**, se considera un Coeficiente de Variación Diaria de 1.25, (Arocha, 1986), de esta forma,

$$Q_{max}/d = K_1 \times Q_{med}/d$$

Donde,

K₁ - Coeficiente día de mayor consumo

K₁ = 1.2 - 1.60

Típico (República Dominicana): K₁ = 1.25

Para el Cálculo del Caudal Máximo Horario, se considera un Coeficiente de Variación Horaria de 2.00, (Arocha, 1986), de esta forma,

$$Q_{max}/d = K_2 \times Q_{med}/d$$

Donde,

K₂ - Coeficiente día de mayor consumo

K₂ = 2.0 – 3.0. Típico (Rep. Dom.):

K₂ = 2.00

Ver Resultados en Anexo No. 8.1.

5.1.2. SISTEMA DE BOMBEO DE AGUA POTABLE

5.1.2.1. Introducción General

Según el análisis de Demandas y basados en Estudio Geohidrologico de la zona, y para un Sistema No Continuo Teórico de Bombeo, de 16 horas/día, el Número necesario de Pozos para Abastecimiento es de 3.

Cabe destacar, que la información geohidrologico del proyecto se ha realizado in situ, en el Pozo No. 1, y los resultados de estos estudios se encuentran anexo a esta memoria, realizados por **HIDROPOZO SA.**

Durante el proceso constructivo se irán haciendo los aforos de cada uno de los pozos en los lugares propuesto y de realizarán las rectificaciones necesarias con el objetivo de optimizar el sistema de abastecimiento propuesto.

5.1.2.2. Caudales de Bombeo

Los Caudales de bombeo se han considerado como el **Caudal Máximo Diario de Bombeo**, el caudal es recibido en el Depósito Regulador.

Las bombas recomendadas en este, se equiparán con control de Nivel, con sensores de nivel de agua, además, con control de nivel de agua en Depósito Regulador y automatización, para que el abastecimiento garantice suplir de manera continua en la variación de demandas durante el día.

5.1.2.3. Diámetro Línea de Impulsión (L. I.)

El diámetro de la línea de impulsión se calcula por la fórmula de Bresser (Hernández, 1997): $\phi = kQ_{\text{bombeo}}$

para $K = \frac{24}{N}$ y $N = 16$ horas/día y Q_{bombeo} = Caudal de Bombeo

Los Resultados se Presentan en Anexo No. 8.2.1 (Resultados Simulación hidráulica Epanet 2.0).

5.1.2.4. Pérdidas de Carga

Las Perdidas de Carga se calculan usando la formula generalizada de **Hazen & Williams** (Simón Arocha, 1977), y se calculan para cada tramo, de acuerdo a los Esquemas de Cálculos, para Caudales Máximos y Mínimos.

$$H \equiv \alpha L Q^{1.85}$$

Donde,

- α : Gradiente hidráulico, dependiente de C y Diámetro L. I.
- C : Coeficiente de Rugosidad.
- Q : Caudales de Bombeo, Máximos y Mínimos de los Tramos

Las Líneas de Impulsión se han considerado en Tuberías del Tipo PVC (SDR-21), para un valor de $C = 140$, en todos los casos.

Los Resultados se Presentan en Anexo No. 8.2.1 (Cálculos Hidráulicos Línea de Impulsión y Equipos de Bombeo).

5.1.2.5. Potencia de Bombeo

La Potencia de Bombeo se calcula por la fórmula genérica: $P = \frac{Q \times TDH}{76 \times 0.75} \times 1.15$

Donde,

- TDH: Diferencia Geométrica, en metros, analizada de acuerdo al Perfil Longitudinal de la línea de Impulsión. (Ver Perfil Longitudinal)
- Q: Caudal de Bombeo Máximo, en Lts/seg.

Los Resultados se Presentan en Anexos 8.2.1. (Cálculos Hidráulicos Línea de Impulsión y Equipos de Bombeo).

6. SISTEMA DE RECOLECCIÓN Y DISPOSICIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES

6.1. Descripción General y Zonificación

El **RESIDENCIAL DOÑA CARMEN**, para la recolección de sus residuos líquidos, contará con red independiente de alcantarillado sanitario, cuyos diámetros resultaron en 8" en PVC (SDR-41).

Por las características topográficas de la urbanización, para evitar bombeos y por el proceso constructivo, las Aguas Residuales se conducirán hasta Planta de Tratamiento de Aguas Residuales, convenientemente diseñada, apegadas a los Criterios de Descarga de SEMAREN 2001 y la descarga final será al Subsuelo mediante campo de infiltración.

6.2. Sistema de Alcantarillado Sanitario

Por cuanto la zona de ejecución del proyecto no cuenta con Sistema de Alcantarillado Sanitario, las Aguas se conducirán hasta Planta de Tratamiento de Aguas Residuales, convenientemente diseñada, apegada a los Criterios de Descarga de SEMAREN 2001 y la descarga final será al Subsuelo mediante campos de infiltración. (Ver cálculos anexos).

6.2.1. Análisis de Caudales de Aguas Residuales

6.2.1.1. Caudal Máximo de Aguas Residuales

El Caudal máximo de aguas residuales es calculado por la fórmula: $Caudal\ max\ imo = C_1 \times C_2 \times Q_{med} / d(A.R.)$

Se utilizaron coeficientes propuestos por el **CEPIS** para el cálculo del Caudal Máximo de Aguas Residuales para Poblaciones menores a 100,000 habitantes, estos coeficientes son:

C1	-	Coeficiente de Variación diaria = 1.25
C2	-	Coeficiente de Variación horaria = 1.50

6.2.1.2. Caudal Mínimo de Aguas Residuales

Se ha considerado el Caudal mínimo de aguas residuales el 50 % del caudal medio diario, según curvas de variación de caudales en Hernández, 1997.

Ver Resultados en Anexo No. 8.1.

6.2.1.3. Infiltración de Aguas a la Red Colectora

Para el diseño de los colectores se ha considerado la infiltración a la red colectora de aguas freáticas consecuencia de las juntas; defectos de colocación de tubería y la infiltración por los registros de ladrillo y hormigón simple.

Para el Cálculo de la Infiltración se han considerado 50,000 litros por kilómetro de colector al día (50,000 lts/Km.día), según Normas Diseños de la Republica Dominicana.

6.2.1.4. Caudal de Diseño (Qdiseño)

El Caudal de Diseño de los colectores de Aguas Residuales se ha considerado como la suma del **Caudal Máximo de Aguas Residuales** y el **Caudal de Infiltración**, de esta forma: $Q_{diseño} = Q_{máximo} + Q_{infiltración}$

$$6.2.1.5. \quad \text{Caudal Unitario (qunitario):} \quad q_{unitario} = \frac{Q_{diseño}}{L_{totalredcolectora}}$$

6.2.2. Cálculos Hidráulicos de los Colectores de Aguas Residuales

En el diseño se han considerado un diámetro de tubería mínimo de 8", de acuerdo a normas de diseños de la Republica Dominicana, en material PVC. Para el cálculo hemos utilizado la fórmula de la velocidad de **Manning - Strickler**, para la velocidad de circulación, y la ley de la continuidad, para los caudales.

$$1. \quad V = \frac{1}{\eta} R h^{2/3} S^{1/2}$$

Donde:



¡Trabajando por un mundo limpio!

η - Coeficiente de rugosidad de Manning. Para las tuberías PVC, 0.009
 R_h - Radio hidráulico, en metros
 S - pendiente del tramo, en metros

2. $Q = V \times A$

Donde:

V - Velocidad de circulación del tramo

A - Área de la sección de la tubería

Se han adoptado los siguientes valores, según recomendaciones de diseño (Hernández, 1996, Normativas CAASD), para evitar que sedimenten sólidos en la red y problemas de funcionamiento:

$V_{\text{mínima}} = 0.60 \text{ m / seg}$

$V_{\text{máxima}} = 5.0 \text{ m / seg}$

De la misma forma, se ha calculado las características hidráulicas por tramo con el caudal de diseño distribuido proporcionalmente a la longitud y sumando los aportes de los tramos anteriores.

Las tablas de cálculos, preparadas por el **Ing. Raymond Willian Martínez S.** (Año 2020), resume el Cálculo por tramo del Alcantarillado Sanitario del Proyecto.

Ver Resultados en Anexo No. 8.1.

6.3. PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

El diseño de la PLANTA DE TRATAMIENTO Tipo se ha concebido para tratar en su conjunto el caudal de diseño al año 2051.

6.3.1. Esquema de Tratamiento

A partir de los datos de las características del Afluente, se realizó un análisis de alternativas, partiendo de criterios económicos, Operabilidad, manejabilidad de Lodos, malos olores, rendimientos de depuración, subproductos del Tratamiento y de espacio disponible para la construcción de la planta.

De todos los Sistemas planteados, planteamos la combinación del tratamiento Secundario Anaerobio, por medio de Reactores de Lodos Suspendidos y Reactores Anaeróbicos de Biopelícula Fija (Lechos Bacterianos), y Secado de lodos en exceso. El efluente final tratado se descarga mediante infiltración al subsuelo, mediante filtrantes.

Este sistema de tratamiento nos permite una remoción, en términos de DBO y Sólidos Totales del 80 – 90 %, obteniendo de esta forma valores en el afluente acordes a exigencias con SEMARENA AÑO 2001. Este sistema ha sido valorado por la sustentabilidad en el tiempo, el ahorro de energía eléctrica y la tendencia de la institución de servicios (INAPA) en la mala administración y operación de los sistemas de tratamiento en comunidades apartadas. En la decisión de seleccionar este tipo de procesos fueron preponderantes dos situaciones propias de la República Dominicana:

1. Deficiencia en el abastecimiento de energía eléctrica
2. Deficiencia en la operación debida y el buen mantenimiento a obras hidráulicas de importancia, por parte de la CAASD.

6.3.2. NORMAS Y RECOMENDACIONES

A fin de cumplir con las reglamentaciones sanitarias para vertidos de aguas residuales a los medios receptores, exigidas por las instituciones correspondientes del país, se han observado las disposiciones técnicas de la **NORMAS AMBIENTALES DE SEMARENA AÑO 2001, “sobre la calidad del Agua y Control de Descargas”**. Además, se ha observado la **NORMA AMBIENTALES DE SEMARENA AÑO 2004, “sobre la calidad del Agua Subterránea y Descargas al Subsuelo, Pág. No. 37”**.

En la tabla No. 5., Pág. No. 21 de la Norma, se especifican **valores máximos permitidos** para las descargas de agua residual municipal en aguas superficiales y el subsuelo. A continuación, se presentan los valores de descarga a ser considerados en nuestros cálculos, para poblaciones entre 10,001 y 100,000 habitantes.

Contaminantes	Valor Máximo Permitido	Unidad
pH	6 – 8.5	-
Temperatura	35	°C
Sólidos en Suspensión	50	Mg/l
DQO	130	Mg/l
DBO ₅	35	Mg/l
Coliformes Totales	1000	Ud/100ml

Tabla No. 3. Valores para las descargas de agua residual contenidas en Norma e Calidad de Aguas Subterráneas y Descargas al Subsuelo. SEMARENA, Tabla 7.2, Pags. 37 y 38.

6.3.3. Análisis Afluente para Tratamiento

Item	DESCRIPCION	Simbolo	Unidad	Valor
1.01	DBO ₅		mg/l	200.00
1.02	DQO		mg/l	440.00
1.03	ST		mg/l	350.00
1.04	SS		mg/l	280.00
1.05	SD		mg/l	70.000
1.06	pH			6.5 - 7.0
1.07	Temperatura del ARD (Datos tomados de Analítica Efluente PTARD Los Jardines y Jardines de Pantojas. Laboratorio Calidad CAASD)		grados	25.000

Tabla No. 4. Análisis de Concentración Contaminantes en afluente PTARD.

6.3.4. Período de Diseño

La Planta de Tratamiento se diseña para un período de 25 años, considerados a partir del año 2024, año en el que entendemos estará terminada la planta y puesta en marcha.

Se utilizaron las recomendaciones de diseño, tomadas de **Metcalf & Eddy, 1995**. Ingeniería de las Aguas Residuales. Tratamiento, Vertido y Reutilización.

Los diferentes Componentes del Sistema de Alcantarillado Sanitario se diseñan a los Periodos de diseño especificados en la siguiente tabla, según Recomendaciones de Hernández, 1997 y Normas de Diseños de la Republica Dominicana.

Estructura o Unidad	Período de Diseño, en años	Observaciones
Cárcamos de Bombeo	25	
Equipos de Bombeo	15	
Planta de Tratamiento	25	Diseñamos a 20 años

Tabla No. 5. Períodos de Diseño de las Estructuras del SAS

6.3.5. Pre-Tratamiento de las Aguas Residuales

- Desbaste, para eliminación de sólidos flotantes, por medio de rejillas finas y medias. Método de recogida simple, por medio de contenedores y deposito a basurero local.

- Desarenador, para la eliminación de arenas.
- Lecho de secado de arenas, para la deshidratación de arenas y método de recogida simple de arenas hidratadas y depósito en basurero local.

6.3.6. Tratamiento Secundario

- Reactor Anaerobio de Lechos Suspendidos y Flujo Ascendente (UASB). El exceso de biomasa será dispuesto en lecho de secado de lodos para deshidratación y destino final en vertedero local. Podrá hacer reuso de lodos digeridos y deshidratados en actividades agropecuarias de la zona, previa preparación en compostaje.
- Reactor Anaerobio Biopelícula Fija (Lechos Bacterianos).

El objetivo del tratamiento secundario es la remoción de la materia orgánica disuelta, por medio de Procesos Biológicos, en este caso, anaerobio y anaerobio de afino.

6.3.6.1. REACTOR DE LODOS SUSPENDIDOS

6.3.6.1.1. Diseño

En general, en el diseño de un proceso de tratamiento que involucre a un UASB, se considera deseable una etapa de acidificación con un tiempo de retención de 6 - 12 h, la cual puede lograrse en el mismo tanque de homogenización. Si la DQO es superior a los 10 mg/l, deberá considerarse en el diseño el incremento de SSV en el efluente que representa la biomasa ácido génica formada.

Si el residuo tiene DQO menor a 1,000 mg/l, generalmente el diseño es fijado por la carga hidráulica (velocidad ascensional) y para aguas más concentradas, el diseño lo impone la carga orgánica volumétrica.

6.3.6.1.2. Volumen de Reactor

Para aguas residuales diluidas (con niveles de DQO por debajo de 1,000 mg/l) y temperaturas de operación que exceden los 18 a 20° C, el volumen de reactor (V_r) se determina con el tiempo de retención hidráulico (TRH), más que por la aplicación de la carga orgánica:

$$V_r = TRH \cdot Q$$

Donde Q es el caudal de alimentación. La determinación del tiempo de retención de diseño depende también del tipo de lodo presente dentro del reactor (ya sea floculante o granular) y de la deficiencia del separador gas – líquido.

Para desechos con mayores concentraciones de DQO, el volumen de reactor depende sobre todo de la concentración del agua residual (S) y de la aplicación de la carga orgánica volumétrica (B_v) de diseño, de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$V_r = SQ / B_v$$

Donde S es la concentración de materia orgánica, generalmente como DQO

Por lo tanto, en el tratamiento de aguas residuales industriales, generalmente el factor que gobierna el tamaño del reactor es la carga orgánica volumétrica (en términos de la DQO biodegradable). Esta carga depende sobre todo de la naturaleza del agua, de la actividad del lodo, así como de la temperatura y la eficiencia del tratamiento deseada.

Los reactores UASB con lodo granular pueden soportar en promedio 3 m/h para aguas residuales solubles y de 1 a 1.5 m/h con aguas parcialmente solubles. Bajo estas condiciones se retiene el lodo granular dentro del reactor. En períodos cortos (2 a 3 horas al día), velocidades ascendentes de hasta 6m/h y 2 m/h son toleradas por aguas solubles y parcialmente solubles respectivamente. Estas velocidades elevadas lavarán el lodo poco sedimentable, lo cual no causa serios problemas, salvo que se cuente con un post – tratamiento sensible a este.

6.3.6.1.3. Resultados

Los Resultados se presentan en Anexo No. No. 9.2.2.

6.3.7. Línea de Tratamiento de Lodos

6.3.7.1. Lechos de Secado de Lodos

Las aguas resultantes del secado de los lodos en exceso se conducirán al afluente de la Planta de Tratamiento para tratamiento.

Se han considerado cuatro (4) unidades de lechos bacterianos, dos por línea, capacidad 48.0 M3. Ver "Cálculos Planta de Tratamiento de aguas residuales" en el anexo No. 9.2.2.

Podrá hacer reúso de lodos digeridos y deshidratados en actividades agropecuarias de la zona, previo preparación en compostaje.

6.4. DESCARGA FINAL

La descarga final se hará al acuífero superficial colindante con el proyecto, que es afluente del Río Ozama.

Previo a su descarga, la Planta de Tratamiento induce un sistema de desinfección, cuya selección dependerá las condiciones reales de la cañada, para que no afecte el ecosistema.

7. SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL

El Diseño de Drenaje Pluvial que se propone en el Proyecto consiste en un sistema de Cunetas y Badenes, para la recolección o captación de las Aguas de escorrentía en sumideros y desarenadores; conducción final por medio de colectores de lluvias, en hormigón armado, CLASE III, para su descarga final al arroyo Licey, que es afluente del río Ozama.

8. ESPECIFICACIONES EN TUBERÍAS Y ACCESORIOS

8.1. Distribución de Agua Potable

8.1.1. Red de Distribución de Agua Potable EXTERIOR

φ8", hasta φ2" Tubería PVC (SDR-26) con JG hasta 3" y con EC de 2".

8.1.2. Distribución de Agua Potable INTERIOR APARTAMENTOS

φ11/2" (50 mm); φ3/4" (25 mm); 1/2" (20 mm) Tubería PVC (SCH -40) o Tubería PPR-HD-20 CON TERMOFUSION

8.2. Aguas Residuales

8.2.1. Red Alcantarillado Sanitario EXTERIOR

φ8", φ6" y φ4" (Acometidas) Tubería PVC (SDR-41). Incluyendo Unidad de Tratamiento.

8.2.2. Red Alcantarillado Sanitario INTERIOR

φ6", φ4", φ3" y φ2". Tubería PVC (SDR-41).

8.3. Drenaje Pluvial

8.3.1. Drenaje Pluvial EXTERIOR

φ15", φ21", φ24", φ30", φ36" φ42", Tubería Hormigón Armado, Clase III. Especificaciones Fabricación
ROSARIO ALCANTARILLAS (ROALCAN) SRL.
φ12" Tubería PVC (SDR-32.5). Conexión Sumideros e Imbornales a Rps.

8.3.2. Drenaje Pluvial INTERIOR

φ3" y φ2". Tubería PVC (SDR-41).

8.4. Válvulas de Control

Desde φ20" hasta φ2" Válvulas de Compuerta, en Hierro Fundido. Con caja telescópica.

9. ANEXOS**9.1. GENERALES****9.1.1. Análisis de Población, Dotaciones y Calculo Caudales de Agua Potable y Residual**

Item	DESCRIPCION	Unidad	2022	2051
1	ANALISIS DE POBLACION			
1.01	Total habitantes Aptos 3 Habitaciones	Habitantes	2,720	2,720
1.02	Total habitantes Aptos 2 Habitaciones	Habitantes	128	128
1.03	Total habitantes en Apartamentos	Habitantes	2,848	2,848
1.01	Tasa de Crecimiento Poblacional	%	0.00%	
1.02	Total habitantes Fijos del proyecto	Habitantes	2,848	2,848
1.03	Total habitantes Flotantes del proyecto (10% del total fijo)	Habitantes	285	285
1.04	Total habitantes General del Proyecto	Habitantes	3,133	3,133
Item	DESCRIPCION	Unidad	2021	2048
1	ANALISIS DE DOTACIONES			
1.01	Dotación Agua Potable	Lts/hab.día	225	225
1.02	Dotación Para Areas Verdes Irrigable	Lts/M2.día	6.0	6.0
1.03	Dotación Para Area Social y recreativa	Lts/M2.día	50.0	50.0
1.04	Dotación Para Area Comercial	Lts/M2.día	10.0	10.0
1.05	Dotación Para Area Institucional	Lts/M2.día	10.0	10.0
1.06	Dotación Para Area Parques	Lts/M2.día	2.0	2.0
1.07	Dotación Aguas residuales	Lts/M2.día	191	191
1.08	Dotación Infiltración	Lts/Km.día	30,000	30,000
2	ANALISIS DE CAUDALES			
2.1	Sistema de Abastecimiento de Agua Potable			
2.11	Caudal medio diario Agua Potable Habitantes del proyecto	Lts/seg	8.16	8.16
2.12	Caudal medio diario Agua Potable Areas Verdes	Lts/seg	0.261	0.261
2.14	Caudal medio diario Agua Potable Area Comercial	Lts/seg	0.000	0.000
2.15	Caudal medio diario Agua Potable Area Social	Lts/seg	0.000	0.000
2.16	Caudal medio diario Agua Potable Parques	Lts/seg	0.065	0.065
2.17	Caudal medio diario Agua Potable Total	Lts/seg	8.62	8.62
		GPM	136.69	136.69
2.18	Caudal Máximo diario Agua Potable	Lts/seg	10.78	10.78
		GPM	136.69	136.69
2.19	Caudal Máximo Horario Agua Potable	Lts/seg	17.25	17.25
2.2	Caudal de Incendios	Lts/seg	10.00	10.00
		GPM	158.50	158.50
2.21	Caudal Diseño Sistema de Abastecimiento de Agua P.	Lts/seg	27.25	27.25
		GPM	431.88	431.88
2.2	Sistema de Alcantarillado Sanitario			
2.21	Caudal medio diario Aguas Residuales	Lts/seg	7.05	7.05
2.22	Coeficiente máximo diario de Aguas Residuales	Lts/seg	1.25	1.25
2.23	Caudal máximo de Aguas Residuales	Lts/seg	8.82	8.82
		GPM	139.73	139.73
2.24	Caudal minimo de Aguas Residuales	Lts/seg	3.53	3.53
2.25	Caudal Infiltracion de Aguas Residuales	Lts/seg	0.243056	0.243056
2.26	Caudal Diseño Sistema de Alcantarillado Sanitario	Lts/seg	9.06	9.06
		GPM	143.59	143.59
2.27	Caudal Unitario	LPS/ml	0.0129415	0.0129415

9.1.2. Pozos y su relación con Consumos de Agua Potable. Depósito Regulador. Cálculos.

Item	DESCRIPCION	Unidad	PROYECTO TOTAL
1	DIAMETRO LINEA MATRIZ		
1.01	Diámetro Necesario	Pulg.	6.3
1.02	Coeficiente de seguridad	1.5	1.50
1.03	Diámetro Adoptado	Pulg.	6
2	POZOS, y su relación con consumos de agua potable		
2.01	Caudal de Bombeo de Agua Potable	Lts/seg	16.17
		GPM	257
2.02	Producción Esperada de Pozos (Avalado por Estudio Geohidrológico)	Lts/seg	6.309
		GPM	100
2.03	No. horas de Bombeo/día	horas	16
2.04	No. Necesario de Pozos	Ud.	2.56
2.05	No. Adoptado de Pozos	Ud.	3.0
2.06	Caudal de Bombeo Pozo No. 1	Lts/seg	6.309
		GPM	100.158
2.07	Caudal de Bombeo Pozo No. 2	Lts/seg	6.309
		GPM	100.158
2.08	Caudal de Bombeo Pozo No. 3	Lts/seg	6.309
		GPM	100.158
2.1	Caudal de Bombeo Total	Lts/seg	18.927
		GPM	300.473

9.1.3. Cálculos y Dimensionamiento Depósito Regulador elevado.

Item	DESCRIPCION	Unidad	PROYECTO TOTAL
1	Almacenamiento y Regulacion de Agua Potable		
1.01	Volumen Necesario de Almacenamiento Servicios	M3	233
		Galones	61,512.23
1.02	Volumen Necesario de Almacenamiento SCI	M3	72.000
		Galones	19,020.53
1.03	Volumen Necesario en Deposito Regulador TOTAL (M ³)	M3	304.85
		Galones	80,532.76
1.04	Volumen Adoptado en Deposito Regulador TOTAL (M ³)	M3	302.83
		Galones	80,001
1.05	Tiempo llenado Deposito Regulador	Horas	4.44
1.1	Dimensionamiento		
1.11	Area Superficial	M2	39.85
1.12	Diámetro	M	7.12
1.13	Altura	M	7.60
1.14	Altura Camara Libre	M	0.60
1.15	Altura Total	M	8.20
1.16	Relacion Altura/Diametro		1.15
1.17	Relacion Diametro/Altura		0.94
1.17	Volumen FINAL en Deposito Regulador TOTAL (M ³)	M3	302.83
		Galones	80,001

9.2. SISTEMA DE COLECCIÓN, Y DISPOSICION DE AGUAS RESIDUALES

9.2.1. Cálculos Alcantarillado Sanitario.

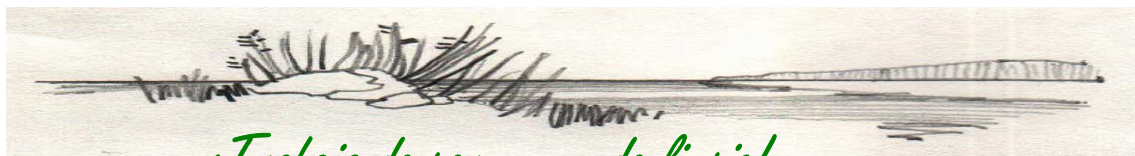
Localizacion			Long. (M)	Qunit l/s/ml	Cota Terreno		Cota Invertida		S Terr. (m/m)	S Tubo (m/m)	Zanja Tuberia				Condiciones a tubo lleno			Condiciones parcialm. lleno		
Calle	Desde	Hasta			SUP	INF.	SUP	INF.			hs (m)	hf (m)	b (m)	Vol (m3)	Q (l/s)	D. (pl.)	V (m/s)	q (l/s)	D. (ml)	v (m/s)
ALCANTARILLADO SANITARIO																				
©Calle F	1	2	83.20	0.0085010	43.87	43.29	42.67	42.09	0.00697	0.00697	1.200	1.200	0.60	59.90	19.162	8	1.275	0.707	0.2	1.2682
Calle 2	2	4	38.50	0.0085010	43.29	42.27	42.04	41.07	0.02649	0.02519	1.250	1.200	0.60	28.30	36.428	8	2.423	1.035	0.2	2.4110
©Calle E	3	4	83.20	0.0085010	43.17	42.27	41.97	41.07	0.01082	0.01082	1.200	1.200	0.60	59.90	23.869	8	1.588	0.707	0.2	1.5798
Calle 2	4	5	38.50	0.0085010	42.27	41.25	41.02	40.05	0.02649	0.02519	1.250	1.200	0.60	28.30	36.428	8	2.423	2.069	0.2	2.4110
Calle D	5'	5	83.20	0.0085010	42.38	41.25	41.18	40.05	0.01358	0.01358	1.200	1.200	0.60	59.90	26.746	8	1.779	0.707	0.2	1.7702
Calle 2	5	7	61.00	0.0085010	41.25	39.66	40.00	38.46	0.02607	0.02525	1.250	1.200	0.60	44.84	36.465	8	2.426	3.295	0.2	2.4134
©Calle C	6	7	68.60	0.0085010	40.14	39.66	38.94	38.46	0.00700	0.00700	1.200	1.200	0.60	49.39	19.197	8	1.277	0.583	0.2	1.2706
Calle 1	7	10	36.20	0.0085010	39.66	38.70	38.41	37.50	0.02652	0.02514	1.250	1.200	0.60	26.61	36.387	8	2.421	4.186	0.2	2.4083
©Calle B	8	9	66.00	0.0085010	39.75	39.22	38.55	38.02	0.00803	0.00803	1.200	1.200	0.60	47.52	20.566	8	1.368	0.561	0.2	1.3611
Calle B	9	10	66.00	0.0085010	39.22	38.70	37.97	37.50	0.00788	0.00712	1.250	1.200	0.60	48.51	19.367	8	1.288	1.122	0.2	1.2818
Calle 1	10	10'	36.20	0.0085010	38.70	37.73	37.45	36.53	0.02680	0.02541	1.250	1.200	0.60	26.61	36.587	8	2.434	5.616	0.2	2.4215
©Calle A	8'	9'	66.00	0.0085010	39.15	38.44	37.95	37.24	0.01076	0.01076	1.200	1.200	0.60	47.52	23.803	8	1.583	0.561	0.2	1.5754
Calle A	9'	10'	66.00	0.0085010	38.44	37.73	37.19	36.53	0.01076	0.01000	1.250	1.200	0.60	48.51	22.950	8	1.527	1.122	0.2	1.5189
Calle 1	10'	11	16.30	0.0085010	37.73	37.34	36.48	36.14	0.02393	0.02086	1.250	1.200	0.60	11.98	33.146	8	2.205	6.876	0.2	2.1937
Area verde	11	12	51.60	0.0085010	37.34	36.28	36.09	35.08	0.02054	0.01957	1.250	1.200	0.60	37.93	32.108	8	2.136	7.315	0.2	2.1251
© Calle 3	12'	11'	53.53	0.0085010	39.60	37.78	38.40	36.58	0.03400	0.03400	1.200	1.200	0.60	38.54	42.319	8	2.815	0.455	0.2	2.8009
© Calle 3	11'	12	53.53	0.0085010	37.78	36.28	36.55	35.08	0.02802	0.02746	1.230	1.200	0.60	39.02	38.033	8	2.530	0.455	0.2	2.5172
Area verde	12	16	40.70	0.0085010	36.28	35.61	35.05	34.71	0.01646	0.00835	1.230	0.900	0.60	26.01	20.976	8	1.395	8.116	0.2	1.3883
© Calle 6	13	13'	56.80	0.0085010	43.40	41.60	42.20	40.40	0.03169	0.03169	1.200	1.200	0.60	40.90	40.855	8	2.718	0.483	0.2	2.7039
© Calle 6	13'	14	56.80	0.0085010	41.60	39.70	40.37	38.50	0.03345	0.03292	1.230	1.200	0.60	41.41	41.642	8	2.770	0.483	0.2	2.7560
Calle 04	14	15	73.75	0.0085010	41.60	37.58	38.40	36.38	0.05451	0.02739	3.200	1.200	0.60	97.35	37.982	8	2.527	1.110	0.2	2.5138
Calle 05	15	16	44.50	0.0085010	37.58	35.61	36.28	34.71	0.04427	0.03528	1.300	0.900	0.60	29.37	43.107	8	2.868	1.488	0.2	2.8530
Area verde	16	17	38.50	0.0085010	35.61	37.19	34.68	34.56	-0.04104	0.00323	0.930	2.634	0.60	41.17	13.043	8	0.868	9.932	0.2	0.8633

9.2.2. SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES**9.2.2.1. Cálculos PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES.**

Item	DESCRIPCION	Simbolo	Unidad	Valor
1	PRETRATAMIENTO			
1.1	DATOS GENERALES			
1.11	No habitantes Diseños Año 2050			3,133
1.12	No habitantes Equivalentes a Qdiseños Area Residencial			4,073
1.13	Caudal Medio diario Area Residencial	Qmed/d	Lts/seg	7.053
1.14	Caudal Máximo Diario	Qmax/d	Lts/seg	8.816
1.15	Caudal Mínimo diario	Qmin/d	Lts/seg	3.526
1.16	DBO ₅		mg/l	200.00
1.17	DQO		mg/l	440.00
1.18	ST		mg/l	350.00
1.19	SS		mg/l	280.00
1.20	SD		mg/l	70.000
1.21	pH			6.5 - 7.0
1.2	DESBASTE			
1.21	PARAMETROS DE DISEÑO			
1.22	S		cm	2.00
1.23	E		cm	1.20
1.24	Pf		cm	7.50
1.25	Alfa			60.000
1.26	Beta			2.420
1.27	TIPO DE REJAS			Finas
1.28	Velocidad de Circulación	Vc	m/seg	0.300
1.29	Velocidad de Paso	Vp	m/seg	1.000
1.30	Atascamiento	A	%	30.000
1.22	CALCULOS			
1.23	Hmedio	Hmed	metros	0.153
1.24	Hmaximo Necesario	Hmax	metros	0.171
1.25	Hmaximo Adoptado		metros	0.500
1.26	Hminimo	Hmin	metros	0.108
1.27	Butil		metros	0.035
1.28	Numero de Barrotes Necesario		Ud.	2.763
1.29	Numero de Barrotes Adoptado		Ud.	4.000
1.30	Ancho de Rejas	Brejas	metros	0.148
1.31	Ancho de Rejas Adoptado	Brejas	metros	0.500
1.31	Perdida de Carga		metros	0.040
1.32	Volumen de Residuos	Vres	Lts/día	24.984
			M3/día	0.025

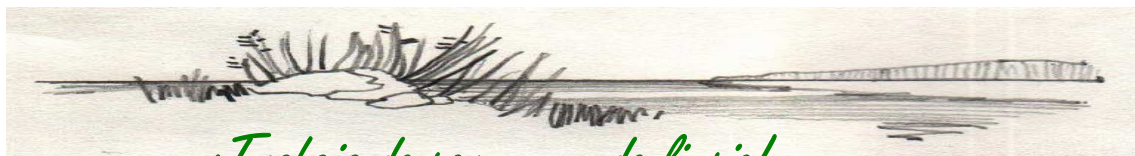


Item	DESCRIPCION	Simbolo	Unidad	Valor
1	PRETRATAMIENTO			
1.3	DESARENADOR			
1.31	PARAMETROS DE DISEÑO			
1.32	TIPO DE DESARENADOR	De flujo horizontal y Velocidad variable		
1.33	Velocidad de Circulación	Vcirc	m/seg	0.300
1.34	Carga Hidráulica	CH	m ³ /m ² .h	70.000
1.35	Tiempo de Retención Hidráulico	TRH	min	2.000
1.36	Producción Específica de Residuos	Pr	Lts/día.m ³	0.037
1.32	CALCULOS			
1.33	Area Transversal	At	M ²	0.029
1.34	Area Superficial	Asup	M ²	0.453
1.35	Volumen de Residuos	Vres	M ³	0.020
1.36	Longitud	Ld	metros	0.043
1.37	Longitud Ld = 20Hmax	Ld	metros	10.000
1.38	Longitud Ld = 25Hmax	Ld	metros	12.500
1.39	Longitud Adoptada	Ld	metros	9.000
1.33	VERIFICACION DE PARAMETROS			
1.34	Velocidad de Sedimentación	Vsed		
1.35	a Qmed/d		m/seg	0.0016
1.36	a Qmax/d		m/seg	0.0020
1.37	a Qmin/d		m/seg	0.0008
1.38	Tiempo de Retención Hidráulico	TRH		
1.39	a Qmed/d		min	16.305
1.40	a Qmax/d		min	14.584
1.41	a Qmin/d		min	23.059
1.42	Almacenamiento de Arenas			
1.43	Volumen de arenas	Varenas		0.020
1.44	Frecuencia de Limpieza Adoptado		dia/semana	0.500
1.45	Volumen Poceta	Vpoceta	M ³	0.127
1.46	Altura media almacenamiento arenas	Harenas	M	0.096



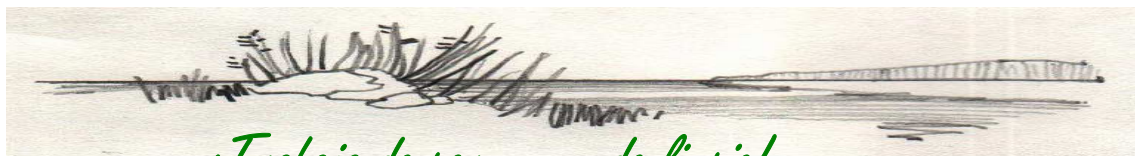
¡Trabajando por un mundo limpio!

Item	DESCRIPCION	Símbolo	Unidad	Valor
2	REACTOR ANAEROBIO DE FLUJO ASCENDENTE			
2.1	DATOS DE ENTRADA			
2.11	Tiempo de Retención Hidráulico	TRH	horas	6.000
			horas	8.000
2.12	Velocidad Ascensional	Vasc	m/h	0.800
			m/h	1.000
2.13	Altura Util	Hutil	metros	4.100
2.14	No. Boquillas de Distribución		ud/m2	1.250
2.15	Purga de lodos		mes	0.333
2.15	Temperatura Agua Residual		grados	28.000
2.16	DQO/N			50.000
2.17	N/P			5.000
2.18	DQO/SO ₄			10.000
2.2	RENDIMIENTO DE ELIMINACION			
2.21	DBO ₅		%	75.00
2.22	DQO		%	75.00
2.23	ST		%	60.00
2.24	SS		%	60.00
2.3	CALCULOS			
2.31	Volumen Necesario de Reactor	Vnec	M3	152.341
			M3	190.426
2.32	Volumen Adoptado de Reactor	Va	M3	190.426
2.33	No. Adoptado de Reactores			2
2.34	Volumen Unitario de Reactor	Vu	M3	95.213
2.35	Area Superficial Necesaria	Anec	M2	23.223
			M2	23.223
2.36	Area Superficial Adoptada		M2	56.250
2.37	Velocidad Ascensional Calculada	Vcalc	m/h	0.683
				1.367
2.38	Numero de Boquillas		Ud	45.000
2.39	Altura de Agua	Ha	metros	4.100
2.40	Longitud Necesaria	Lr	metros	4.819
2.41	Longitud Adoptada	Lr	metros	7.500
2.42	Ancho Necesario	Br	metros	4.819
2.43	Ancho Adoptado	Br	metros	7.500
2.44	Volumen Instalado		M ³	230.625

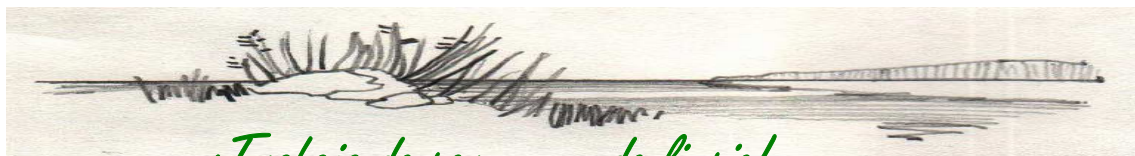


¡Trabajando por un mundo limpio!

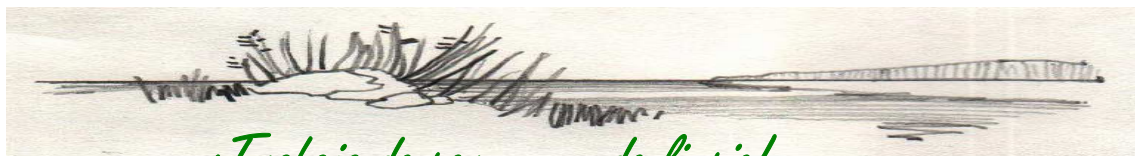
Item	DESCRIPCION	Simbolo	Unidad	Valor
2	REACTOR ANAEROBIO DE FLUJO ASCENDENTE			
2.4	DATOS CONTAMINACION EFLUENTE			
2.41	Caudal Medio diario	Qmed/d	Lts/seg	7.053
2.42	Caudal Máximo Diario	Qmax/d	Lts/seg	8.816
2.43	Caudal Mínimo diario	Qmin/d	Lts/seg	3.526
2.44	DBO ₅		mg/l	50.000
2.45	DQO		mg/l	110.000
2.46	ST		mg/l	140.000
2.47	SS		mg/l	112.000
2.48	pH			6.5 - 7.0
2.49	Carga de Contaminación	CC		
2.50	DBO5	CC_{DQO}	KgDQO/día	30.327
2.51	DQO	CC_{DBO5}	KgDBO/día	66.720
2.52	Concentraci3n de Lodo Sedimentado en reactor		Kg/M3	35.000
2.5	CALCULOS HIDRAULICOS			
2.51	Caudal ARD Total	Qdiseno	Lts/seg	8.816
2.52	Caudal ARD a Unidad de Reactor	Qreactor	Lts/seg	4.408
2.53	Caudal ARD a Distribuidores Verticales		Lts/seg	0.735
2.54	Caudal ARD a Boquillas		Lts/seg	0.122
2.55	DISTRIBUCION			
2.56	Diametro Tuberia Principal		Pulgadas	3.711
2.57	Diametro Tuberia Principal por Reactor		Pulgadas	2.624
2.58	Diametro Distribuidor Vertical		Pulgadas	2.143
2.59	Diametro Boquilla Distribucion		Pulgadas	0.875
2.6	CANAL DE RECOGIDA			
2.61	Velocidad Paso por canal	Vp	m/seg	0.300
2.62	Area Necesaria Canal	Asup	M2	0.015
2.63	Ancho Canal	Bcanal	m	0.300
2.64	Altura Agua en canal	Hagua	m	0.049
2.65	Altura Total canal	Htotal	m	0.200
2.66	Radio Hidraulico	Rh		0.398
2.67	Coeficiente Manning	n		0.013
2.68	Pendiente Necesaria Canal	S	m/m	0.000052
			%	0.005
2.69	Longitud Canal		m	6.900
2.70	Volumen de Lodos Sedimentados	Vss	KgSS/dia	40.949
2.71	Caudal de lodos a Extraer	Qlodos	M3SSsed/dia	1.17
			M3SSsed/mes	35.10



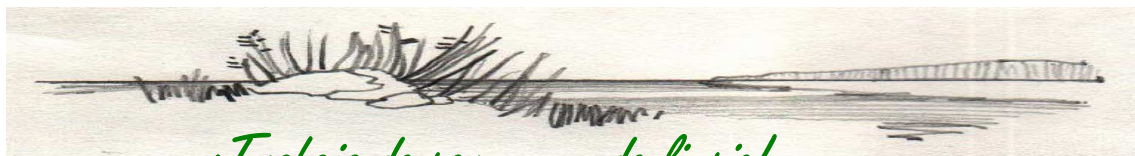
Item	DESCRIPCION	Simbolo	Unidad	Valor
2	REACTOR ANAEROBIO DE FLUJO ASCENDENTE			
2.7	CALCULO VOLUMEN DE BIOGAS EN EL REACTOR			
2.71	DBO _{afl} - DBO _{efl} a Q _{med} /d		KgDBO/día	90.981
2.72	DBO _{afl} - DBO _{efl} a Q _{máx} /d		KgDBO/día	113.727
2.73	Coeficiente de Producción Metano		m ³ /kg	0.352
2.74	Coeficiente de Producción	Y	Kgcel/KgDBOut.	0.050
2.75	Coeficiente Endógeno	K_d⁻¹	d ⁻¹	0.030
2.76	Tiempo de Retención Celular		días	20.000
2.77	Masa Neta Tejido Celular producida	a Q_{med}/d	Kg/día	2.843
		a Q_{max}/d	Kg/día	3.554
2.78	Volumen de Biogás	a Q_{med}/d	M ³ /día	30.570
		a Q_{max}/d	M ³ /día	38.212
2.79	Volumen de Metano	a Q_{med}/d	M ³ /día	45.626
		a Q_{max}/d	M ³ /día	57.033
3	REACTOR ANAEROBIO DE BIOPELICULA FIJA			
3.1	DATOS DE ENTRADA			
3.11	Caudal Medio diario	Q_{med}/d	Lts/seg	7.053
3.12	Caudal Máximo Diario	Q_{max}/d	Lts/seg	8.816
3.13	Caudal Mínimo diario	Q_{min}/d	Lts/seg	3.526
3.14	DBO ₅		mg/l	50.000
3.15	DQO		mg/l	110.000
3.16	ST		mg/l	140.000
3.17	SS		mg/l	112.000
3.18	pH			6.5 - 7.0
3.19	Carga de Contaminación	CC		
3.20	DBO ₅	CC_{DQO}	KgDQO/día	30.327
3.21	DQO	CC_{DBO5}	KgDBO/día	66.720
3.2	RENDIMIENTO DE ELIMINACION			
3.21	DBO ₅		%	60
3.22	DQO		%	60
3.23	ST		%	60
3.24	SS		%	60
3.3	PARAMETROS DE DISEÑO			
3.31	Tiempo de Retención Hidráulico	TRH	horas	0.800
			horas	1.000
3.32	Velocidad Ascensional	Vasc	m/h	0.800
			m/h	1.000
3.33	Altura Util	Hutil	metros	1.600
3.34	Temperatura Agua Residual		grados	25.000
3.35	DQO/N			50.000
3.36	N/P			5.000
3.37	DQO/SO ₄			10.000



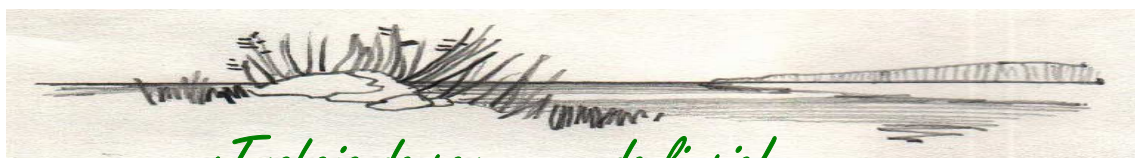
Item	DESCRIPCION	Simbolo	Unidad	Valor
3.4	CALCULOS			
3.41	Volumen de Filtro Bruto	a Qmed/d	M3	20.31
		a Qmax/d	M3	25.39
		a Qmin/d	M3	10.16
3.42	Volumen de Filtro con 40% huecos			28.437
3.43	Volumen Unitario a instalar			11.52
3.44	No. Necesario de Filtros			2.468
3.45	No de Filtros a Instalar			4
3.5	CALCULOS HIDRAULICOS			
3.51	Caudal de Ar\RD Total		Lts/seg	8.816
3.52	Caudal de ARD desde Unidad de Reactor		Lts/seg	4.408
3.53	Caudal de ARD a Unidad de Lecho Bacteriano		Lts/seg	2.204
3.54	Caudal de ARD a Distribuidores		Lts/seg	0.735
3.55	Caudal de ARD a Boquillas		Lts/seg	0.049
3.6	DISTRIBUCION			
3.61	Diametro Tuberia Principal		Pulgadas	7.423
3.62	Diametro Tuberia Principal por Reactor		Pulgadas	5.249
3.63	Diametro Distribuidor de Lecho Bacteriano		Pulgadas	3.711
3.64	Diametro Distribuidores		Pulgadas	2.143
3.65	Numero de Boquillas/ml		Ud	5.000
3.66	Numero de Boquillas/lecho		Ud	15.000
3.67	Diametro Boquilla Distribucion		Pulgadas	0.277
3.68	Diametro Boquilla Distribucion Adoptado		Pulgadas	0.375
4	DATOS CONTAMINACION EFLUENTE PLANTA DE TRATAMIENTO			
4.1	Caudal Medio diario	Qmed/d	Lts/seg	7.053
4.2	Caudal Máximo Diario	Qmax/d	Lts/seg	8.816
4.3	Caudal Mínimo diario	Qmin/d	Lts/seg	3.526
4.4	DBO ₅		mg/l	20.000
4.5	DQO		mg/l	44.000
4.6	ST		mg/l	56.000
4.7	SS		mg/l	44.800
4.8	pH			6.5 - 7.5
4.9	Carga de Contaminación	CC		
4.10	DBO ₅	CC_{DQO}	KgDQO/día	12.131
4.11	DQO	CC_{DBO6}	KgDBO/día	26.688



Item	DESCRIPCION	Simbolo	Unidad	Valor
5	CALCULO VOLUMEN DE BIOGAS EN EL REACTOR			
5.1	DBOafl - DBOefl a Qmed/d		KgDBO/día	18.196
5.2	DBOafl - DBOefl a Qmáx/d		KgDBO/día	30.327
5.3	Coeficiente de Producción Metano		m ³ /kg	0.352
5.4	Coeficiente de Producción	Y	Kgcel/KgDBOut.	0.050
5.5	Coeficiente Endógeno	Kd⁻¹	d ⁻¹	0.030
5.6	Tiempo de Retención Celular		días	20.000
5.7	Masa Neta Tejido Celular producida	a Qmed/d	Kg/día	0.569
		a Qmax/d	Kg/día	0.948
5.8	Volumen de Biogás	a Qmed/d	M ³ /día	6.114
		a Qmax/d	M ³ /día	10.190
5.9	Volumen de Metano	a Qmed/d	M ³ /día	9.125
		a Qmax/d	M ³ /día	15.209
5.1	VOLUMEN TOTAL DE BIOGAS EN PLANTA DE TRATAMIENTO			
5.11	Volumen de Biogás de RAFA	a Qmed/d	M ³ /día	30.56954
		a Qmax/d	M ³ /día	38.21193
5.12	Volumen de Biogás de FAFA	a Qmed/d	M ³ /día	6.113908
		a Qmax/d	M ³ /día	10.189847
5.13	VOLUMEN TOTAL DE BIOGAS	a Qmed/d	M ³ /día	36.683451
		a Qmax/d	M ³ /día	48.401775
6	DESINFECCION			
6.1	DATOS DE ENTRADA			
6.11	Caudal Medio diario	Qmed/d	Lts/seg	7.053
6.12	Caudal Máximo Diario	Qmax/d	Lts/seg	8.816
6.13	Caudal Mínimo diario	Qmin/d	Lts/seg	3.526
6.14	DBO ₅		mg/l	20.000
6.15	DQO		mg/l	20.000
6.16	ST		mg/l	44.000
6.17	SS		mg/l	56.000
6.18	Coliformes Totales y Fecales		Ud/100 ml	1000000.000
6.19	pH			6.5 - 7.0
6.20	Carga de Contaminación	CC		
6.21	DBO ₅	CC_{DQO}	KgDQO/día	20.000
6.22	DQO	CC_{DBO6}	KgDBO/día	0.569

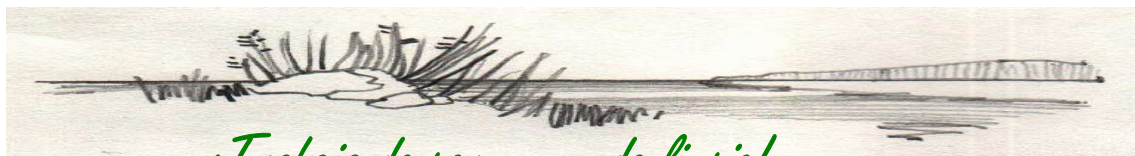


Item	DESCRIPCION	Simbolo	Unidad	Valor
7	RENDIMIENTO DE ELIMINACION			
7.01	DBO ₅	R%	%	0.000
7.02	DQO	R%	%	0.000
7.03	ST	R%	%	0.000
7.04	SS	R%	%	0.000
7.05	Coliformes Totales y Fecales	R%	%	100.000
8	DATOS CONTAMINACION FINAL EN EFLUENTE PLANTA DE TRATAMIENTO			
8.01	Caudal Medio diario	Qmed/d	Lts/seg	7.053
8.02	Caudal Máximo Diario	Qmax/d	Lts/seg	8.816
8.03	Caudal Mínimo diario	Qmin/d	Lts/seg	3.526
8.04	DBO ₅		mg/l	20.000
8.05	DQO		mg/l	20.000
8.06	ST		mg/l	44.000
8.07	SS		mg/l	56.000
8.08	Coliformes Totales y Fecales		Ud/100 ml	0.000
8.09	pH			6.5 - 7.5
8.10	Carga de Contaminación	CC		
8.11	DBO ₅	CC _{DQO}	KgDQO/día	12.131
8.12	DQO	CC _{DBO₅}	KgDBO/día	12.131
9	LECHOS DE SECADO DE LODOS			
9.1	DATOS DE ENTRADA			
9.11	Volumen de Lodos Sedimentados	Vss	KgSS/día	40.949
9.12	Caudal de lodos a Extraer	Qlodos	M3SSsed/día	1.170
			M3SSsed/mes	35.099
9.2	PARAMETROS DE DISEÑO			
9.21	Concentracion de Lodo Sedimentado en reactor	C%SS	%	3.500
			Kg/M3	35.000
9.22	Capa Lodo liquido en lecho	hl	m	0.500
			m	0.250
9.23	Area Superficial Unitaria por unidad de lecho	Asup	M2	24.000
9.24	No. Usos al ano		Ud	6.000



¡Trabajando por un mundo limpio!

9.3	CALCULOS			
9.31	Volumen Necesario de Lecho de Secado	VI	M3/dia	12.000
			M3/mes	360.00
9.32	Produccion Lodos Deshidratados	PI	M3/dia	3,180.00
			M3/mes	10.379
			M3/ano	124.554
9.33	Volumen Necesario de Lecho de Secado de Lodos		M3	20.759
9.34	No. de Lechos Necesario		No	1.730
9.35	No. Adoptado de unidades			2.000
9.36	Volumen Instalados de Lecho de Secado	VI	M3/dia	24.000
			M3/mes	720.00
			M3/ano	6,360.00
10	DISPOSICION FINAL			
10.1	PRUEBA DE FILTRACION REALIZADA POR		HIDROPOZO SA	
10.2	Datos del Pozo			
10.21	Caudal de Infiltracion Recomendado	Qinf	Lts/seg	10.560
			GPM	167.38
10.22	Diametro de la camisa		Pulgadas	8.0
10.23	Material de la camisa		PVC (SDR-41)	
10.24	Altura de la perfoacion	Pf	Pies	60.00
			MI	18.26
10.3	CAUDALES DE TRATAMIENTO			
10.31	Caudal Maximo Aguas Residuales	Qmax/d	Lts/seg	8.816
			GPM	139.73
10.32	Caudal minimo de Aguas Residuales	Qmin/d	Lts/seg	3.526
10.33	Caudal Medio de Aguas Residuales	Qmed/d	Lts/seg	7.053
10.34	Caudal Diseño Total a Unidad de Tratamiento		Lts/seg	8.816
			GPM	139.73
10.4	No. Filtrantes			
10.41	No. Necesario de Filtrantes @Qmind/d	No.	Ud	1.00
10.42	No. Necesario de Filtrantes @Qmed/d	No.	Ud	2.00
10.42	No. Necesario de Filtrantes @Qmax/d	No.	Ud	2.00
10.43	No. Adoptado de Filtrantes Adoptados (N+1)	N + 1	Ud	4.00



¡Trabajando por un mundo limpio!