



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
Recinto Universitario Pedro Aráuz Palacios
Facultad de Tecnología de la Construcción

Monografía:

Diseño del Sistema de Tratamiento de las Aguas Residuales del Recinto
Universitario UNI-Norte, Estelí.

Para optar al Título de

Ingeniero Civil

Elaborado por:

Br. Jesenia Lucia Castellón Martínez
Br. Tania del Carmen Vanegas Corrales

Tutor:

Msc. Ing. Miguel Blanco Chávez.

Managua, Noviembre 2009.

DEDICATORIA

A Dios Todopoderoso dador de mi vida, mi guía, mi inspiración y fuente de toda sabiduría, quien me permite la oportunidad de vivir confiada en Él, y ha hecho posible la culminación de mis estudios universitarios.

Dios es grande, pero no desestima a nadie,

Es poderoso en fuerza de sabiduría.

Job 36:15

Dios es el que me ciñe de poder, Y quien hace perfecto mi camino,

Quien hace mis pies como de ciervas, Y me hace estar firme sobre mis alturas,

Quien adiestra mis manos para la batalla, Para entesar con mis brazos el arco de bronce.

Salmos 18: 32-34.

Más Jehová me ha sido por refugio, Y mi Dios por roca de mi confianza.

Salmos 94:22.

A mi abuelita *Lucila Betanco*, quien fué mi mejor y mayor ejemplo (después de Jesucristo) de esfuerzo, valor, humildad y amor, a quien amo y recuerdo mucho. QEPD.

A mi madre *Ana N. Martínez*, por todo su amor, apoyo, consejos y compañía y a mis hermanas *Meyling Esterlina* y *Sielka Trón* con quienes también he compartido momentos duros pero felices, todas ellas han jugado un papel muy importante en mi vida.

A mis tíos: *David, Felipa, Paulino, Luis, José Miguel Martínez*, de quienes también he recibido su ayuda y comprensión y de manera especial a mi tío *Julio Martínez* quien por la gracia de Dios me ayudó económicamente durante casi toda la carrera.

A mi padre *Miguel A. Castellón* y mis hermanos, por el cariño y apoyo que me han brindado.

A un gran amigo y confidente *Carlos Manfredo Artica Gutiérrez*, quien me ha demostrado todo su amor y valentía, a quien Dios ha fortalecido para vencer todos los retos presentados, brindándome además todo su apoyo y sus consejos.

A TODOS mis amigos con quienes compartí buenos y malos momentos, que brindaron su paciencia y comprensión, especialmente: *Jania Karina Vargas F.*, *Douglas Lúimiga Aráuz*, *William Nado Ozuna*, *Moisés Hernández Mena* y *Douglas Juárez Sánchez*, a mi compañera en este trabajo por haberse esforzado y juntas concluir este duro trabajo, y muy especialmente a una buena amiga *Sidelsky Niu Chamorro*, quien me apoyó en un momento difícil de mi vida durante la carrera

Jesenia Lucía Castellón Martínez

DEDICATORIA

Las palabras son insuficientes para expresar mi agradecimiento a todas las personas que han contribuido en mi formación personal y profesional.

Agradezco a *Dios* por mostrarme la belleza de las cosas, brindarme la dicha de la salud y por ser el sustento en momentos difíciles.

A ti *mamá*, porque además de darme la vida, me has llenado de amor y valentía para afrontar toda dificultad. Gracias por ser mi guía, mi conciencia y mi consejera. Ta admiro y te amo. Sí algún día llegara a ser la mitad de la mujer que eres me sentiré muy afortunada.

A mi *familia* por ser el soporte de mi vida, por brindarme su apoyo incondicional y su gran amor. Ustedes son las personas que más amo en este mundo y las que me impulsan a seguir mis sueños.

A mis hermanos, *ED, TE, DO y DE*, y a mi *padre* por estar a mi lado siempre que los he necesitado, por ser quienes conocen a fondo mis defectos y me ayudan a superarlos.

A mis *Tías* por ser un modelo a seguir, las quiero y admiro. A mi *Tía Miriam* por ser además de un ejemplo infinito de bondad otra madre para mí.

A mis *primas*, amigas con las que crecí, valen un millón, las quiero mucho, infinitamente gracias por todo su apoyo.

A mis *amigos* porque sin ustedes la vida sería aburrida y sin sabor. En especial a *S, D, L, M, M*, en ustedes encontré los amigos más sinceros con los que viví hermosos momentos.

A *Jesenia* por compartir conmigo este arduo camino, GRACIAS.

“Por muy lejos que el espíritu vaya, nunca irá más lejos que el corazón.”
“Mide tus deseos, pesa tus opiniones, cuenta tus palabras.”

Tania del Carmen Vanegas Corrales

AGRADECIMIENTOS

Especialmente a nuestro *Señor Jesucristo*, quien ha hecho posible este logro, quien permanece igual desde siempre y para siempre, y está presto a nuestro clamor, quien conoce nuestro corazón y nuestros pensamientos. A Dios muchas gracias.

A toda nuestra familia, quienes nos brindaron todo el apoyo, amor, compañía y comprensión que hemos necesitado.

A todas aquellas personas/entidades que de una u otra forma dieron su aporte a lo largo de la carrera y en la realización de este trabajo.

- Lic. Auxiliadora Sevilla (Admón. Decanatura FTC).
- Msc. Ing. Miguel Blanco Chávez, por haber sido nuestro tutor en este trabajo monográfico (Catedrático UNI).
- Ing. Maria Elena Baldizón e Ing. Vidal Cáceres, por la gran ayuda que nos brindaron en la asesoría de este trabajo (Catedráticos UNI).
- Dirección de Bienestar Estudiantil (DBE).
- Ing. Boanerge Castro (SISNIVEN - MINSA).
- Dr. Oscar Gutiérrez S (Decanatura FTC).
- Lic. Humberto Pérez, por su apoyo y buenos consejos (Responsable Residencia Estudiantil UNI).
- Lic. José Thomas Gonzáles (Bibliotecario Biblioteca Humberto Pomares UNI FTC).
- Lic. Yerith Sarmiento (Responsable Laboratorio de Cómputos FTC).
- Dr. Efraín Chamorro (Catedrático UNI).
- Sra. Alisia Zamuria.
- Dr. Nestor Lanzas (Dirección FODMU - UNI).
- Ing. Marvin Blanco (Dirección Laboratorio de Suelos Julio Padilla - UNI).

A todos aquellos docentes que dieron su aporte a nuestra enseñanza como profesionales, a lo largo de toda la carrera.

RESUMEN DEL TEMA

El presente trabajo se realizó con el objetivo de diseñar el sistema de tratamiento para las aguas residuales de las instalaciones Recinto UNI-Norte de la Universidad Nacional de Ingeniería en el departamento de Estelí. El diseño contempla una población de 2,324 personas y el análisis se basó en el Anteproyecto de Diseño Arquitectónico titulado “PLAN MAESTRO DE INFRAESTRUCTURA UNI-NORTE, ESTELI-NICARAGUA” (2007-2019).

Luego de analizar las posibles alternativas de tratamiento, se diseñaron dos, las que difieren únicamente en el tratamiento secundario, la primera es con Biofiltro de flujo horizontal y la segunda con Filtro Intermitente de arena; de las cuales la más viable que aquí se presenta comprende:

- Tratamiento preliminar mediante trampa de grasas, rejas de limpieza manual y desarenador.
- Tratamiento Primario con Tanque séptico de dos cámaras y Filtro Anaerobio de Flujo Ascendente.
- Tratamiento Secundario que consiste en el Biofiltro mismo.

Se propone que el efluente tratado sea reutilizado en riego de cultivos agrícolas en la Hacienda ubicada en la zona Noroeste del Recinto, propiedad del Sr. Carlos Valenzuela Úbeda.

También se diseñó la tubería colectora desde las instalaciones de recinto al Sistema de tratamiento, ésta fue diseñada con un caudal de 17.26 L/s, correspondiente al caudal máximo instantáneo generado por las unidades de gasto de las instalaciones. Debido a las condiciones del terreno fue necesario el empleo de una estación de dos bombas en paralelo, para conducir el afluente (al final de la red colectora). La potencia útil de cada bomba sumergible del sistema en paralelo es de 0.57 Hp (0.425 Kw) y la nominal en el eje de 0.742 Kw (0.995 Hp) a una carga dinámica de 4.10 m. Para el dimensionamiento de la reja de limpieza manual y del Desarenador se empleó el caudal de bombeo de 21.58 L/s.

Se colocó una canaleta Parshall como medidor de flujo que también fue diseñada con el caudal de bombeo. La Trampa de grasas fué diseñada con el caudal máximo instantáneo generado por las unidades de gasto de la Residencia-comedor (excepto inodoros). Las obras mayores del tratamiento que comprenden el Tanque séptico, el Filtro anaerobio de flujo ascendente y el Biofiltro fueron diseñadas con el caudal medio de 1.33 L/s. La extracción y conducción de los lodos se hará mediante una pequeña bomba estacionaria para lodos de aguas residuales de ½ Hp, esta deberá ser alquilada cuando se le de mantenimiento al tanque séptico.

En base a estos caudales se obtuvieron como dimensiones finales las siguientes: Trampa de grasa de 0.75 m x 0.75 m x 0.80 m; Desarenador de 4.00 m x 0.80 m; Tanque séptico de 3.50 m x 12.00 m x 2.00 m; Filtro anaerobio de flujo ascendente de 4.00 m x 4.60 m x 2.50 m y Biofiltro de 25 m x 29 m x 0.90 m.

El área por persona equivalente del sistema de tratamiento es de 1.01 m² y el área total de la planta es de 2342.43 m². El costo total del proyecto asciende a US \$ 232,626.20 (Doscientos treinta y dos, seiscientos veinte y seis mil dólares estadounidenses con 20 centavos), que resulta en US \$ 100.10 por persona equivalente.

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN	1
OBJETIVOS	3
JUSTIFICACIÓN	4
ALCANCES Y LIMITACIONES	5
1. MARCO TEÓRICO	7
1.1 AGUAS RESIDUALES	7
1.1.1 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DEL AGUA RESIDUAL	8
1.1.2 CARACTERÍSTICAS QUÍMICAS DEL AGUA RESIDUAL	8
1.1.3 CARACTERÍSTICAS BACTERIOLÓGICAS DEL AGUA RESIDUAL	9
1.1.4 MUESTREO DEL AGUA RESIDUAL	10
1.2 APORTE DE AGUAS RESIDUALES	10
1.2.1 CAUDAL MEDIO	10
1.2.2 CAUDAL MÁXIMO	11
1.2.3 CAUDAL DE DISEÑO	12
1.3 MEDICIÓN DE CAUDAL	13
1.3.1 CANALETA PARSHALL	13
1.4 RED DE RECOLECCIÓN DE AGUAS RESIDUALES	13
1.5 BOMBEO DE AGUAS RESIDUALES	14
1.5.1 BOMBAS DE DESPLAZAMIENTO NO POSITIVO O ROTODINÁMICAS	15
1.5.2 SISTEMAS DE BOMBEO EN PARALELO	16
1.5.3 SISTEMAS DE BOMBEO EN SERIE	16
1.6 TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES	16
1.6.1 MÉTODOS DE TRATAMIENTO DEL AGUA RESIDUAL	16
1.6.2 ETAPAS O NIVELES DE TRATAMIENTO	17
1.7 TRATAMIENTO DE LODOS	24
1.8 MÉTODOS DE DISPOSICIÓN DE AGUAS RESIDUALES	26
1.9 PROCESOS DE ANÁLISIS, SELECCIÓN Y DISEÑO DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO	28
1.10 DIAGNÓSTICO DE IMPACTO AMBIENTAL	30
1.10.1 LISTA DE CHEQUEO	30

1.10.2	MATRÍZ DE VALORACIÓN	31
2.	DISEÑO METODOLÓGICO	35
2.1	<i>APORTE DE AGUAS RESIDUALES</i>	35
2.2	<i>MEDIDOR DE CAUDAL.....</i>	36
2.2.1	CANALETA PARSHALL.....	36
2.3	<i>RED DOMICILIAR EXTERNA.....</i>	40
2.4	<i>ESTACIÓN DE BOMBEO</i>	43
2.4.1	SISTEMA DE BOMBEO EN PARALELO	45
2.5	<i>SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PROPUESTO</i>	48
2.5.1	TRATAMIENTO PRELIMINAR	48
2.5.2	TRATAMIENTO PRIMARIO	53
2.5.3	TRATAMIENTO SECUNDARIO	57
2.6	<i>DIAGNÓSTICO DE IMPACTO AMBIENTAL</i>	62
3.	DESARROLLO	65
3.1	<i>ÁREA DE ESTUDIO.....</i>	65
3.1.1	LOCALIZACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO	65
3.1.2	CARACTERÍSTICAS DE LA ZONA DEL PROYECTO	67
3.1.3	SERVICIOS BÁSICOS	69
3.1.4	POBLACIÓN DE ESTUDIO	71
3.1.5	CARACTERIZACIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES A TRATAR.....	73
3.2	<i>ANÁLISIS Y SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS</i>	75
3.3	<i>RESULTADOS.....</i>	76
3.3.1	MEDIDOR DE CAUDAL	76
3.3.2	RED DOMICILIAR EXTERNA	77
3.3.3	ESTACIÓN DE BOMBEO	77
3.3.4	SISTEMA DE TRATAMIENTO.....	81
	CONCLUSIONES	89
	RECOMENDACIONES.....	91
	BIBLIOGRAFÍA	94
	ANEXOS.....	97

ÍNDICE DE ANEXOS

A. TABLAS	III
<i>TABLA A. 1 FACTOR DE CORRECCIÓN DE CAUDAL POR LA SUMERGENCIA EN CANALETA PARSHALL, W DE 1 PIE A 8 PIES</i>	<i>III</i>
<i>TABLA A. 2 FACTOR DE CORRECCIÓN DE CAUDAL POR LA SUMERGENCIA EN CANALETA PARSHALL, W DE 10 PIES A 50 PIES.....</i>	<i>III</i>
<i>TABLA A. 3 UNIDADES DE DESCARGA Y DIÁMETRO MÍNIMO EN DERIVACIONES SIMPLES Y SIFONES DE DESCARGA</i>	<i>IV</i>
<i>TABLA A. 4 GASTOS MÁXIMOS PROBABLES EN EDIFICIOS EN FUNCIÓN DE UM (L/s).....</i>	<i>V</i>
<i>TABLA A. 5 DATOS DE TEMPERATURA MÁXIMA ABSOLUTA</i>	<i>VI</i>
<i>TABLA A. 6 DATOS DE TEMPERATURA MÍNIMA ABSOLUTA.....</i>	<i>VII</i>
<i>TABLA A. 7 DATOS DE TEMPERATURA MEDIA</i>	<i>VIII</i>
<i>TABLA A. 8 DATOS DE HUMEDAD RELATIVA.....</i>	<i>IX</i>
<i>TABLA A. 9 DATOS DE EVAPORACIÓN DE PANA.....</i>	<i>X</i>
<i>TABLA A. 10 DATOS DE PRECIPITACIÓN</i>	<i>XI</i>
B. GRÁFICOS.....	XIII
<i>GRÁFICO B. 1 CORRECCIÓN POR SUMERGENCIA EN CANALETA PARSHALL PARA UN ANCHO DE GARGANTA DE 3”</i>	<i>XIII</i>
<i>GRÁFICO B. 2 CORRECCIÓN POR SUMERGENCIA EN CANALETA PARSHALL PARA UN ANCHO DE GARGANTA DE 6”</i>	<i>XIII</i>
<i>GRÁFICO B. 3 CORRECCIÓN POR SUMERGENCIA EN CANALETA PARSHALL PARA UN ANCHO DE GARGANTA DE 9”</i>	<i>XIV</i>
<i>GRÁFICO B. 4 CORRECCIÓN POR SUMERGENCIA EN CANALETA PARSHALL PARA UN ANCHO DE GARGANTA DE 1 PIE.....</i>	<i>XIV</i>
<i>GRÁFICO B. 5 CORRECCIÓN POR SUMERGENCIA EN CANALETA PARSHALL PARA UN ANCHO DE GARGANTA DE 10 PIES.....</i>	<i>XV</i>
<i>GRÁFICO B. 6 PÉRDIDA DE CARGA EN CANALETA PARSHALL DE ANCHO DE GARGANTA DE 1 A 8 PIES.....</i>	<i>XV</i>
<i>GRÁFICO B. 7 PÉRDIDA DE CARGA EN CANALETA PARSHALL DE ANCHO DE GARGANTA DE 10 A 50 PIES.....</i>	<i>XVI</i>
<i>GRÁFICO B. 8 CARACTERÍSTICAS DEL FLUJO DE SECCIONES CIRCULARES.....</i>	<i>XVI</i>
C. FOTOGRAFÍAS.....	XVIII

<i>FOTO C.1 TOMA DE MUESTRA DEL AGUA RESIDUAL A ANALIZAR DE UNA CAJA DE REGISTRO.....</i>	<i>XVIII</i>
<i>FOTO C.2 MEDICIÓN PH DE LA MUESTRA DE AGUA RESIDUAL.....</i>	<i>XIX</i>
<i>FOTO C. 3 MEDICIÓN CON UNA PROBETA GRADUADA DE LAS MUESTRAS A RECOLECTAR</i>	<i>XX</i>
<i>FOTO C.4 MEDICIÓN DE SÓLIDOS SEDIMENTABLES CON EL CONO IMHOFF.....</i>	<i>XXI</i>
<i>FOTO C.5 PRESERVACIÓN DE LAS MUESTRAS EN TERMO CON HIELO.....</i>	<i>XXII</i>
<i>FOTO C.6 CALICATAS REALIZADAS PARA EL ENSAYE DE INFILTRACIÓN</i>	<i>XXIII</i>
<i>FOTO C.7 AGUJERO DENTRO DE CALICATAS.....</i>	<i>XXIV</i>
<i>FOTO C.8 EXTRACCIÓN DEL AGUA DE CALICATAS.....</i>	<i>XXV</i>
<i>FOTO C.9 PARCELA QUE SERÍA DESTINADA AL RIEGO CON EL AGUA TRATADA.....</i>	<i>XXVI</i>
D. RESULTADOS DE ANÁLISIS DE AGUA RESIDUAL.....	XXVII
E. CARACTERÍSTICAS DEL AGUA RESIDUAL DEL MUNICIPIO DE ESTELÍ	XXVIII
F. ESTUDIO DE SUELO-2004	XXIX
G. DISEÑO HIDRÁULICO-SANITARIO	XXXI
<i>G.1 CÁLCULO DE CAUDAL.....</i>	<i>XXXI</i>
<i>G.2 CANALETA PARSHALL</i>	<i>XXXII</i>
<i>G.3 DISEÑO DE LA RED DOMICILIAR EXTERNA</i>	<i>XXXIII</i>
<i>G.3.1. ANÁLISIS HIDRÁULICO DE LA RED DOMICILIAR EXTERNA.....</i>	<i>XXXIV</i>
<i>G.3.2. ANÁLISIS TOPOGRÁFICO DE LA RED DOMICILIAR EXTERNA-EXCEL</i>	<i>XXXIV</i>
<i>G.3.3. ANÁLISIS TOPOGRÁFICO DE LA RED DOMICILIAR EXTERNA-LAND 2004</i>	<i>XXXV</i>
<i>G.4 ESTACIÓN DE BOMBEO</i>	<i>XXXIX</i>
<i>G.5 DISEÑO DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO.....</i>	<i>XLI</i>
<i>G.5.1. TRAMPA DE GRASAS</i>	<i>XLI</i>
<i>G.5.2. REJA DE LIMPIEZA MANUAL</i>	<i>XLII</i>
<i>G.5.3. DESARENADOR DE FLUJO HORIZONTAL.....</i>	<i>XLIV</i>
<i>G.5.4. TANQUE SÉPTICO.....</i>	<i>XLV</i>
<i>G.5.5. FILTRO ANAEROBIO DE FLUJO ASCENDENTE</i>	<i>XLVII</i>
<i>G.5.6. PILA DE SECADO DE LODOS.....</i>	<i>XLVIII</i>

G.5.7.	BIOFILTRO DE FLUJO HORIZONTAL.....	XLIX
G.5.8.	FILTRO INTERMITENTE DE ARENA.....	LI
H.	DISEÑO ESTRUCTURAL	LVI
H.1.	CANAL DE REJA	LVII
H.2.	DESARENADOR DE FLUJO HORIZONTAL	LXI
H.3.	TANQUE SÉPTICO.....	LXIII
I.	DIAGNOSTICO DE IMPACTO AMBIENTAL	LXXIV
I.1.	<i>LISTA DE CHEQUEO MODIFICADA / ETAPA DE CONSTRUCCIÓN</i>	<i>LXXIV</i>
I.2.	<i>LISTA DE CHEQUEO MODIFICADA / ETAPA DE OPERACIÓN.....</i>	<i>LXXV</i>
I.3.	<i>MATRÍZ DE VALORACIÓN O DE IMPORTANCIA.....</i>	<i>LXXVI</i>
I.4.	<i>BALANCE DE IMPACTOS</i>	<i>LXXVII</i>
I.4.1.	ETAPA DE CONSTRUCCIÓN.....	LXXVII
I.4.2.	ETAPA DE OPERACIÓN.....	LXXVIII
J.	PRESUPUESTO.....	LXXIX
K.	ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	LXXXV
K.1.	<i>ALCANCES DE LA OBRA</i>	<i>LXXXV</i>
K.2.	<i>NORMAS Y CÓDIGOS</i>	<i>LXXXV</i>
K.3.	<i>SEGURIDAD</i>	<i>LXXXV</i>
K.4.	<i>BARRICADAS, AVISOS PREVENTIVOS Y LUCES.....</i>	<i>LXXXVI</i>
K.5.	<i>OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO</i>	<i>LXXXVI</i>
K.5.1.	MEDIDOR DE CAUDAL	LXXXVI
K.5.2.	CONEXIONES DOMICILIARES	LXXXVI
K.5.3.	EQUIPO DE BOMBEO	LXXXVIII
K.5.4.	SISTEMA DE TRATAMIENTO	XCI
K.6.	<i>ESPECIFICACIONES DE CONSTRUCCIÓN</i>	<i>XCVIII</i>
K.6.1.	SISTEMA DE TRATAMIENTO	XCVIII
L.	PLANOS CONSTRUCTIVOS.....	CIX

INTRODUCCIÓN

Producto de las actividades realizadas por el ser humano se generan residuos sólidos y líquidos. La fracción líquida, llamada “Aguas Residuales” (AR), representa el agua desechada una vez que ha sido contaminada mediante las diferentes actividades para las cuales ha sido empleada. Estas aguas han sido evacuadas sin ningún tipo de tratamiento ni control en cuerpos receptores, lo que ha generado la contaminación del medio ambiente.

En la mayoría de las comunidades las Aguas Residuales se vierten directamente a ríos y corrientes mediante alcantarillado unitario. La acumulación de lodos, olores y condiciones desagradables surgen como consecuencia de esta mala disposición. Como respuesta a este problema, se introdujo la evacuación independiente de aguas residuales y pluviales, así como sus tratamientos.

Al conducir el agua residual a cuerpos receptores, como fuentes de agua y el suelo, se debe considerar el tipo y concentración de los contaminantes presentes, los cuales deben ser eliminados de tal manera que se asegure la protección del Medio Ambiente, para lo que se requiere una respuesta específica en cada caso. Para establecer esto es necesario analizar las condiciones y necesidades locales y aplicar los conocimientos científicos, como la experiencia previa en Ingeniería, dentro del marco de referencia de las Leyes y Normas que regulan la calidad del agua del sitio.

Se ha estimado que comúnmente las localidades que cuentan con un Sistema de Tratamiento de Aguas Residuales (STAR) adecuado, pueden lograr un buen vertido y una posible reutilización, obteniendo beneficios a gran escala como es la preservación del Medio Ambiente lo que a su vez disminuye los riesgos de contraer enfermedades de origen hídrico por la gran concentración de microorganismos patógenos, materia orgánica y otros elementos nocivos.

Debido a las malas prácticas que la población esteliana realiza, y el mal uso que se les ha dado a las fuentes de agua, se registraron 8,486 casos de diarrea

aguda en la semana N° 47 del año 2007, de los cuales el 40% son atribuibles a problemas de calidad de agua por contaminación biológica bacteriana (Coliformes fecales).-Según Estadísticas del Sistema Nicaragüense de Vigilancia Epidemiológica Nacional (SISNIVEN-MINSA)-.

El Recinto UNI-Norte Estelí, se encuentra inmerso en esta problemática, al no encontrarse conectada a la red local de la ciudad. El agua potable es suministrada por un pozo artesiano con sistema de bombeo y tanque de almacenamiento y las aguas residuales son recolectadas y evacuadas a Sumideros. Esta práctica no es sanitariamente segura de acuerdo a las disposiciones de normas nacionales e internacionales como las del INAA, MARENA y la OMS, ya que incrementa los riesgos de que el agua residual se infiltre y contamine las aguas subterráneas, lo que a su vez aumenta la reproducción y proliferación de agentes que atentan contra la vida y la salud de quienes utilizan las instalaciones del recinto y población aledaña.

Para dar respuesta a este problema, se diseñó un Sistema de Tratamiento de las aguas residuales con Biofiltro, tomando en consideración las características de la población que hace uso de las instalaciones del Recinto, las características – fisicoquímicas y microbiológicas– de las aguas residuales generadas, las condiciones topográficas y el tipo de suelo, así como el entorno de la institución. Con esto se pretende mejorar la calidad del agua residual, permitiendo una evacuación segura a cuerpos receptores, contribuyendo de esta manera con la protección y preservación del Medio Ambiente.

OBJETIVOS

General

- Diseñar el Sistema de Tratamiento de las Aguas Residuales de las instalaciones del Recinto UNI-Norte, Estelí.

Específicos

- Evaluar las condiciones higiénicas sanitarias existentes debido al actual vertido de las aguas residuales.
- Determinar mediante estudio de suelos las características y propiedades del suelo en la zona de interés.
- Analizar las alternativas posibles de tratamiento de las aguas residuales del lugar en estudio.
- Seleccionar la alternativa de tratamiento más viable económica, sanitaria e hidráulicamente, y que se adapte a las condiciones del sitio.
- Localizar dentro de las instalaciones del Recinto la zona más adecuada para ubicar el sistema de tratamiento.
- Presentar presupuesto del sistema de tratamiento diseñado en base a los requerimientos de la localidad.
- Realizar un Diagnóstico de Impacto Ambiental (DIA).

JUSTIFICACIÓN

Ante la inexistencia de un sistema de tratamiento adecuado de las aguas residuales generadas por determinada comunidad, el agua se filtra provocando la contaminación de las aguas subterráneas cuando se encuentran a escasa profundidad, de donde posiblemente se abastece la población, siendo por ende un vehículo de enfermedades de tipo hídrico, al contaminar el suelo y el agua.

El estudio surge de la necesidad de evitar la contaminación del Medio Ambiente y proteger la Salud Pública, proporcionando al Recinto de la Universidad Nacional de Ingeniería UNI-Norte, una propuesta de tratamiento descentralizado para las aguas residuales (AR), ya que la mala disposición contamina los cuerpos receptores, perjudicando a su vez a la población, al representar focos de enfermedades. Es por ello que estos efluentes necesitan ser tratados antes de ser descargados a los cuerpos receptores para ser asimilados satisfactoriamente. La implementación del sistema de tratamiento tendrá además fines didácticos, ya que permitirá a los estudiantes del recinto observar el funcionamiento del Biofiltro. Otro beneficio que se obtendrá del sistema de tratamiento será la reutilización del agua residual tratada para el riego de cultivos agrícolas.

ALCANCES Y LIMITACIONES

Para llevar a cabo un proyecto es necesario contar con un sinnúmero de habilidades, herramientas, así como los factores tiempo y costo. En casos como este, se requiere de mucha información, como geotécnica, hidrológica, topográfica, entre otras. En este trabajo se hizo lo posible por adaptar el proyecto a las condiciones reales, pero no todo pudo cumplirse, debido a que no estaba a nuestro alcance.

Uno de los objetivos es realizar Estudios de Suelo, pero debido al alto costo que esto implica y al escaso financiamiento no fue posible realizarlos. De esta forma recurrimos a la recopilación y empleo de un estudio de suelo realizado en el 2004 a nivel de subsuelo, por trabajadores del Laboratorio Julio Padilla-UNI, considerando dicho estudio como reciente a la fecha. Asimismo, se pretendía realizar el ensaye de infiltración del suelo de emplazamiento de la PTAR. Se viajó el día 27 de Julio 2008, pero el suelo estaba demasiado saturado, y aun escurriendo toda el agua que se hallaba en las calicatas, el agua se acumulaba, por lo que fue imposible continuar.

Otro de los objetivos planteados fue evaluar las condiciones higiénicas sanitarias debido a la actual disposición de excretas. Esto conlleva la realización de Análisis de Agua residual y así definir si el efluente es vertido sin riesgos de contaminación. El muestreo fue realizado los días 23 de Abril, 31 de Abril y 4 de Junio del 2008. El análisis se hizo con el apoyo del Laboratorio BIOMASA. Sin embargo el efluente no estaba diluido, ya que a los Sumideros solo se descarga el agua residual proveniente de Servicios sanitarios. El agua proveniente de cocinas es descargada directamente en el suelo. Así se está en presencia de una muestra heterogénea no diluida, lo que impide obtener valores reales y razonables. Los resultados que se obtuvieron del análisis en su mayoría sobrepasan el valor límite sugerido por el Dec.33-95 (MARENA). Debido a esta grave limitación empleamos en el diseño las características de las Aguas Residuales del Municipio (Muestreo 2007), considerando que son predominantemente domesticas.



Capítulo 1
MARCO TEÓRICO

1. MARCO TEÓRICO

1.1 Aguas residuales

El agua residual puede definirse como la combinación de residuos líquidos, o aguas portadoras de residuos, procedentes de residencias, instituciones públicas, establecimientos industriales y comerciales, a los que con frecuencia se les agregan las aguas subterráneas, superficiales y pluviales.¹

Resultan del uso del agua de consumo en las labores domésticas o industriales, constituyéndose como un residuo que no puede ser usado directamente sin antes brindarle un adecuado tratamiento. En ocasiones, se les denomina *aguas cloacales* por el medio de transporte, *aguas negras* por su color y por estar contaminada con sustancias fecales y orina².

Las aguas residuales se distinguen por sus características y composición. Atendiendo a su origen y composición se clasifican en:

- *Domesticas*: son todas las aguas procedentes de residencias, instalaciones públicas y similares.
- *Comerciales*: son las que provienen de locales comerciales como mataderos.
- *Industriales*: toda agua en la que predominan residuos industriales.
- *Agrícolas*: provenientes de la cría de ganado y del procesamiento de productos animales y vegetales.
- *Pluviales*: agua resultante de la escorrentía superficial.
- *De Infiltración*: agua que se introduce al sistema de alcantarillado sin control alguno procedente del subsuelo por distintos medios.

¹ Ingeniería Sanitaria, Tratamiento, Evacuación; Metcalf & Eddy; México, Mc Graw-Hill, 1985.

² Wikipedia

1.1.1 Características físicas del agua residual³

Olor: Es debido a los gases producidos por la descomposición de la materia orgánica. El olor más característico es el del Sulfuro de Hidrógeno (H_2S) producido por los microorganismos anaerobios que reducen los sulfatos a sulfitos.

Color: Se asocia a la edad del agua residual. El agua residual reciente suele ser gris, cuando los compuestos orgánicos son descompuestos por las bacterias, el oxígeno disuelto se reduce a cero y el color cambia a negro.

Temperatura: Algunas veces el agua residual es más caliente que la de consumo, debido a los usos que se le da a ésta. La temperatura influye en la vida acuática, en las reacciones químicas y en la aplicabilidad del agua.

Sólidos Totales: Es la cantidad total de materia orgánica que queda como residuo de la evaporación a aproximadamente $104^{\circ}C$. Se clasifican en *Sólidos Sedimentables* (SS) y *Sólidos Suspendidos* (SST). Los primeros son una medida de la cantidad de fango que se elimina por sedimentación; y los segundos incluyen la porción de sólidos totales retenidos por un filtro.

1.1.2 Características químicas del agua residual

Materia orgánica: Son aquellos sólidos procedentes de animales, vegetales y de las actividades humanas relacionadas con la síntesis de compuestos orgánicos. Existen diversos métodos para medir el contenido orgánico. Entre los más usados actualmente son:

- **Demanda Bioquímica de oxígeno (DBO):** Es una medida aproximada del oxígeno disuelto utilizado por los microorganismos en la oxidación bioquímica de la materia orgánica, es decir el oxígeno que se requiere para estabilizar biológicamente la materia orgánica presente, en un periodo de incubación

³ Ingeniería Sanitaria, Tratamiento, Evacuación; Metcalf & Eddy; México, Mc Graw-Hill, 1985.

especificado el cual es usualmente de 5 días, por lo cual ha tomado el nombre de DBO_5 . A pesar de sus limitaciones es muy usado por tres razones: primero por la cantidad de oxígeno que es posible determinar, segundo porque permite determinar el tamaño de las instalaciones de tratamiento, y tercero porque permite medir la eficiencia de algunos procesos de tratamiento.

- *Demanda Química de Oxígeno (DQO)*: es empleada para medir el contenido de materia orgánica en aguas naturales y residuales, industriales y municipales que contengan compuestos tóxicos para la vida biológica.

Materia inorgánica: Son todos aquellos sólidos con contenido inorgánico, cuyos componentes intervienen en la calidad del agua. Sus concentraciones varían de acuerdo al medio con el que el agua este en contacto. Dentro de los parámetros inorgánicos de calidad de las aguas residuales se distinguen: el Potencial de Hidrógeno Ph, los Cloruros, la Alcalinidad que proviene de Hidróxidos, Carbonatos y Bicarbonatos de Magnesio y Calcio. Otros elementos son el Nitrógeno, el Fósforo y el Azufre, los dos primeros propician el crecimiento de materia orgánica (algas, protozoos); el último es requerido en la síntesis de proteínas y liberado en su degradación.

Gases disueltos: El efluente de aguas residuales no tratado contiene frecuentemente gases como Nitrógeno, Oxígeno, Anhídrido carbónico, Sulfuro de Hidrogeno, Amoniaco y Metano y otros como Cloro, Ozono, Óxidos de Azufre.

1.1.3 Características Bacteriológicas del agua residual

Microorganismos: En las aguas residuales pueden ser protistas, vegetales y animales. Entre los protistas encontramos bacterias, hongos, protozoos y algas.

Organismos patógenos: provienen de desechos humanos infectados o de desechos portadores de enfermedades como fiebre tifoidea, disentería, diarrea y cólera. Son altamente infecciosos y responsables de un gran número de muertes en regiones con poca salubridad y de climas tropicales como nuestro país.

1.1.4 Muestreo del Agua residual

Toda caracterización de aguas residuales implica un programa de muestreo apropiado para asegurar representatividad de la muestra y un análisis de laboratorio que asegure precisión y exactitud. Para la evaluación de las diferentes características son necesarios métodos normales o estándar. Para que la muestra sea representativa, se prefieren sitios de muestreo con flujo turbulento donde el agua residual esté bien mezclada; sin embargo el sitio de muestreo debe seleccionarse de acuerdo con cada problema individual de estudio. Los períodos de muestreo dependen del régimen de variación del caudal, de la disponibilidad de recursos económicos y de los propósitos del programa de muestreo.

1.2 Aporte de Aguas residuales

La determinación de la cantidad de aguas residuales a tratar es fundamental para este tipo de proyectos. Para el diseño de redes de alcantarillado y sistemas de tratamiento se consideran: el caudal medio, caudal máximo o punta y caudal de diseño. A continuación se describe cada uno de ellos.

1.2.1 Caudal Medio

Es la cantidad de agua requerida para satisfacer las necesidades de una población en un día de consumo promedio. Se estima como un porcentaje de la cantidad de agua suministrada (Dotación de consumo), ya que una parte es descargada fuera del sistema de recolección. La mayor parte proviene del uso doméstico. Esa pérdida se estima alrededor del 20 al 40%, lo que se traduce en un factor o coeficiente de retorno de aguas residuales (c_r) de 0.8 a 0.6 respectivamente, según las disposiciones de las normas del INAA.

Dotación de Consumo

Es la cantidad de agua suministrada a la población proyectada por día, pudiendo ser de la red local de abastecimiento o de un sistema independiente, siendo este

último nuestro caso. En la Tabla 1 se muestra valores de dotación para varios tipos de edificios y establecimientos.

Tabla 1. Dotación de Consumo mínima en edificios⁴.

DOTACIONES DE CONSUMO (Litros/día)	
Casas de interés social	120/persona
Casas Unifamiliares	150/persona
Apartamentos y Condominios	200/persona
Hoteles y Alojamientos	200/persona
Hospitales	500/cama
Escuelas - alumnado externo	50/persona
Escuelas - alumnado interno	150/persona
Restaurantes, Bares y similares	25/cliente ó 50/m ² área
Instalaciones deportivas y Baños públicos	50/persona
Locales comerciales y Edificios para oficinas	50/persona ó 6/m ² área útil
Salas de baile y similares	30/m ² área útil
Cines, Teatros, Auditorios y Templos	8/asiento
Estadios, Gimnasios y similares	4/espectador
Orfanatos, Asilos y similares	150/persona
Fábricas en general (Uso personal)	60/trabajador
Carnicerías y pescaderías	20/m ² área útil
Mercados	5/m ²
Lecherías	120/animal
Mataderos:	
Animales grandes	300/animal
Animales pequeños	150/animal
Aves de corral	16/Kg
Jardines	1.5/m ²

1.2.2 Caudal Máximo

Valor máximo del escurrimiento que se puede presentar en un momento dado en algún sistema, cauce o conducto, es decir, la demanda máxima de agua residual por unidad de tiempo que será evacuada o tratada. En el caso de redes

⁴ Manual de Instalaciones Hidrosanitarias en Edificios, Colegios de Ingenieros de Costa Rica.

domiciliares se determina a partir de las Unidades de Gasto o Unidad mueble de Descarga (UD).

El método empleado es la primera aplicación de las teorías de las probabilidades para determinar el gasto máximo instantáneo relativo a edificios, llamado Método de Hunter⁵. Este método está en función del uso de la instalación, tipo, cantidad y simultaneidad de uso de los aparatos sanitarios requeridos por la instalación. A cada tipo de aparato sanitario le es asignado una unidad mueble UM, en este caso de descarga, porque se trata de aguas residuales. Respecto a otros metodos probabilísticos es bastante conservador.

La Unidad mueble de Descarga (UD) se define convencionalmente como la correspondiente a la descarga del agua residual de un lavabo o lavamanos común en uso doméstico igual a un caudal de 28L/min (1 pie³/min). Basándose en esto se pueden estimar las descargas de los demás muebles, accesorios o aparatos sanitarios. Así se determinó la equivalencia de unidades para los aparatos sanitarios más usuales y basado en el cálculo de las probabilidades, se obtuvo el tiempo de uso simultáneo de los aparatos y los gastos en función del número de la Unidad Mueble, equivalente a los muebles sanitarios por abastecer. Para esto se hace uso de tablas, una vez que se haya obtenido la cantidad total de unidades muebles de descarga. De la sumatoria de todas la UD, se obtiene el caudal máximo.

1.2.3 Caudal de diseño

El que se prevé que circulará en condiciones críticas en un sistema, conducto o estructura, y con base en el cual se realiza el diseño. Por lo que se emplea para el diseño de tuberías de conducción. El caudal de diseño está en función de: Caudal Máximo, Caudal de Infiltración, Caudal Comercial, Industrial e Institucional. En el caso de Instalaciones domiciliarias El caudal de diseño corresponde al caudal máximo instantáneo calculado en términos de Unidades de descarga.

⁵ Manual de Instalaciones Hidráulicas, Sanitarias. Aire, gas y vapor, 2da Ed.; Ing. Sergio Zepeda; México LIMUSA, 2000.

1.3 Medición de caudal

La medición de gastos en cualquier Sistema de Tratamiento domésticas o industriales es de gran importancia, por consiguiente deberán proveerse dispositivos para la medición de caudal de ser posible en la entrada y 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. Para evaluar el caudal de una corriente, se debe acudir a registros hidrométricos de cuencas en caso de corrientes superficiales o hacer mediciones directas en el campo. Los principales tipos de medidores usados directamente en el campo son; Vertedero proporcional, Canaleta Parshall, Medidor Venturi, Vertederos rectangular y triangular. El caudal también puede ser medido a través de aforos.

1.3.1 Canaleta Parshall

La Canaleta Parshall es una de las canaletas de flujo crítico utilizadas con mayor amplitud y la forma más común de producir resalto hidráulico. Permite la medición de caudales principalmente en canales y es el más recomendable para medir caudales de aguas residuales sin tratar.

Consiste en un segmento del canal con una reducción gradual y cambio rápido de pendientes, hasta llegar a una parte más angosta llamada “garganta (W)”, posteriormente hay una ampliación gradual hasta llegar al ancho original del canal.

1.4 Red de recolección de Aguas residuales

Las tuberías que conectan las descargas de agua residual de las edificaciones, desde la caja de registro, hasta las tuberías recolectoras del Alcantarillado Sanitario o en su defecto al Sistema de Tratamiento, son denominadas colectoras o albañales y su conjunto forman lo que se llama Instalación Sanitaria Exterior.

Los tipos de sistema de tubería son básicamente dos: Combinado y Separado. Naturalmente el Combinado conduce en conjunto las aguas residuales y las pluviales.

1.5 **Bombeo de Aguas residuales**

La estación de bombeo consiste en un pozo húmedo con dos o más bombas que cuentan con un mecanismo de control adecuado. Previo a la ubicación de la bomba debe existir un dispositivo que evite obstrucciones por parte de cualquier tipo de material. La bomba debe ubicarse en un lugar de fácil acceso de tal manera que permita su limpieza y mantenimiento.

Capacidad: Es el volumen del líquido bombeado por unidad de tiempo.

Rendimiento y potencia absorbida: La eficiencia de la bomba se mide en base al caudal que descarga contra una altura dada y con un rendimiento determinado. La información sobre el diseño de la bomba viene suministrada por medio de una serie de curvas características. El rendimiento se define como el cociente entre la potencia útil y la absorbida por la bomba. En bombas grandes de hasta 14 plg. de diámetro de descarga, el rendimiento suele variar entre 60% y 85%.

$$Ep = \frac{Pu}{Pi} = \frac{\left[\gamma_{(KN/m^3)} \cdot Q_{(m^3/s)} \cdot CTD_{(m)} \right]_{(KW)}}{Pi_{(KW)}}$$

$$Ep = \frac{\left[Q_{(GPM)} \cdot CTD_{(pies)} \right]_{(CV)}}{3690 \cdot Pi_{(CV)}}$$

Donde:

E_p : rendimiento de la bomba, adimensional.

P_i : Potencia absorbida [KW].

γ : peso específico del agua [KN/m³]

Q : caudal de diseño [$Q_{m\acute{a}x}$, m³/s].

CTD : carga total dinámica [m].

Curva característica de una bomba: La altura a que la bomba puede impulsar los diversos caudales a velocidad de funcionamiento constante, se establece en los ensayos de bombeo que realizan los fabricantes. En el curso del ensayo se varía el caudal de bombeo actuando sobre una válvula dispuesta en la descarga de la bomba y se mide la altura correspondiente. Los resultados del ensayo se representan gráficamente dando lugar a una curva de alturas-caudales para la velocidad de giro empleada. Al mismo tiempo se mide el rendimiento y la potencia absorbida y los valores resultantes se representan sobre el mismo diagrama. El conjunto de estas curvas se denomina “Curvas características de la bomba”.

1.5.1 Bombas de desplazamiento no positivo o rotodinámicas

A este grupo pertenecen las bombas centrifugas y las de propela o de rotor en hélice (flujo axial). Y sus características principales son: a una velocidad determinada la descarga está en función inversa de la carga posible de bombeo, y es variable (a mayor descarga, menor carga de bombeo y viceversa). Y la carga de bombeo no puede aumentarse con solo aumentar la potencia del motor, sino que hay que aumentar la velocidad o el diámetro del rotor para lograrlo.

En el tratamiento de aguas residuales es común el empleo de bombas centrifugas sumergibles. Son bombas inatascables y capaces de bombear agua residual bruta. Pueden operar de manera continua en instalación sumergida, o en cámara seca sin sufrir efectos adversos debido al calor generado. Los impulsores son intercambiables, de tipo inatascable o de tipo vortex, capaces de bombear material sólido. Estos pueden ser contruidos de hierro fundido o bronce. El eje está soportado sobre dos rodamientos de bolas, los cuales son lubricados de por vida. El motor cuenta con una carcasa aireada, resistente al agua. El estator está montado en caliente en la carcasa. La carcasa del motor y la válvula de la bomba son fabricados de fundición gris, con el recubrimiento adecuado para evitar la corrosión y para protegerlos del líquido bombeado. Todos los tornillos y tuercas son de acero inoxidable. El sellado a la entrada de los cables no requerirá

epoxies, silicones, o ningún otro sistema de cierre secundario. Los cables eléctricos son para aplicaciones duras, adecuados para bombas sumergibles.

1.5.2 Sistemas de bombeo en paralelo

Es de uso común en el campo de las aguas residuales. En este caso, dos o mas bombas funcionan aisladamente, es decir en paralelo, descargando sobre la misma tubería de impulsión. El uso de bombas en paralelo se recomienda cuando se tiene una altura geométrica o Carga estática elevada y pocas pérdidas por fricción. Por otro lado es más adecuado el empleo de una sola bomba de velocidad variable, para un sistema que tenga una altura geométrica pequeña pero con pérdidas de fricción elevadas.

1.5.3 Sistemas de bombeo en Serie

Se usan como bombas de sobrepresión a fin de superar algún condicionante específico, o para incrementar la capacidad de la estación de bombeo en paralelo y su descarga.

1.6 Tratamiento de Aguas residuales

1.6.1 Métodos de Tratamiento del Agua residual

Los contaminantes presentes en el agua residual pueden eliminarse con procesos químicos, físicos y/o biológicos. Los métodos individuales pueden clasificarse en:

Operaciones físicas unitarias: Métodos de tratamiento en los que predomina la acción de fuerzas físicas. Fueron los primeros en ser aplicados en el Tratamiento de Aguas Residuales. Entre estos están: Desbaste, Mezclado, Floculación, Sedimentación, Flotación, Transferencia de gases y Filtración.

Procesos químicos unitarios: Métodos en los que la eliminación o conversión de los contaminantes se consigue por la adición de productos químicos o gracias

al desarrollo de ciertas reacciones químicas. Ejemplos de estos son: Precipitación química y Adsorción.

Procesos biológicos unitarios: Métodos en los que la eliminación de los contaminantes se lleva a cabo mediante la actividad biológica. La aplicación de éstos es la eliminación de sustancias orgánicas biodegradables coloidales o disueltas y del Nitrógeno presentes en el Agua Residual.

1.6.2 Etapas o Niveles de Tratamiento

Los procesos y operaciones unitarias mencionados previamente, se combinan y complementan para dar lugar a diversos niveles de tratamiento. Entre estos están:

Pre-tratamiento o Tratamiento preliminar

Reja (Desbaste)

Es uno de los dispositivos más utilizado en la operación de desbaste, como tamizado grueso. Es conocida también como malla o criba, tiene como objeto retener y separar los cuerpos voluminosos flotantes y en suspensión, que arrastra consigo el agua residual, como madera, trapos, etc.

La reja sencilla de limpieza manual es la más usada. Sin embargo, no es muy recomendable, a menos que sea de relevo mientras la otra unidad se encuentre en mantenimiento o cuando el caudal máximo (de diseño) sea inferior a 50 L/s; en caso que sea superior a 150 L/s se recomienda la reja de limpieza mecánica.

Desarenador (Desarenado)

Su función es separar los elementos pesados (arenas), que lleva el agua residual y que perjudican el tratamiento posterior. Deben ser proyectados para la remoción de partículas con más del 95% en peso y con diámetro de sedimentación igual o superior a 0,2 mm y peso específico igual a 2,65 kgf/m³ (correspondiente al de arena media), excepto cuando se requiera remover

partículas de otros diámetros⁶. Sugiriéndose su empleo cuando se tenga una población equivalente superior a 500 habitantes.⁷

Trampa de Grasas (Desengrasado)

Son tanques pequeños de flotación donde la grasa sale a la superficie y es retenida mientras el agua aclarada sale por una descarga inferior. No lleva partes mecánicas y el diseño es similar al de un tanque séptico.

Tratamiento Primario

Se refiere a operaciones físicas unitarias, en el cual se elimina una fracción de los sólidos en suspensión SST y de la materia orgánica DBO del Agua Residual. Esto se lleva a cabo mediante operaciones físicas tales como: tamizado y sedimentación. El afluente de este tratamiento comúnmente contiene una cantidad considerable de Materia orgánica (alta DBO) y una alta concentración de patógenos, por lo que se hace necesario en su mayoría disponer también de tratamiento secundario.

Tanque Séptico

Es una unidad de disposición de aguas residuales en el que se combina la sedimentación y la digestión. Por lo general es cerrado y de escurrimiento horizontal y continuo. Puede ser de forma rectangular o circular y de una o varias cámaras. Debe contar con tapas para la inspección y el vaciado.

Comúnmente se utilizan para el tratamiento parcial del agua residual proveniente de residencias individuales u otras instalaciones que no cuentan con servicios de alcantarillado sanitario o donde la conexión al mismo resulta costosa por la lejanía. Su empleo es permitido en localidades rurales, urbanas y semi-urbanas con pequeños núcleos poblacionales de 350 habitantes recomendado por la

⁶ Norma Boliviana NB 688 Instalaciones sanitarias - Alcantarillado sanitario, pluvial y tratamiento de aguas residuales; Dirección General de Saneamiento Básico DIGESBA, 2001.

⁷ Manual de Diseño de estaciones depuradoras de aguas residuales 1ra Ed.; Aurelio Hernández Lehmann; Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puentes RUGARTE L.S., Madrid, 1997.

OPS, aunque han resultado ser eficientes para un rango de 2000 a 5000 habitantes⁸.

El tanque séptico separa la parte sólida de las aguas servidas por un proceso de sedimentación simple. En su interior se realiza lo que se conoce como proceso séptico, que es la estabilización de la materia orgánica por acción de las bacterias anaerobias, convirtiéndola entonces en lodo inofensivo. El efluente de este tratamiento anaerobio es de gran contenido de patógenos por lo que no debe usarse sin un posterior tratamiento.

Los sólidos sedimentados SS son acumulados y removidos periódicamente en forma manual o mecánica. En la etapa de sedimentación, debe contarse por lo menos con dos unidades; de manera que si una no está operando por reparaciones o mantenimiento se garantice la continuidad del tratamiento.

La eficiencia de la eliminación de los sólidos por sedimentación depende en gran medida del tiempo de retención, los dispositivos de entrada y salida y la frecuencia de extracción de lodos (período de limpieza). En el siguiente cuadro se muestra la eficiencia que ofrece el tanque séptico, tomados de las Guías técnicas de Alcantarillado Sanitario de INAA.

La temperatura es un factor importante en el proceso de digestión ya que al aumentar ésta el proceso se acelera, con el máximo alrededor de los 35°C. Hay que recalcar que el empleo de desinfectantes en cantidades grandes produce la muerte de las bacterias, inhibiendo así el proceso de digestión.

⁸ Folleto Asignatura de Ingeniería Sanitaria II, Ing. María Elena Baldizón, 2006.

Tabla 2. Eficiencia del Tanque Séptico

PARÁMETRO	VALOR
DBO	30-40
DQO	30-40
Sólidos suspendidos (SST)	50-65
Fósforo (P)	10-20
Nitrógeno (Norg.)	10-20
Amoníaco (NH ₃ -N)	0
Patógenos	0

Tabla 3. Ventajas y desventajas del Tanque séptico

VENTAJAS	DESVENTAJAS
Apropiado para comunidades rurales, edificaciones, condominios, hospitales, etc	Tiene limitaciones con la población equivalente a atender.
Limpieza poco frecuente	Se limita a la capacidad de infiltración del terreno
Bajo costo de construcción y operación	Requiere de mecanismos para la remoción de lodos (bombas, camiones con bombas de vacío, etc.).
Fácil operación y mantenimiento	

Deben ser de estructuras resistentes, para soportar las cargas muertas y móviles a que puedan quedar sometidos e impermeables; hechos de concreto o de ladrillos bien cocidos, enlucidos interiormente con mortero de cemento u otro material impermeabilizante.

Filtro anaerobio de flujo ascendente

Constituye un equipo de eliminación de materia orgánica soluble, lo cual logra con la ayuda de microorganismos anaerobios adheridos a la superficie del material de relleno del lecho filtrante. El efluente a tratar sube por entre los intersticios dejados por el agregado, formando una película biológicamente activa, la cual degrada una parte importante de la materia orgánica. La rugosidad del material de soporte, su grado de porosidad, así como el tamaño del poro, afecta a la tasa de colonización de la población microbiana. El filtro tendrá una

profundidad mínima del lecho de 1.20 m. La estructura del filtro anaerobio puede ser de ladrillo o de concreto.

Tiene por objeto retener las impurezas del tanque séptico. Consiste en un tanque con un dispositivo llamado fondo falso y una tubería que conduce las aguas a la parte inferior, para que atraviesen una capa de grava y salgan a la superficie para ser aprovechadas como riego, para verterlas en alguna fuente o para continuar con la siguiente etapa de tratamiento.

Tratamiento Secundario

Se refiere a los procesos químicos o biológicos unitarios. Se define como la combinación de los diferentes procesos normalmente empleados para la eliminación de compuestos orgánicos biodegradables. Incluye el tratamiento biológico con “Lodos Activados”, “Reactores de Lecho Fijo”, Sistemas de Lagunaje y Sedimentación.

Biofiltro

Consiste en un filtro biológico relleno de un medio poroso como piedra volcánica o grava a través del cual las aguas residuales pretratadas fluyen de forma horizontal o vertical hasta llegar a la zona de recolección del efluente. En la superficie del lecho filtrante se siembran plantas macrófitas donde las bacterias responsables de la degradación de la materia orgánica forman una película bacteriana.

Componentes principales

- *Lecho filtrante:* Provee el mecanismo de filtración para la retención de Sólidos Suspendidos SST y proporciona el área de soporte para la formación de la capa de microorganismos que degradan aeróbica y anaeróticamente la materia contaminante, además de constituir el medio utilizado por las raíces de las plantas macrófitas para su fijación y desarrollo.

- *Plantas Macrófitas:* Forman un componente esencial en el diseño al poseer varias funciones relacionadas con los procesos de tratamiento. El tejido de estas plantas ayuda a incrementar los efectos físicos, tales como el efecto de filtración, y el área superficial que proveen para el crecimiento microbiano.
- *Microorganismos:* Las bacterias son las responsable del catabolismo del contenido de sustancias orgánicas, del metabolismo tanto aeróbico como anaeróbico y de la oxidación de compuestos nitrogenados.

Biofiltro de flujo horizontal (BFH)

Consiste de pilas rectangulares con profundidades que oscilan entre 60 y 100 cm, rellenas con grava o piedra volcánica y sembradas con plantas macrófitas (Ver Fig. N° 1). En éste las aguas residuales fluyen lentamente desde la zona de distribución en la entrada de la pila, en una trayectoria horizontal a través del lecho filtrante, hasta que llegan a la zona de recolección del efluente. Durante el recorrido, el agua residual está en contacto con zonas aeróbicas (alrededor de las raíces de las macrófitas) y anaeróbicas (en áreas lejanas a las raíces). Durante su trayectoria el agua residual es depurada por la degradación microbiológica proporcionada por la biocapa formada en la superficie del lecho filtrante y por procesos físico-químicos.

Características principales

- La nitrificación se da a niveles bajos debido a que la cantidad de oxígeno transportado por medio de las hojas y tallos hacia las raíces de las macrófitas es un factor limitante para la descomposición aeróbica en la rizósfera.
- Posee un alto tiempo de retención, normalmente en el rango de 3-7 días.
- La homogeneidad del lecho filtrante hace poco posible los cortocircuitos en el régimen hidráulico.
- Las raíces de las macrófitas crecen vertical y horizontalmente proporcionando una vía o ruta hidráulica a través de la cual fluye el agua.

- La eficiencia de tratamiento obtenida en sistemas de Biofiltros de flujo horizontal es buena en términos de remoción de sólidos suspendidos y DBO₅ pero baja en términos de remoción de nutrientes.

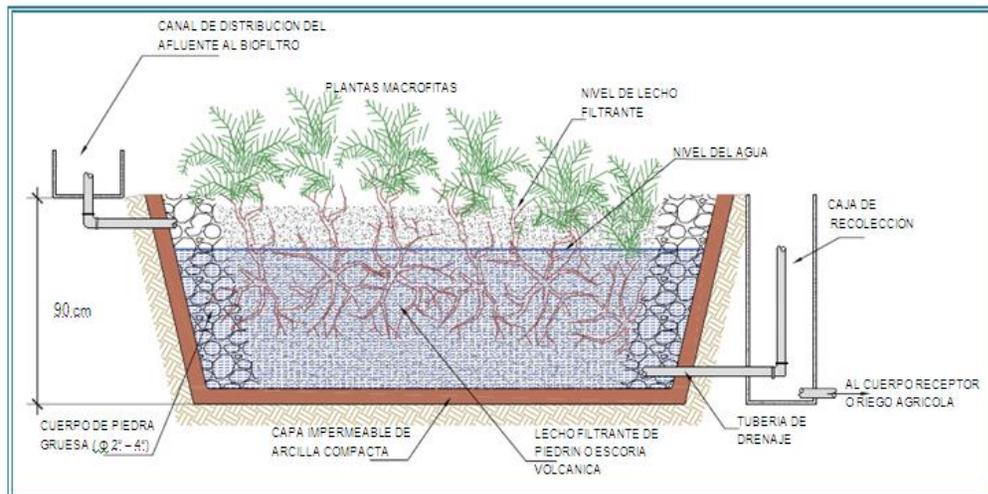


Fig. N° 1 Principales componentes de un Biofiltro de flujo horizontal

La Porosidad juega un papel importante, de ella depende la superficie disponible para la formación de la capa bacteriana responsable en gran medida de la depuración de AR y también tiene un efecto directo sobre el tamaño del Biofiltro, pues el uso de un material más poroso reduce el área a utilizar. En nuestro país existen materiales resistentes de alta porosidad, como el hormigón rojo, hormigón negro y la piedra volcánica negra. Los primeros dos tienen una porosidad entre 40 y 60%, mientras que la piedra negra, de mayor granulometría, tiene una porosidad superior al 70%. La piedra negra ha mostrado su mayor utilidad en la sección de distribución del flujo a la entrada del Biofiltro, así como en la zona de recolección. Un material de menor porosidad (entre 45 y 50%), pero que también ha demostrado ser útil, es la piedra triturada de 1/2" de diámetro, con la salvedad de que se debe utilizar en la capa superior un material de granulometría más fina (como el hormigón rojo) que permita la siembra de las plantas en la superficie del Biofiltro.

La Fig. N°2 muestra la granulometría recomendada por el Proyecto Astec y la de diferentes materiales utilizados en Nicaragua para la construcción de Biofiltros.

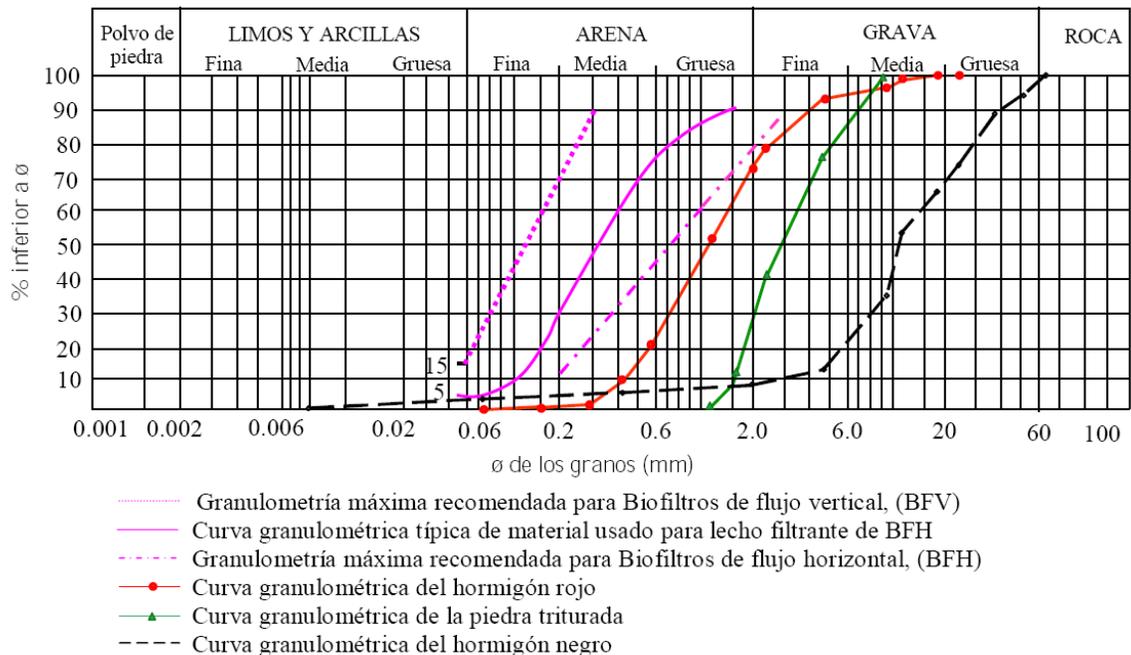


Fig. N°2 Curvas granulométricas (Bahlo & Wach, 1995; Proyecto ASTEC, 2000).

Las tres primeras curvas muestran la granulometría recomendada para la construcción de sistemas europeos de Biofiltros de flujo vertical y horizontal (Bahlo & Wach, 1995), mientras que las tres últimas curvas presentan la granulometría típica de los diferentes materiales utilizados para la construcción de Biofitros en Centroamérica.

1.7 Tratamiento de lodos

El lodo extraído y producido en las operaciones y procesos de tratamiento de las aguas residuales generalmente suele ser un líquido o líquido semisólido con gran contenido de sólido entre el 0.25 y el 12% en peso. El lodo es por mucho, el constituyente de mayor volumen eliminado en los tratamientos. Su tratamiento y evacuación es, probablemente, el problema más complejo al que se enfrentan los ingenieros sanitarios.

El lodo está formado principalmente por las sustancias responsables del carácter desagradable de las aguas residuales no tratadas. La fracción de lodo a evacuar, generada en el tratamiento biológico del agua residual, está compuesta de materia orgánica, y sólo de una pequeña parte del lodo está compuesta por

materia sólida. Tiene además cantidades significativas de arena, aceite y grasa. Las sustancias contaminantes que se capturan en las fases del tratamiento del agua se pueden encontrar generalmente dentro de los lodos, de manera más concentrada.

Los lodos generalmente contienen hasta un 95% de agua y pueden generar un alto riesgo ambiental si son dispuestos directamente al ambiente, es por ello que antes de la disposición final o de su reutilización, los lodos requieren en general de un cierto nivel de tratamiento; deben estabilizarse o tratarse. Los lodos deben ser procesados con el fin de: eliminar olores desagradables, reducir o inhibir la putrefacción potencial y reducir el contenido de organismos patógenos.

La primera fase del tratamiento de lodos es el *espesamiento* y la *estabilización*, para después pasar a una segunda fase de *secado* y *deshidratación*. El espesamiento se puede realizar por gravedad, dentro de un espesador, en el cual se dejan los lodos durante un tiempo lo suficientemente largo como para que sedimenten y se compacten. En estas fases se forman procesos anaerobios con producción de olores y compuestos volátiles, los cuales tienen que ser tratados con lechos biológicos.

La estabilización de los lodos se vuelve necesaria debido a la elevada concentración de material biológico fácilmente biodegradable, que causa fermentaciones sépticas, provocando olores y otras características difícilmente tratables. La estabilización se puede obtener de manera biológica (proceso aerobio), con digestores, o por vía química, con estabilizadores como el calcio.

El secado de los lodos se puede realizar con técnicas simples como la deshidratación natural, es decir, exponiendo al aire el lodo y esperando a que el agua contenida dentro de él se evapore de manera natural o percole a través del fondo del lecho de secado (esta agua se recircula a la planta de tratamiento de aguas residuales). Este tiene como propósito reducir el contenido de agua en el lodo y requiere que se lleve a cabo un acondicionamiento previo de los lodos. El acondicionamiento implica generalmente la adición de sustancias químicas.

Existen métodos estáticos para el secado de lodos. Los procesos estáticos incluyen los *lechos de secado* y las *lagunas*. En ambos casos los lodos, si son orgánicos, deben ser predigeridos para evitar malos olores. En el caso de los lechos de secado, los lodos se colocan sobre lechos de arena, pavimento, medio artificial y al vacío para que drenen y sequen. La remoción del lodo puede ser mecánica o manual.

Las posibles opciones que se tiene para disponer de los lodos son básicamente cuatro: Relleno Sanitario, Sobre suelo, sobre Lagunas u océanos. Para reducir los costos de la disposición final de los lodos, cuando existan limitaciones de terreno, estos pueden incinerarse.

1.8 Métodos de disposición de Aguas residuales

Una vez tratada el Agua residual, se debe disponer a cuerpos receptores garantizando la preservación del medio receptor. En caso de que la eficiencia esperada del efluente final del Sistema de Tratamiento sea muy buena, dicho efluente puede ser aprovechado antes de ser dispuesto.

Las opciones más comunes de verter el Agua Residual tratada son:

- Vertidos directos no tratados a cuerpos naturales de agua: Dilución.
- Tratamiento de aguas residuales y vertido de los efluentes a cuerpos de agua: Dilución.
- Disposición de agua residual en el suelo: Irrigación.

Calidad de Agua Residual para su vertido por Dilución: Para la preservación del medio ambiente, las normativas de vertido de aguas residuales tratadas para pequeñas comunidades son las mismas que para grandes comunidades. De esta forma, los requerimientos de descarga para aguas residuales tratadas son cada vez más estrictos para pequeñas y grandes descargas. En la Tabla 5 se especifican los parámetros y sus valores típicos en aguas residuales domésticas crudas (sin tratar) y en la Tabla 6 se muestran los rangos máximos en cuanto a aguas residuales tratadas.

Calidad del Agua Residual para su vertido por riego: Para mantener la calidad y productividad de los suelos cultivables se debe controlar la calidad del agua irrigada, la cual está influida principalmente por las siguientes características:

- Concentración total de las sales solubles.
- Proporción relativa de Sodio con respecto a otros cationes (SAR).
- Concentración de Boro y otros elementos que pueden ser tóxicos.
- En algunos casos, la relación entre concentración de Bicarbonatos y la Dureza.

Las descargas de aguas residuales tratadas utilizadas para el riego agrícola, en la producción de cultivos hortícolas deberán cumplir con los rangos y límites máximos permisibles descritos en la Tabla 4.

Tabla 4. Calidad del AR tratada dispuesta a Riego⁹.

PARÁMETRO	LÍMITE MÁXIMO O RANGO
PH	6.5 a 8.5
Conductividad Eléctrica (micromhos / cm)	200
DBO (mg / l)	120
DQO (mg / l)	200
Sólidos Suspendidos Totales (mg / l)	120
Aluminio (mg / l)	5
Arsénico (mg / l)	0.1
Boro (mg / l)	1
Cadmio Total (mg / l)	0.01
Cianuros (mg / l)	0.02
Cobre (mg / l)	0.2
Cromo Total (mg / l)	0.1
Hierro (mg / l)	5
Fluoruros (mg / l)	3
Manganeso (mg / l)	0.2
Níquel (mg / l)	0.2
Plomo Total (mg / l)	5
Selenio (mg / l)	0.02
Zinc (mg / l)	2
Coliformes Fecales (cada 100 ml)	1000 ¹⁰
Huevos de Helminthos (cada 100 ml)	1

⁹ Capítulo VIII, Arto. 57 Dec. 33-95.

¹⁰ Otras bibliografías como los documentos del ASTEC utilizan como límite máximo hasta 10E+5.

Tabla 5. Parámetros de calidad del vertido de agua residual doméstica a tratar al alcantarillado sanitario o al sistema de tratamiento (Afluente del Sistema de tratamiento)¹¹.

PARÁMETRO FÍSICO QUÍMICO	LÍMITE MÁXIMO O RANGO
Temperatura °C	50
PH	6,10
Aceites y Grasas Totales (mg/l)	150
Demanda Bioquímica de Oxígeno, DBO (mg/l)	400
Demanda Química de Oxígeno, DQO (mg/l)	900
Sólidos Flotantes	Ausentes
Sólidos Suspendidos (mg/l)	400
Sólidos Totales (mg/l)	1500
Sustancias Tensoactivas que reaccionan con el azul de metileno SAAM (mg/l)	10

Tabla 6. Rangos y límites máximos permisibles del agua residual domestica tratada al cuerpo receptor (Efluente del Sistema de tratamiento)¹².

PARÁMETRO	RANGO Y LÍMITES MÁXIMOS PERMISIBLES PROMEDIO DIARIO
PH	6-9
Sólidos Suspendidos Totales SST (mg/l)	100
Grasas y Aceites (mg/l)	20
Sólidos Sedimentables SS (mg/l)	1
Demanda Bioquímica de Oxígeno, DBO (mg/l)	110
Demanda Química de Oxígeno, DQO (mg/l)	220
Sustancias activas al azul de metileno SAAM (mg/l)	3

El límite máximo permisible de Coliformes fecales medidos como número más probable no deberá exceder de 10000 por cada 100 en el 80% de una serie de muestras consecutivas y en ningún caso superior a 5000 por cada 100 ml.

1.9 Procesos de análisis, selección y diseño del Sistema de tratamiento

Los pasos involucrados en el proceso de Análisis y Diseño de sistema de tratamiento ya sean grandes o pequeños son:

¹¹ Capítulo V Arto.19 Dec.33-95.

¹² Para una población de hasta 75000 habitantes: Capítulo VI Arto. 23 Dec. 33-95.

1. Estudios de caracterización y conducción del caudal de Agua Residual a tratar. El caudal de Agua Residual y la cantidad de los constituyentes a remover son parámetros claves dentro del diseño de los procesos.
2. Elección preliminar de procesos. La elección de la alternativa más apropiada depende de 4 aspectos, como se muestra en el diagrama de la Fig. N° 3.

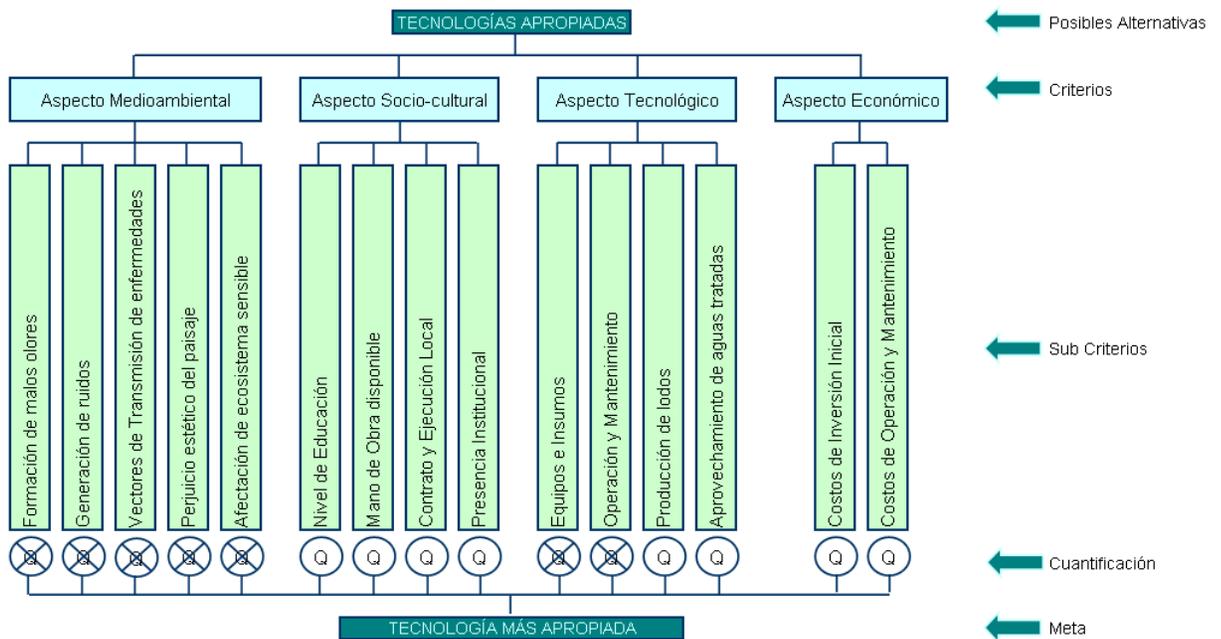


Fig. N° 3 Selección de alternativa de tratamiento apropiada.

3. Realización de estudios a nivel de Laboratorio y Planta piloto. Se realizan para establecer la adecuación del proceso en el tratamiento de Aguas Residuales particulares, bajo condiciones ambientales específicas y para obtener información básica necesaria para el diseño a escala real.
4. Definición de los criterios de diseño. Se eligen con base en fundamentos teóricos, datos publicados e literaturas especializadas, resultados de estudios a nivel de Laboratorio o Planta piloto, y la experiencia del diseñador.
5. Distribución física de los elementos de los elementos de la Planta de tratamiento. Diversas distribuciones físicas de las instalaciones que

comprenden el sistema de tratamiento se realizan para el terreno asignado en el proyecto. Las instalaciones que desarrollan procesos similares se agrupan en lo posible. (Ver Planos en Apéndice L).

6. Preparación de Perfil Hidráulico. Los perfiles hidráulicos se realizan para condiciones de Caudal medio y máximo. Las pérdidas de carga en las diferentes unidades de tratamiento se calculan por tres razones:
 - Asegurar que el gradiente hidráulico es el adecuado en las diferentes unidades de tratamiento.
 - Establecer las alturas manométricas de los equipos de bombeo en caso donde se requieran bombas.
 - Optimizar en términos hidráulicos la ubicación de las unidades de tratamiento.
7. Elaboración de balance de sólidos. Para estimar la cantidad de lodos que se van a generar es necesario realizar un balance de lodos para las unidades de tratamiento previstas, facilitando de esta forma la ubicación de la planta de tratamiento y almacenamiento de lodos producidos.
8. Documentos de Construcción. Comprenden Planos de construcción, Especificaciones técnicas y Presupuesto

1.10 Diagnóstico de Impacto Ambiental

Un Impacto Ambiental se refiere a un cambio en el ambiente o en algunos de sus componentes producto de actividades o acciones externas, el cual puede generar efectos negativos o positivos en el medio natural o social. Cuando se hacen planes para un nuevo proyecto que podría afectar la calidad del ambiente, se debe llevar a cabo un diagnóstico de Impacto Ambiental. El propósito de éste es identificar y pronosticar el impacto en el ambiente.

1.10.1 Lista de Chequeo

Constituye una lista de efectos ambientales e indicadores de impacto sobre la cual es posible determinar consecuencias positivas o negativas de las acciones contempladas en el proyecto.

1.10.2 Matriz de Valoración

Asocia una serie de circunstancias externas al proyecto, a partir de las cuales se determina una cifra de la importancia del impacto en función de los símbolos y valores correspondientes a los siguientes atributos:

Signo: Representa el carácter beneficioso o perjudicial de impactos.

REPRESENTACIÓN DE LOS SIGNOS	
SIGNO	VALOR
Impacto beneficioso	+ 1
Impacto perjudicial	- 1

Intensidad (I): Se refiere al grado de incidencia a la acción sobre el factor ambiental. Un valor de uno expresa una afectación baja y un valor dieciséis expresa una afectación total y los valores comprendidos entre estos reflejan situaciones intermedias.

REPRESENTACIÓN DE LA INTENSIDAD	
INTENSIDAD (Destrucción)	VALOR
Baja	1
Media	2
Alta	4
Muy alta	8
Total	16

Extensión (E): Referida al área de influencia teórica del impacto con el entorno del proyecto. Si la acción produce un efecto muy localizado se considera que el impacto es de carácter puntual, por el contrario si el efecto se produce dentro del entorno del proyecto el impacto será total. Para situaciones intermedias se utilizará impacto parcial y extenso. Si el impacto es muy importante se añade el crítico.

REPRESENTACIÓN DE LA EXTENSIÓN

EXTENSIÓN (Área de influencia)	VALOR
Puntual	1
Parcial	2
Extenso	4
Total	8
Crítico	> 8

Momento (M): Es el plazo de manifestación del impacto y expresa el tiempo que transcurre entre la aparición de la acción y el comienzo del efecto sobre el factor considerado.

REPRESENTACIÓN DE MOMENTO

MOMENTO	VALOR
Largo plazo (> 4 años)	1
Medio plazo (1-3 años)	2
Inmediato (1 año)	4
Crítico	+1, + 4

Persistencia (P): Se refiere al tiempo que permanecerá el efecto a partir de su aparición.

REPRESENTACIÓN DE PERSISTENCIA

PERSISTENCIA (Permanencia del efecto)	VALOR
Fugaz (< 1 año)	1
Temporal (1-4 años)	2
Pertinaz	4
Permanente (> 10 años)	8

Reversibilidad (R): Indica la posibilidad de reconstrucción del factor afectado como consecuencia de la acción realizada es decir la posibilidad de retornar a las condiciones iniciales previas a la acción por medios naturales.

REPRESENTACIÓN DE REVERSIBILIDAD

REVERSIBILIDAD (Reconstrucción)	VALOR
Corto plazo	1
Medio plazo	2
Largo plazo	4
Irreversible	8
Irrecuperable	20

IMPORTANCIA: $\pm (3I+2E+M+P+R)$



Capítulo 2
DISEÑO METODOLÓGICO

2. DISEÑO METODOLÓGICO

2.1 Aporte de Aguas Residuales

El caudal medio se determinó como el 80% de la dotación de consumo, así el caudal medio es el producto de la población de estudio por la contribución de aguas residuales.

$$Q_{med} = P \cdot C$$

P: Población de estudio, clasificada en estudiantes externos (incluyendo personal administrativo, docentes) y estudiantes internos. (Ver Sección 3.1.4 y Apéndice G)

C: contribución de aguas residuales. Es el producto del coeficiente de retorno de 0.8 y la Dotación de consumo. De la Tabla 1 se toma el valor de la dotación de 150 Lppd y 50 Lppd que corresponde a estudiantes internos y externos respectivamente.

Para el cálculo del caudal máximo se empleó el Método de Hunter¹³, por tratarse de una red domiciliar.

En la Tabla A-3 y A-4 del Apéndice A, se muestra la equivalencia de aparatos sanitarios en unidades de descarga y el gasto demandado por un número “m” del total de “n” muebles sanitarios de la edificación que probablemente funcionarán como máximo el 1% del tiempo, respectivamente. Se aclara que el valor del caudal sería el mismo que para diseño de Instalaciones sanitarias (red domiciliar interna), tanto Para Agua Potable (AP) como para AR, solo que en el caso de AP la equivalencia de cada aparato sanitario es mayor que la de AR, así como el caudal medio de AP es mayor que el de AR.

¹³ Manual de Instalaciones Hidráulicas, Sanitarias. Aire, gas y vapor, 2da Ed.; Ing. Sergio Zepeda; México LIMUSA, 2000.

2.2 Medidor de caudal

2.2.1 Canaleta Parshall

Caudal de medición: En una sección crítica de control, la relación entre la profundidad y el caudal es definitiva independiente de la rugosidad del canal y otro elementos no controlables. Tal relación nivel-caudal definitiva da una base teórica para la medición del caudal en canales abiertos.

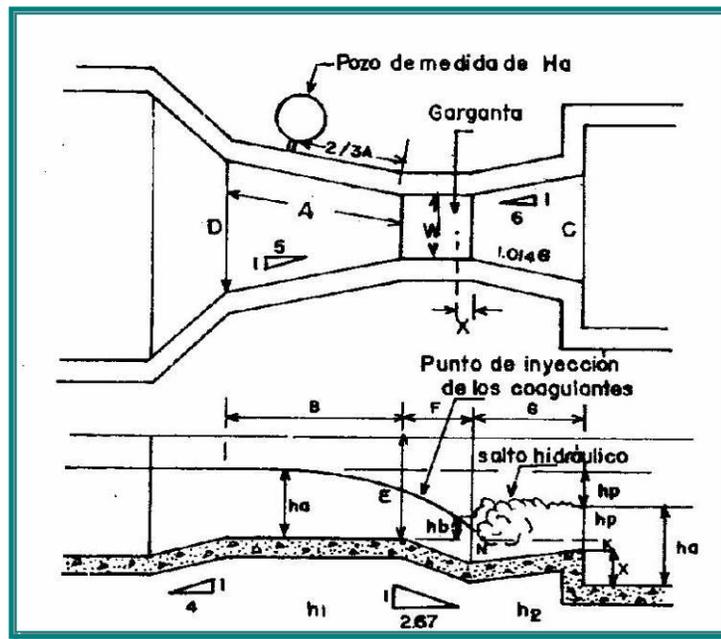


Fig. Nº 1 Dimensiones de Canaleta Parshall

Para conocer el caudal de medición, (teórico porque solo nos sirve en esta etapa de diseño para asignar un ancho de garganta), se calibraron experimentalmente relaciones nivel-caudal para diferentes tamaños de garganta, obteniéndose la "Ecuación de calibración del Medidor Parshall:

$$Q = KH_a^n \quad \text{Ec. 1}$$

Donde:

Q = Caudal de medición, m³/s.

Ha = Profundidad en relación con la cresta, obtenida en el piezómetro situado a los 2/3 del largo A de la convergencia, contando esa distancia a lo

largo de la pared de la convergencia de abajo hacia arriba, a partir de la sección extrema de abajo de la convergencia.

K y n = Valores adimensionales dependientes de W. (Ver Tabla 7).

Tabla 7. Valores de n y K, en unidades métricas

W	N	K	CAPACIDAD, m ³ /s	
			MÍNIMA	MÁXIMA
3"	1.547	0.176	0.00085	0.05380
6"	1.580	0.381	0.00152	0.11040
9"	1.530	0.535	0.00255	0.25190
1'	1.522	0.690	0.00311	0.45560
1 1/2'	1.538	1.054	0.00425	0.69620
2'	1.550	1.426	0.01189	0.93670
3'	1.566	2.182	0.01726	1.42630
4'	1.578	2.935	0.03679	1.92150
5'	1.587	3.728	0.06280	2.42200
6'	1.595	4.515	0.07440	2.92900
7'	1.601	5.306	0.11540	3.44000
8'	1.606	6.101	0.13070	3.95000

Las dimensiones de medidor son dadas en función del ancho de garganta W, y se muestran en la Tabla 9.

La selección del medidor más adecuado se hace teniendo en cuenta el caudal y el ancho del canal. Basado en la Tabla 7 se ubica el rango en que se halla caudal máximo obtenido y se elige el ancho de garganta correspondiente. También se recomienda tomar un ancho de garganta W como 1/3 a 1/2 del ancho del canal.

El tamaño y la elevación de la cresta dependen del caudal que vaya a medirse y el tamaño de la canaleta y, en consecuencia de las pérdidas de altura a través de la canaleta. Además de la ecuación del método de Acevedo Netto (que se empleo para el diseño), dichas pérdidas se pueden obtener de los Gráficos B-6 y B-7 del Apéndice B.

Tipo de flujo: Puede ser en descarga libre o en descarga sumergida. En el primero, la lamina vertiente es independiente de las condiciones aguas abajo del canal y basta tomar una sola lectura (H_1 o H_a) para obtener el caudal. El segundo, se presenta cuando el nivel aguas abajo del medidor es lo suficientemente alto para afectar el flujo a través de este; se presenta entonces un flujo ahogado que causa que la medida inicial H_1 o H_a no sea controlada por la canaleta y sea mayor que la real, es necesario entonces hacer una corrección del caudal por medio de una segunda lectura H_2 o H_b . La condición de descarga ideal es la de descarga libre, pero de no ser posible lograrlo debe evitarse sumergencias mayores al 95%, ya que la medición no es confiable.

Requisitos a cumplir para evitar flujo sumergido:

- No debe trabajar ahogada, es decir que la relación h_b/h_a no exceda los valores mostrados en la Tabla 8.

Tabla 8. Relación h_b/h_a .

ANCHO DE GARGANTA	MÁXIMA SUMERGENCIA (h_b/h_a)
3"-9"	0.6
1'-8'	0.7
10'-50'	0.8

- La relación h_a/W debe estar entre 0.4 y 0.8. condición que se cumplirá si la turbulencia del resalto no penetra en profundidad dentro de la masa de agua, dejando una capa bajo el resalto, en que el flujo se transporta con un mínimo de agitación, como se ha constatado en experimentos de laboratorio. Al bajar el valor de h_a , el espesor de esta capa se minimiza.
- El número de Froude debe ser mayor de 1.

Para saber si se cumplen las condiciones anteriores se debe realizar un análisis hidráulico. De no existir otro procedimiento analítico justificable, se puede aplicar

uno sugerido por Acevedo Netto, que no es muy exacto pero útil, el cual se utilizó en el diseño, empleando las dimensiones del medidor de la Tabla 9.

Tabla 9. Dimensiones típicas de medidores Parshall, cm.

W	A	B	C	D	E	F	G	K	N
1"	36.60	35.60	9.30	16.80	22.90	7.60	20.30	1.90	2.90
3"	46.60	45.70	17.80	25.90	38.10	15.20	30.50	2.50	5.70
6"	62.10	61.00	39.40	40.30	45.70	30.50	61.00	7.60	11.40
9"	88.00	86.40	38.00	57.50	61.00	61.00	45.70	7.60	22.90
1'	137.20	134.40	61.00	84.50	91.50	61.00	91.50	7.60	22.90
1 1/2'	144.90	142.00	76.20	102.60	91.50	61.00	91.50	7.60	22.90
2'	152.50	149.60	91.50	120.70	91.50	61.00	91.50	7.60	22.90
3'	167.70	164.50	122.00	157.20	91.50	61.00	91.50	7.60	22.90
4'	183.00	179.50	152.20	193.80	91.50	61.00	91.50	7.60	22.90
5'	198.30	194.22	183.00	230.30	91.50	61.00	91.50	7.60	22.90
6'	213.50	209.00	213.50	266.70	91.50	61.00	91.50	7.60	22.90
7'	228.80	224.00	244.00	303.00	91.50	61.00	91.50	7.60	22.90
8'	244.00	239.20	274.50	340.00	91.50	61.00	91.50	7.60	22.90
10'	274.50	427.00	366.00	475.90	122.00	91.50	183.00	15.30	34.30

Nota: Las dimensiones de la Tabla 9 pueden apreciarse en la Fig. N° 1

Corrección por sumergencia: El efecto de la sumergencia es reducir el caudal, es decir, el caudal obtenido de la ecuación de calibración Q debe corregirse en una cantidad negativa, así:

$$Q_{\text{real o corregido}} = Q - Q_{\text{corrección sumergencia}} \quad \text{Ec. 2}$$

El caudal de corrección por sumergencia se obtiene de los Gráficos B-1 al B-5 del Apéndice B. O de otra forma, la corrección para la canaleta de 1 pie se aplica a canaletas mayores de hasta 8 pies, multiplicando el caudal de corrección correspondiente a la canaleta de 1 pie por el factor mostrado en la Tabla A.1 Apéndice A.

Asimismo, la corrección de la canaleta de 10 pies se aplica a canaletas mayores de hasta 50 pies multiplicando el caudal de corrección por el factor dado en la Tabla A.2 Apéndice A, para la canaleta particular que se esté utilizando.

2.3 Red Domiciliar Externa

Las características que definen el diseño de las tuberías que conformaran la instalación sanitaria exterior son:

- *Material:* Pueden instalarse tuberías de Fibrocemento FC, Fundición dúctil FD, Concreto reforzado HA, Concreto pretensado HP, Cloruro de Polivinilo PVC y Gres. Siendo las más convenientes las de PVC, por ser flexibles, resistentes, livianas y tienen un bajo costo.
- *Diámetro:* el diámetro de las colectoras no debe ser inferior a 6" (150mm) según el Reglamento de Ingeniería Sanitaria relativo a Edificios en su Arto. 75, aunque se han obtenido resultados satisfactorios con diámetros de hasta 5" (125mm) y 4" (100mm)¹⁴. En el caso de redes domiciliarias externas e internas de las edificaciones, el diámetro se determina con las Unidades de Gasto, según Método de Hunter¹⁵.
- *Velocidad:* Las tuberías deben trabajar parcialmente llenas para propiciar la liberación de gases. La velocidad mínima recomendada en tuberías de agua residual es de 0.60 m/s –a tubo lleno¹⁶- para evitar la sedimentación de partículas –Sól. Susp (SS)- y 0.3 m/s para flujo parcialmente lleno o de diseño. La máxima de 3 m/s para inhibir la abrasión producto de altas presiones¹⁷. La velocidad media que fluye bajo condiciones de un canal, es aproximadamente el 85% de la máxima y ocurre al 20% y 80% de la altura de agua.

¹⁴ Ingeniería de aguas residuales, Redes de Alcantarillado sanitario y Bombeo; Metcalf & Eddy; México McGraw-Hill, 1999.

¹⁵ Manual de Instalaciones Hidráulicas, Sanitarias, aire, gas y Vapor, 2da Edición; Zepeda, Sergio; México: Limusa, 2000, 675p

¹⁶ Folleto Asignatura de Ingeniería Sanitaria II, Ing. María Elena Baldizón, 2006.

¹⁷ Ingeniería de aguas residuales, Redes de Alcantarillado sanitario y Bombeo; Metcalf & Eddy; México McGraw-Hill, 1999.

- *Pendiente:* La pendiente de fondo de las cloacas deben ser tales que mantengan una velocidad de auto-limpieza. La pendiente mínima a conservar es de 1.5%, de acuerdo al Arto. 83 del Reglamento de Ingeniería Sanitaria relativo a Edificios. Pudiendo utilizar pendientes menores siempre que se garantice las condiciones de flujo y las características del terreno lo permitan.
- *Pérdida de carga:* Como las tuberías de AR trabajan parcialmente llenas en su diseño no se consideran pérdidas generadas por fricción. Sin embargo, las Guías del INAA, sugiere emplear una pérdida de $0.25V^2/2g$, donde V es la velocidad del flujo, y en ningún caso menor de 0.03 m, que es la diferencia de entre la cota de rasante del tubo de entrada y el de salida.
- *Relación Tirante-Diámetro:* Se recomienda que las tuberías de aguas residuales no trabajen a presión, el espacio libre permite la circulación de gases y al mismo tiempo construye un espacio para recibir aguas extras (conexiones erradas de agua pluvial). Para que la sección trabaje como canal –Flujo libre-, debe garantizarse que la relación Tirante-Diámetro sea del 20 al 80% de la altura de agua.
- *Dispositivos de Inspección y Limpieza:* Deberán ser instaladas por debajo de las tuberías del acueducto, inclusive de las tuberías interdomiciliares, 30cm por debajo de la cimentación de los edificios y a 1 m de los muros. En nuestro caso como se trata de un Sistema de Tratamiento descentralizado, dicha red se conduce directamente hacia el Sistema de Tratamiento.

Todo sistema de desagüe deberá estar dotado de suficiente número de elementos de registro, a fin de facilitar su limpieza y mantenimiento. Se instalaran cajas de registro en redes exteriores en todo cambio de: dirección, pendiente, material y diámetro a cada 15 m de largo como máximo en tramos rectos. Las dimensiones se determinan en base al diámetro y a la profundidad del colector. (Ver Tabla 10).

Sin embargo, en ocasiones en que las condiciones del terreno permiten ubicar las Cajas de registro más distantes, siempre en dependencia del diámetro de las tuberías, se pueden ubicar a distancias mayores como se muestra en la Tabla 11.

Tabla 10. Dimensiones de Cajas de registro¹⁸

Dimensión interior m	Diámetro máximo mm	Profundidad máxima M
0.25 x 0.50	100	0.60
0.30 x 0.60	150	0.80
0.40 x 0.60	150	1.00
0.60 x 0.60	200	1.20

La distancia máxima satisfactoria empleada entre Cajas de Registro es de 60 m.

Tabla 11. Distancias entre Cajas de Registro¹⁹

Diam. Nominal de tubería mm	Dist. Máxima m
100	60
150	60
200	80
250-300	100
>300	150

La sección de las tuberías que forman la red domiciliar externa o Instalaciones externas, se determinó en base a la ecuación de continuidad y la de Manning. Las características del flujo de la sección se obtuvieron de líneas continuas que forman curvas adimensionales, como se muestra en el Gráfico B-8 del Apéndice B, para un coeficiente de rugosidad constante. Además esto se verificó con una herramienta del Software Land Desktop 2004 (Sección G.2.3 Apéndice G).

¹⁸ (19)

¹⁹ Reglamento Nacional de Edificaciones; Ministerio de la Vivienda, Construcción y Saneamiento; Perú, Junio 2006.

$$v = \frac{S^{1/2}}{n} R^{2/3} \quad \text{Ec. 3. Ecuación de Manning}$$

$$Q = vA \quad \text{Ec. 4 Ecuación de Continuidad}$$

Donde:

Q: es el caudal de diseño, $Q_D = Q_{m\acute{a}x}$

Qmáx: es el caudal máximo.

Qinf: caudal de infiltración.

v: velocidad (m/s)

A: área de la sección transversal correspondiente al perímetro mojado.

Rh: radio hidráulico $R_h = A/P$

n: coeficiente de Manning en dependencia de la rugosidad del material (0.009 PVC)

S: pendiente de la tubería

P: perímetro mojado.

2.4 Estación de Bombeo

Debido a las condiciones del terreno donde se localiza la red domiciliar y el sistema de tratamiento, las tuberías se profundizan excesivamente, trayendo consigo la necesidad de tener que transportar el afluente mediante un sistema de bombeo, de manera que se pueda evitar altos costos por movimiento de tierra.

En la estación de bombeo deberá instalarse por lo menos dos bombas, cada una con capacidad para bombear el caudal máximo, quedando la segunda de reserva, si las condiciones de diseño lo permiten. El equipo utilizado deberá contar con controles automáticos de arranque y parada referenciados a los niveles del agua en el pozo húmedo. La cantidad de bombas se determina por tanteo y depende de la velocidad en la tubería de impulsión la cual debe estar entre 1 y 2.5 m/s.

Para la mayoría de las bombas, el periodo de proyecto es de 20 años. Las bombas deben ser capaces de impulsar el Caudal Máximo de proyecto, transportado por la red de alcantarillado. Los caudales Medio, Inicial y de

Proyecto son importantes. Los equipos deben seleccionarse para funcionar lo más eficientemente posible para el Caudal Medio. El caudal Mínimo inicial tiene importancia en el dimensionamiento de la tubería de impulsión, ya que los sólidos que depositan a bajas velocidades no deben producir obstrucciones. La capacidad de la bomba debe cumplir con la condición de máximo caudal.

$$Q_b = Q_{m\acute{a}x} / R$$

Donde R un factor de seguridad que depende de la relación entre el caudal afluyente Q y la capacidad del gasto bombeado Q_b , señalando que a fin de utilizar la potencia económicamente, el factor de seguridad R debe satisfacer la condición $1 \geq R \geq 0.5$.

El diseño de una línea de bombeo de las aguas residuales, está íntimamente relacionado con las características de los equipos de bombeo, las variaciones de caudal, las características de las tuberías y la velocidad de arrastre de sedimentos.

Para el dimensionamiento del pozo húmedo se tomó en consideración un tiempo de permanencia de las aguas residuales menor de 30 minutos para evitar que se generen malos olores y gases, además se utilizarán controles de nivel que permitan el correcto manejo de los afluentes y efluentes.

En base a la profundidad del colector de llegada en el punto 11, se determinó la profundidad de la estructura (pozo de succión) de la estación de bombeo por debajo del nivel del terreno.

La diferencia de altura entre el nivel de agua máxima y el nivel de agua mínima se consideró de 0.65 m, ya que el equipo de bombeo es pequeño, el pozo no puede ser muy estrecho ni muy profundo, pues se incrementaría el tiempo de permanencia de las aguas residuales lo cual no es recomendable.

Caudal de diseño: deberá la línea de bombeo ser capaz de transportar el gasto máximo esperado para el período de diseño, ya sea de una o varias bombas.

Caudal mínimo:	$Q_{\min}=1/3 Q_{\text{med}}$	Ec. 5
Caudal de diseño:	$Q_{\text{máx}}=f(\sum UM)$	Ec. 6

UM: Unidades muebles de descarga.

Para garantizar que el caudal de diseño del sistema de tratamiento sea el Caudal medio, es necesario colocar una pantalla en el canal de conducción y así lograr la estabilización del flujo.

2.4.1 Sistema de bombeo en paralelo

El sistema de bombeo está formado por dos bombas funcionando en paralelo. Para el diseño preliminar y selección del modelo se considera lo siguiente:

- Las pérdidas de rozamiento en las tuberías de aspiración y descarga de cada bomba individual no se incluye en la curva del sistema. En su lugar, estas pérdidas se restan de las curvas características de cada bomba individual, obteniéndose curvas características modificadas que representan la capacidad Altura-Caudal de cada bomba, incluyendo valvulería y conexiones asociadas.
- La curva Altura-Caudal del conjunto puede hallarse sumando los caudales de cada curva modificada para una altura dada.

El punto de intersección de la curva del conjunto con la del sistema proporciona la capacidad total del conjunto de las bombas y la altura modificada a la que trabaja cada una de ellas, a este punto se le llama “punto de funcionamiento”.

Características de las tuberías: A diferencia del resto del sistema la línea de bombeo trabaja como conducto a presión y en tal caso la selección de la clase de tubería estará sujeta a las presiones de trabajo a que pueda estar sometida. El diámetro mínimo de la tubería de succión es de 100 mm (4”). Para diámetros mayores de 600 mm (24”) en la impulsión, debe hacerse un análisis económico de costo mínimo (diámetro económico).

Para la estimación de las pérdidas por fricción y pérdidas por accesorios de unión y control se utilizaron las fórmulas de Hazen-Williams y longitudes equivalentes por accesorios. En la Tabla 12 se indican valores del coeficiente de fricción “C” de Hazen-Williams, para tuberías de uso más corriente.

Tabla 12. Coeficientes de Fricción C de Hazen Williams

MATERIAL	COEFICIENTE C
Hierro Fundido Ductil (H ^º F ^º D ^º)	130
Polivinilo (PVC)	150
Polietileno (PE)	150
Hierro Galvanizado(H ^º G ^º)	100
Concreto	120

Velocidad: En general, una velocidad mínima de 0.60 m/s mantiene a los sólidos en suspensión y una velocidad de 1.0 m/s puede arrastrar aquellos que hayan podido sedimentarse en la tubería, cuando las bombas no estén operando.

Las velocidades recomendadas en la tubería de succión son de 1 m/s, y en la tubería de impulsión de 1,5 m/s. McPerson recomienda que la mínima velocidad de transporte esté dada por la expresión siguiente:

$$v = 1.35\sqrt{D} \quad \text{Ec. 7}$$

Donde: V: m/seg

D: diámetro de tubería en metros.

Aún cuando por las características de una línea de bombeo de aguas residuales, la carga estática es pequeña, conviene verificar el espesor de la tubería para determinar su capacidad de resistencia al impacto por golpe de ariete.

Para determinar las dimensiones de la estación de Bombeo se debe contar con la siguiente información:

Elevación de descarga de alcantarilla en Pozo de succión	E _{ent}	(m)
Elevación de terreno de Pozo de succión	ET	(m)
Elevación de descarga en Caja de aquietamiento (Elevac. Máxima)	E _{desc}	(m)

Altura de brida de descarga de bomba en Pozo de Succión	H_{desc}	(m)
Factor R	R	
Distancia de la fuente a la bomba	L	(m)
Longitud equivalente/accesorios	L_{equiv}	(m)
Diámetro de línea propuesto	D	(m)
Coficiente del material (Hazen Williams)	C	(m)
Número de paradas	N	(par/hora)
Diámetro o longitud del pozo de succión	D_p	(m)

En base a esta información se determina:

Elevaciones			
Altura de entrada	H_{ent}	(m)	$H_{ent}=ET-E_{ent}$
Elevación de Tapa de Pozo de Succión	Elev Tapa	(m)	ET+0,30
Elevación de fondo de Pozo de Succión	EF	(m)	$E_{ent}-1,20$
Elevación mínima de bombeo	EMB	(m)	$H_{desc}+EF$

Características del equipo de bombeo				
Capacidad de la Bomba	Q_b	(l/s)	$Q_b=Q_{m\acute{a}x}/R$	Ec. 8
Carga Estática	H_{est}		$H_{est}=E_{desc}-EMB$	Ec. 9
Longitud de línea de conducción	L_T	(m)	$L_T=L+L_{equiv}$	
Pérdidas en la tubería	H_f	(m)	$H_f=10,67*Q_{m\acute{a}x}^{1,85}*L_T/(C^{1,85}*D^{4,87})$	Ec. 10
Pérdidas totales en la tubería	H_{fT}	(m)	$H_{fT}=1,2*H_f$	Ec. 11
Carga Total Dinámica	CTD	(m)	$H_{est}+H_{fT}$	
Potencia	P	(HP)	$P=((1,04*Q_b*CTD)/(76*0,75))*1,2$	Ec. 12
Velocidad de arrastre	v_a	(m/s)	$v_a=1,35\sqrt{D}$	Ec. 13
Velocidad en la tubería	v	(m/s)	$v=0,85*C*D^{0,63}*S^{0,54}$	Ec. 14
Tiempo de permanencia del agua en la tubería durante el bombeo	T	(seg)	$T=L_T/v$	

Pozo de succión				
Volumen mínimo	$V_{mín}$	(litros)	$V_{mín}=(900*Q_b)/N$	Ec. 15
Tiempo máximo de retención	$T_{m\acute{a}x}$	(seg)	$T_{m\acute{a}x}=V_{mín}/Q_{mín}$	Ec. 16
Nivel máximo de agua en el pozo	$N_{m\acute{a}x}$	(m)	$N_{m\acute{a}x}=E_{ent}-0,30$	
Nivel mínimo de agua en el pozo	$N_{mín}$	(m)	$N_{mín}=EF+H_a$	
Altura útil	H_u	(m)	$N_{m\acute{a}x}-N_{mín}$	
Volumen	V	(m ³)	$V=A*H$	
Comprobación del tiempo	$T_{m\acute{a}x}$	(seg)	$T_{m\acute{a}x}=V/Q_{mín}$	

Luego de este pre-diseño se eligió un modelo que se adecuara a estos resultados, y para ello se cotizó en dos centros de venta, y se escogió el que brindó mayor eficiencia y menor costo.

2.5 Sistema de Tratamiento de Aguas residuales propuesto

Para la selección de las alternativas de tratamiento se consideran como factores importantes los que fueron mostrados en la Fig. N° 3. Así mismo se consideró la facilidad de construcción, bajos costos de inversión, operación y mantenimiento.

2.5.1 Tratamiento Preliminar

a. Reja de barras de limpieza manual

El caudal de diseño de la reja es el caudal máximo. En la Tabla 13 aparecen dimensiones que serán utilizadas en el diseño, además de los valores mostrados en la en la Tabla 14 tomados de las Guías técnicas del INAA.

Tabla 13. Tipo de reja según caudal máximo.

REJA	SEPARACIÓN a (cm)	ESPESOR BARRA t (cm)
Fina	1-2	0.9375 - 1.875
Mediana	2-4	1.875 - 1.25
Gruesa	4-10	> 1.25

Tabla 14. Información típica para el diseño de reja de barras.

PARÁMETRO	LIMPIEZA MANUAL	LIMPIEZA MECÁNICA
Sección recta de la barra		
Anchura (mm)	5-15	5-15
Profundidad (mm)	25-37.5	25-37.5
Separación entre barras a (mm)		15-75
Angulo con la horizontal θ (°)	45-60	0-60
Angulo del ensanchamiento de canal (°).	12-22.5	
Velocidad de aproximación (m/s)	0.30-0.60	0.60-1.10
Velocidad a caudal medio (m/s)	Min 0.3 m/s	
Velocidad a caudal máximo (m/s)	Min 0.45 m/s	

PARÁMETRO	LIMPIEZA MANUAL	LIMPIEZA MECÁNICA
Velocidad de paso (m/s)	0.4-0.75	
Pérdida de carga admisible (m)	0.15	0.15
Eficiencia, %	60-90	

Pérdida de carga: El valor de la pérdida de carga estará en dependencia de la forma de las barras. Se ha definido así un factor de forma según la sección transversal de la barra. Este factor de forma es llamado coeficiente de Kischmer, y se muestra en la Tabla 15, para los tipos de sección de barras más usados.

Tabla 15. Valores usuales del Factor de Kischmer.

β	TIPO DE BARRA
1.79	●
2.42	■

La pérdida de carga se determina mediante la siguiente ecuación:

Reja limpia
$$hf = \beta \left(\frac{t}{a} \right)^{4/3} \text{sen} \theta \frac{v_m^2}{2g}$$
 Ec. 17

Reja parcialmente obstruida
$$h_{fo} = \left(\frac{E}{E_o} \right)^2 h_f$$
 Ec. 18

*Borde libre*²⁰: El borde libre de un canal es la distancia vertical desde la parte superior del canal hasta la superficie del agua en la condición de diseño. Este valor debe ser lo suficientemente grande para prevenir que ondas o fluctuaciones en la superficie del agua causen reboses por encima de los lados. No existe una regla general para determinar ese valor. El U.S. Bureau of Reclamation recomienda estimar preliminarmente el borde libre requerido bajo condiciones ordinarias de acuerdo con la Ec. 19.

²⁰ Hidráulica de canales abiertos, Ven Te Chow, Clásicos Mc Graw-Hill Interamericana, 1994.

$$BL = \sqrt{Cy}$$

Ec. 19

Donde:

C: coeficiente adimensional que varía desde 1.5 para canales con capacidad de 20 pie³/s hasta 2.5 para canales con capacidad de 3000 pie³/s.

y: profundidad del agua en el canal, en pie.

En el caso de canales con rejillas, usualmente se considera aceptable 25 cm de borde libre.²¹

Velocidad en el canal: En ocasiones se ha recomendado valores de velocidades admisibles altos, sin embargo el Bureau of Reclamation sugiere que no debe exceder de 2.5 m/s en canales revestidos de hormigón y naturalmente valores aun menores para canales no revestidos. La velocidad mínima a cumplir en canales sin revestimiento es de 0.762 m/s.

b. Desarenador

El caudal de diseño es el gasto máximo, al igual que la reja. La sección de escurrimiento deberá ser tal que con cualquier caudal la velocidad media de flujo sea de 0,30 m/s, con un mínimo de 0,20 m/s y máximo de 0,40 m/s. Inclusive es obligatorio el uso de un dispositivo de control de velocidad aguas abajo.

En la Tabla 16 se muestran los criterios sugeridos por el INAA para el diseño de desarenadores de flujo horizontal.

²¹ Folleto de Ingeniería Sanitaria II, Ing. Maria Elena Baldizón, 2006.

Tabla 16. Información típica para el diseño de Desarenador.

PARÁMETRO	VALORES	
	INTERVALO	TÍPICO
Tiempo de retención, s	45-90	60
Velocidad horizontal. m/s	0.24-0.40	0.3
Velocidad de sedimentación para eliminación de:		
Malla 65, m/min*	0.95-1.25	1.15
Malla 106, m/min*	0.60-0.90	0.75
Relación Largo-Ancho	2.5:1-5:1	
Relación Ancho-Profundidad	1:1-5:1	
Carga superficial, m ³ /m ² /día	700-1600	
Incremento de longitud por turbulencia en la entrada y salida	2Hm-0.5L	

Hm: Profundidad máxima de desarenador

L= Longitud teórica del desarenador

* Si el peso específico de la arena es menor que 2.65, deben usarse velocidades inferiores.

Para determinar las dimensiones del desarenador se utilizan las siguientes expresiones:

Velocidad de sedimentación para partículas con diámetro mayor que 0.2 mm a 26 °C, V_s	v_s	m/h	Experiencia BIOMASA	108
Factor de corrección de turbulencia	v_s/v_o		Experiencia BIOMASA	4

Área superficial				
Área superficial requerida	S_r	m ²	$S_r=(v_s/v_o) \cdot Q/v_s$	Ec. 20
Área superficial propuesta	S	m ²	S=B·L	
Relación largo/ancho	L/B		$2.5 \leq L/B \leq 5$	

Sección transversal			
Profundidad media	H_m	m	$H_m=(H_i+H_j)/2$
Relación ancho/alto	B/H		$1 \leq B/H \leq 5$
Sección transversal	A	m^2	$A=(H+H_i) \cdot B$
Velocidad horizontal	v_h	m/h	$v_h=Q/A$
Tiempo que se tarda en atravesar una sección del flujo	t_h	s	$t_h=L/v_h$
Tiempo que tarda en sedimentar una partícula	t_s	s	$t_s=H_m/v_s$
Intervalo de limpieza	T_r	h	$T_r=S \cdot H_m/(r \cdot Q)$ Ec. 21

c. Trampa de grasas²²

El caudal de diseño se determina mediante:

$$Q = f(\sum UM) \quad \text{Ec. 22}$$

Donde:

Q: es el caudal máximo (L/s).

UM: unidades de gasto a ser atendidas por la Trampa. Corresponden a la descarga de todos los aparatos de la residencia/comedor, excepto Inodoros.

Criterios de diseño

- El volumen se calcula para un periodo de retención entre 2.5 a 3 minutos.
- Relación largo/ancho del área superficial: 2:1 a 3:2.
- La profundidad superior a 0.80 m.
- Dispositivos de entrada: codo de 90° con $\varnothing_{\text{mínimo}} 3''$
- Dispositivos de entrada: Tee con $\varnothing_{\text{mínimo}} 3''$
- La parte inferior del codo de entrada deberá prolongarse hasta 0.15 m por debajo del nivel del líquido.
- Diferencia de nivel entre dispositivo de entrada y salida superior a 0.05 m.
- La parte superior de la tubería de salida se ubica a 0.05 m por debajo del nivel de losa de techo.
- Espacio mínimo entre el nivel del líquido y la parte inferior de la tapa será 0.3 m.

²² Especificaciones Técnicas para el diseño de Trampa de grasas, Unidad de Apoyo Técnico para el Saneamiento Básico del Área Rural UNATSABAR-CEPIS, Lima, 2003.

2.5.2 Tratamiento Primario

a. Tanque Séptico

Recomendaciones de diseño

- Prever un tiempo de retención de las aguas servidas, en el tanque séptico, suficiente para la separación de los sólidos y la estabilización de los líquidos, de 12 horas como mínimo.
- Prever condiciones de estabilidad hidráulica para una eficiente sedimentación y flotación de sólidos.
- Asegurar que el tanque sea lo bastante grande para la acumulación de los lodos y espumas.
- Prevenir las obstrucciones y asegurar la adecuada ventilación de los gases.
- Coeficientes de reducción de lodos fr: 0.25 (digerido) y 0.50 (en digestión). Esto se considera para el cálculo de las dimensiones de la Pila de secado de lodos.
- Capacidad mínima para almacenamiento de lodo digerido: 1 año, y se calcula con la Ec. 23.

$$\begin{aligned} \text{Volumen útil: } V &= 1.3N(C \cdot T + 100 \cdot L_f) && \text{Ec. 23} \\ V &= B \cdot L \cdot H \end{aligned}$$

Donde:

C: contribución de aguas residuales.

T: tiempo de retención, mínimo 0.50 días, al superar los 9000 Lppd. (INAA)

L_f: contribución de lodos frescos, 1 Lppd corresponde a estudiantes internos y 0.20 corresponde a estudiantes externos²³.

- La profundidad no deberá ser superior a la longitud total.

²³NBR 7229/82 - Instalações Hidráulicas Domiciliares; Ronaldo Sérgio de Araujo Coelho, Brasil.

- La primera cámara deberá tener un volumen aproximado a $\frac{2}{3}$ del volumen total calculado. Estará separada de la segunda por medio de un tabique que se prolongue hasta una altura máxima de 0,05 m por debajo de la cara inferior de la tapa del mismo.

Cámara en serie	
Capacidad mínima	1650 L
Ancho mínimo	0.80 m
Relación largo-ancho	$2 \leq \frac{\text{largo}}{\text{Ancho}} \leq 4$
Ancho (B)	$B \leq 2H$
Profundidad útil mínima	$H_{util} = 1.2m$
Longitudes:	
1era cámara:	2/3L
2da cámara:	1/3L
Volúmenes:	
1era cámara:	2/3Vt
2da cámara:	1/3Vt

Porcentaje de remoción de Sólidos y Materia Orgánica²⁴

$$DBO = \frac{t}{a+bt} \quad \text{Ec. 24}$$

$$SST = \frac{t}{a+bt} \quad \text{Ec. 25}$$

Donde:

t: es el tiempo de retención (hr).

a y b: factores que dependen del componente a remover.

	a (hr)	b
SST	0.0075	0.014
DBO	0.018	0.02

El periodo de retención depende del caudal a tratar. En la siguiente tabla se muestra para un rango de caudal promedio.

²⁴ Tratamiento de aguas residuales en pequeñas poblaciones; Ron Crites, George Tchobanoglaus; Bogotá Colombia A.S, McGraw-Hill Iteramericana, 2000.

Tabla 17. Tiempo de retención en TS y FAFA²⁵.

Contribución Diaria de aguas residuales (L/d)	Tiempo de retención	
	Horas	Días
≤ 1500	24	1
1501 - 3000	22	0.92
3001 - 4500	20	0.83
4501 - 6000	18	0.75
6001 - 7500	16	0.67
7501 - 9000	14	0.58

Limpieza de lodos: Debido a las condiciones del terreno, los lodos serán extraídos mediante una pequeña bomba estacionaria y será conducido a presión hacia la pila de secado de lodos, esto se hará cuando se limpie el TS una vez al año.

b. Pila de secado de lodos

El tratamiento de lodos se hará mediante una pila de secado, a través de un lecho de arena de diferente granulometría. Para garantizar la degradación de la materia entrante al tanque séptico, se asume que la cantidad de lodos a extraer corresponde al 50% del volumen de lodos generados en la sedimentación. Esta cantidad será reducida en un 25% por tratarse de lodos digeridos. Como la mayor parte de los lodos consiste de agua (aproximadamente 95%), que percola a través del lecho o se evapora (Evaporación Natural), el resto de lodos no se considera en el diseño de la pila.

A continuación se muestra las formulas utilizados:

Volumen de sólidos	V_s	m^3	$V_s = V_{LT} \cdot ss$
Volumen de lodos digeridos	V_{led}	m^3	$V_{led} = V_{le} \cdot f_r$
Area requerida para el secado (m^2)	A_s		$A_s = V_{led} / h_l$
Ancho de la pila (m)	B	m	$B = (A_s / (L/B))^{1/2}$
Largo de la pila (m)	L	m	$L = B(L/B)$
Volumen total	V_{LT}	m^3	$V_T = h_l \cdot B \cdot L$

²⁵ Folleto de Ingeniería Sanitaria II, Ing. María Elena Baldizón, 2006.

Donde:

Cantidad de lodos a extraer de TS	V_{le}	(De Tanque séptico)
Porcentaje de sólidos	ss	INAA
Altura de la capa de lodos en la pila	hl	
Coefficiente de reducción de lodos digeridos	f_r	Lodos digeridos (INAA)
Relación largo/ancho	L/B	1.2

c. Filtro anaerobio de flujo ascendente

Recomendaciones de diseño:

- Deberá estar contiguo al tanque séptico y ser de sección cuadrada o rectangular con un fondo falso perforado.
- El lecho filtrante deberá tener 1.20 m de altura como mínimo. El material filtrante deberá tener una granulometría lo más uniforme posible pudiendo variar entre 4 y 7 cm colocándose la más gruesa en la parte inferior del lecho.
- La profundidad útil mínima del filtro deberá ser de 1.80 m.
- Ancho mínimo de 0.85 m.
- Largo máximo $L_{m\acute{a}x}$: 3H
- Volumen útil mínimo de 1250 litros.

Para el cálculo de dimensiones del filtro se deberán utilizar las fórmulas siguientes:

Volumen útil:

$$V = 1.6NCT \quad \text{Ec. 26}$$

Sección horizontal:

$$S = \frac{V}{H} \quad \text{Ec. 27}$$

Donde:

V: Volumen útil

N: Numero de contribuyentes.

C: Contribución de aguas residuales, igual que el Tanque séptico.

T: Período de retención en días.

S: Sección horizontal

2.5.3 Tratamiento Secundario

Biofiltro de flujo horizontal²⁶

El dimensionamiento de un Biofiltro se realiza en base a dos aspectos principales:

- *Remoción de contaminantes*: Es el principal objetivo, depende fuertemente de las condiciones ambientales, fundamentalmente de la temperatura, así como de otros aspectos como la porosidad del material usado para la conformación del lecho filtrante, el tipo de plantas sembradas y el tiempo de retención.
- *Régimen de flujo*: Depende de factores como la pendiente hidráulica y la porosidad, permeabilidad y uniformidad granulométrica del material usado para el lecho filtrante.

Criterios de diseño en función de la remoción de contaminantes

El diseño de un Biofiltro se realiza ajustando su comportamiento a un modelo ideal de flujo pistón combinado con un balance de masa de agua, lo cual da como resultado la siguiente ecuación general:

$$\frac{C_e}{C_a} = e^{-\frac{k}{Ch}} \quad \text{Ec. 28}$$

Donde:

Ce: concentración de contaminantes en el efluente

Ca: concentración de contaminantes en el afluente

k: constante de degradación, para la reducción de diferentes parámetros contaminantes, (m/año). (Ver Tabla 18).

Ch: carga hidráulica aplicada por unidad de área del Biofiltro, (m/año).

²⁶ Proyecto ASTEC, 2005.

Tabla 18. Valores estimados de la constante de degradación k (m/año).

PARÁMETRO	CENTROAMÉRICA	EUROPA
DBO	81.8 ± 13	34
DQO	60.8 ± 12	-
NT	11.8 ± 6	12±3
PT	6.9 ± 4	9±3
E.COLI	125.9 ± 50	-

Los valores de k para la región centroamericana corresponden a ensayos realizados durante los últimos 25 años con los siguientes resultados: temperatura máxima de 33°C, temperatura media de 26.5°C, temperatura mínima de 19.6°C, así como una precipitación promedio de 1,321 mm/año y evaporación promedio de 1934 mm/año. La temperatura de las aguas residuales que entran a los sistemas de tratamiento oscila entre 25 y 30°C. Los valores registrados en la región europea corresponden a una temperatura comprendida entre 5°C en el mes más frío y 20°C en los meses de verano, de las aguas residuales en las plantas de tratamiento.

En el mes de Abril del 2008 se realizó el Muestreo Compuesto de las aguas residuales a tratar y se registró una temperatura media del A.R. de 28.4°C (Ver Resultados de Análisis de AR, Muestra N°2, Apéndice D). A partir de estos datos se emplearon los valores de las constantes de degradación esperadas para cada componente a la temperatura de 26.5°C, conservadoramente.

La velocidad de descomposición de la materia orgánica es influenciada ampliamente por la temperatura (que se demuestra con los valores de k), expresándose este efecto en el coeficiente de temperatura, el cual da la relación de la actividad bacteriana a dos diferentes temperaturas con diez grados de diferencia. Sobre este mecanismo influyen directamente la granulometría del lecho filtrante y el tiempo de retención, aumentando la eficiencia de remoción a menor diámetro de partícula del lecho filtrante y a mayor retención.

La carga hidráulica recomendada en países de clima templado es menor que 29 m/año. En Nicaragua se han obtenido buenos resultados de remoción de materia orgánica con cargas hidráulicas de hasta 37 m/año, con requerimientos de área de 1.0 a 1.2 m²/PE. Sin embargo, para obtener la remoción requerida (OMS; MARENA) de coliformes fecales, se debe diseñar Biofiltros con una carga hidráulica menor (28 a 35 m/año). Además, se recomienda sembrar carrizo (*Phragmites australis*), planta que provee una mayor eficiencia en la remoción de patógenos debido a su mayor capacidad para introducir aire al lecho filtrante, además de que sus raíces segregan sustancias bactericidas.

Como la remoción de nutrientes mejora en función del tiempo de retención dentro del Biofiltro, es recomendable diseñar con bajas cargas hidráulicas. Sin embargo, cuando el propósito es eliminar nutrientes, es recomendable utilizar la combinación de un Biofiltro de Flujo Vertical en serie con un Biofiltro de Flujo Horizontal.

Criterios de diseño en función de los requerimientos hidráulicos

El diseño hidráulico de un Biofiltro se realiza en base a la Ley de Darcy:

$$W = \frac{Q}{K_f I} \quad \text{Ec. 29}$$

Donde:

W: Área de la sección transversal efectiva del lecho, (m²)

Q: Caudal de diseño (caudal medio de aguas residuales), (m³/s)

K_f: Permeabilidad del lecho filtrante, (m/s)

I: Pendiente hidráulica, (m/m).

Tabla 19. Permeabilidad de lecho filtrante.

MATERIAL DEL LECHO FILTRANTE	K _f
Grava de fina a gruesa	10 ⁻³ a 1 m/s
Arena fina a gruesa	10 ⁻⁷ a 10 ⁻² m/s
Hormigón rojo	10 ⁻² a 10 ⁻³ m/s

Con el tiempo, la permeabilidad del material de entrada del lecho filtrante se reduce debido a la formación de una densa capa bacteriana y a la acumulación de sólidos suspendidos (SST), a tal grado que es necesario reemplazarlo periódicamente. El resto del lecho filtrante no experimenta este fenómeno, por lo que se considera que mantiene su permeabilidad o que la disminución de la misma es tan pequeña que no afecta el flujo a través del Biofiltro. Para efectos de diseño, se recomienda contemplar un valor de permeabilidad menor, el valor de permeabilidad utilizado en el diseño deberá ser 50% o menos de la permeabilidad del material original.

La granulometría del Hormigón rojo debe ser característica para un tamaño efectivo entre 0.4 y 2 mm.

Otro criterio utilizado para la selección del material es el factor de uniformidad, el cual se define como:

$$U = U_{60}/D_{10} \quad \text{Ec. 30}$$

Donde:

U: factor de uniformidad.

D_{60} : diámetro de partícula correspondiente al material que pasa el 60%.

D_{10} : diámetro de partícula correspondiente al material que pasa el 10%.

El ancho mínimo necesario (B_{\min}) se obtiene de dividir el área de la sección transversal (W) entre la profundidad (h_{ef}), la cual se recomienda entre 0.6 y 0.8 m –aunque en otros países ha sido satisfactoria hasta 1 m-:

$$B_{\min} = \frac{W}{h_{ef}}$$

Es recomendable tomar como ancho final (B) del Biofiltro un valor más alto que el valor de B_{\min} , con el propósito de proveer un factor de seguridad a la capacidad de infiltración para asimilar posibles aumentos del caudal de entrada. Además, puesto que todo sistema se diseña con dos Biofiltros en paralelo para posibilitar el mantenimiento de los mismos, un solo Biofiltro recibiría todo el caudal durante

el tiempo que dure el mantenimiento, aunque sea por un tiempo muy corto. Se recomienda que el ancho final sea el doble del ancho mínimo calculado; sin embargo, esto se limitará en función del caudal de entrada, pues a medida que se diseña para una mayor capacidad, esto tiene un impacto importante sobre el costo de construcción del sistema.

Cuando se diseña biofiltros de gran capacidad, se recomienda que el valor del ancho final sea al menos 50% mayor que B_{\min} . El ancho máximo para un Biofiltro está limitado por las dificultades enfrentadas para lograr una distribución uniforme, recomendándose que éste tenga un valor alrededor de los 100 m.

La pendiente hidráulica usada generalmente oscila entre 0.5 y 1%, siendo también usual que la pendiente del fondo tenga el mismo valor con el objetivo de conservar constante la profundidad efectiva a lo largo del Biofiltro, en el cálculo se empleó una pendiente de 1%. Para evitar profundizar demasiado al final del Biofiltro debido a la pendiente del fondo, se recomienda limitar su longitud a 50 m y dividir el sistema en diferentes unidades de tratamiento cuando el volumen de aguas residuales a tratar así lo requiera.

La longitud del Biofiltro se obtiene asumiendo las cargas hidráulicas recomendadas, las cuales oscilan entre 28 y 35 m/año. La carga hidráulica se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$C_h = \frac{Q}{A} \quad \text{Ec. 31}$$

Donde:

Ch: Carga hidráulica, m/año

Q: Caudal de diseño, m³/año

A: Área superficial, m² (ancho*longitud)

Fijando la carga hidráulica se calcula la longitud despejando su valor de la ecuación anterior:

$$L = \frac{Q}{BC_h} \quad \text{Ec. 32}$$

Con la longitud se chequea la relación largo-ancho. Para unidades pequeñas esta relación puede ser hasta de 3:1, en el caso de unidades grandes, esta relación está determinada fundamentalmente por el ancho de la unidad, recomendándose una relación mínima de 0.5:1.

El cálculo del tiempo de retención se realiza por medio de la ecuación:

$$t_f = \frac{Vu}{Q} = \frac{LB_{ef}n}{Q} \quad \text{Ec. 33}$$

3 < t_f < 5 días

Donde:

L: longitud del Biofiltro, (m)

B: ancho del Biofiltro, (m)

hef: profundidad efectiva, (m)

n: porosidad del lecho filtrante como fracción decimal.

Q: caudal de diseño, (m³/d).

2.6 Diagnóstico de Impacto Ambiental

El Diagnóstico de Impacto Ambiental se basó en la metodología convencional con la cual se identifican todas las acciones del proyecto que generan efectos en el ambiente, a partir de los cuales se realizó un análisis que permite evaluar el grado de afectación que traería la ejecución del proyecto.

En la etapa inicial se empleó una Lista de Chequeo Modificada mediante la cual fué posible identificar los impactos y determinar su origen sin proporcionar su valor. Entre las acciones susceptibles que producen impactos se establecieron dos etapas de interés: *construcción* y *operación*.

Posteriormente se elaboró una matriz depurada que presenta los impactos más esenciales del proyecto desde el punto de vista cuantitativo, a la que se le conoce como Matriz de valoración ya que permite conocer la importancia de los

impactos y su orden de prioridad. A partir de esta técnica es posible realizar una selección minuciosa de todos los impactos del proyecto, considerando en ella las acciones más impactantes y los factores ambientales más afectados.

Finalmente con los resultados obtenidos se realizó un Balance de Impactos a través de gráficos que relacionan áreas negativas y áreas positivas. Se considera como criterio que el área mayor representa los impactos de mayor peso y determina hacia donde se inclina el balance. (Ver Apéndice I).



Capítulo 3
DESARROLLO

3. DESARROLLO

3.1 Área de Estudio

3.1.1 Localización del área de estudio

El recinto UNI-NORTE está ubicado en el sector sur-oeste de la ciudad de Estelí, Departamento de Estelí. Estelí está a 148 kilómetros al Norte de la Ciudad de Managua, entre las coordenadas 13° 07' 00" Latitud Norte y 86° 21' 36" Longitud Oeste.

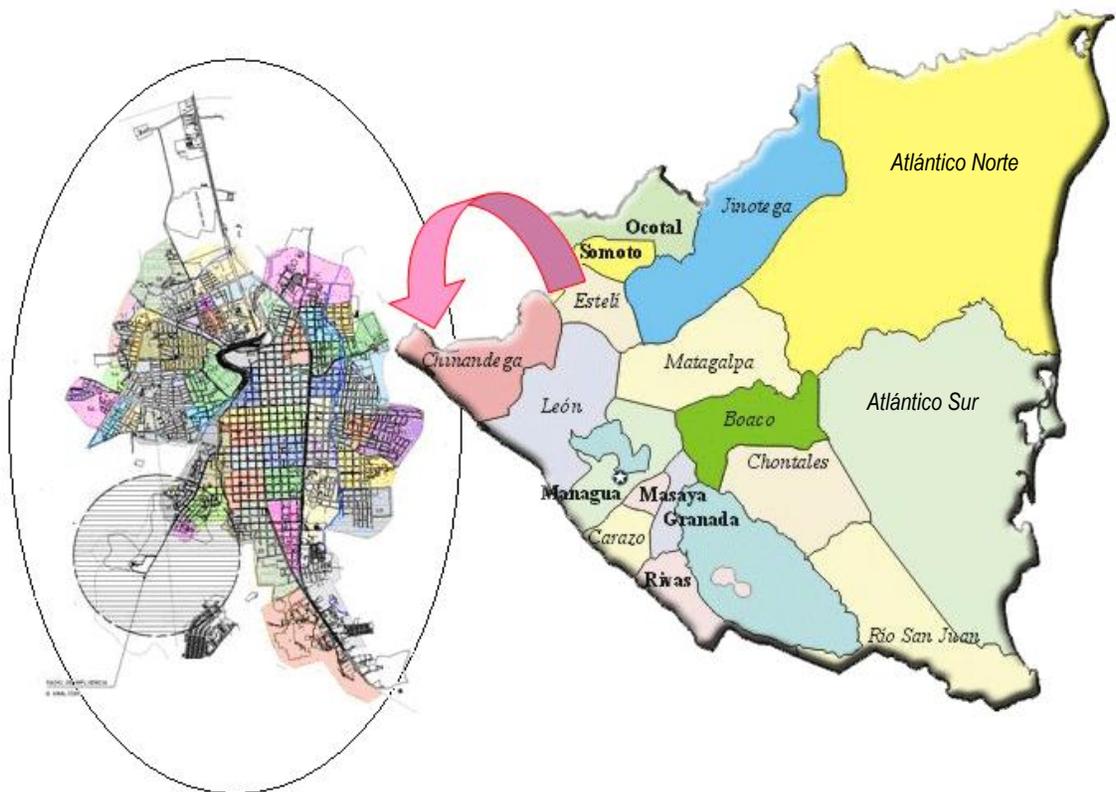


Fig. N° 2 Macrolocalización. Municipio de Estelí

El terreno donde se localiza la infraestructura del Campus Universitario UNI-NORTE se encuentra en el Distrito I, en la antigua Hacienda “El Higo”, alejado de la ciudad y rodeado de asentamientos y de áreas baldías.

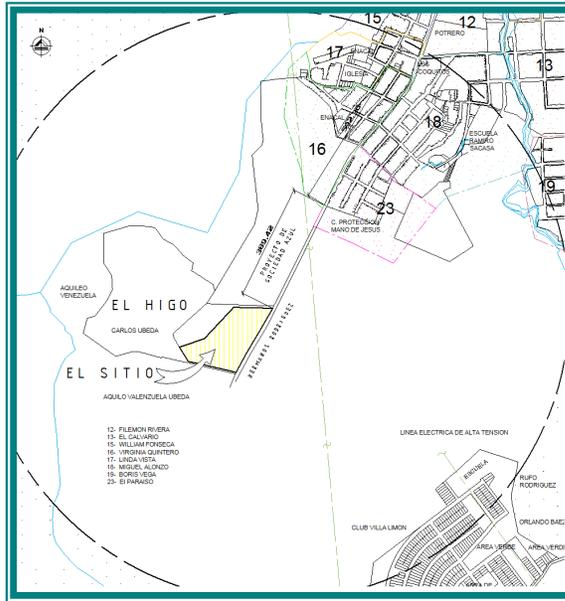


Fig. Nº 3 Microlocalización. Hacienda "El Higo".

La UNI-NORTE inició sus actividades académicas en el año 2005 en una propiedad arrendada. Las instalaciones definitivas se construirán en un terreno contiguo a la ubicación actual.

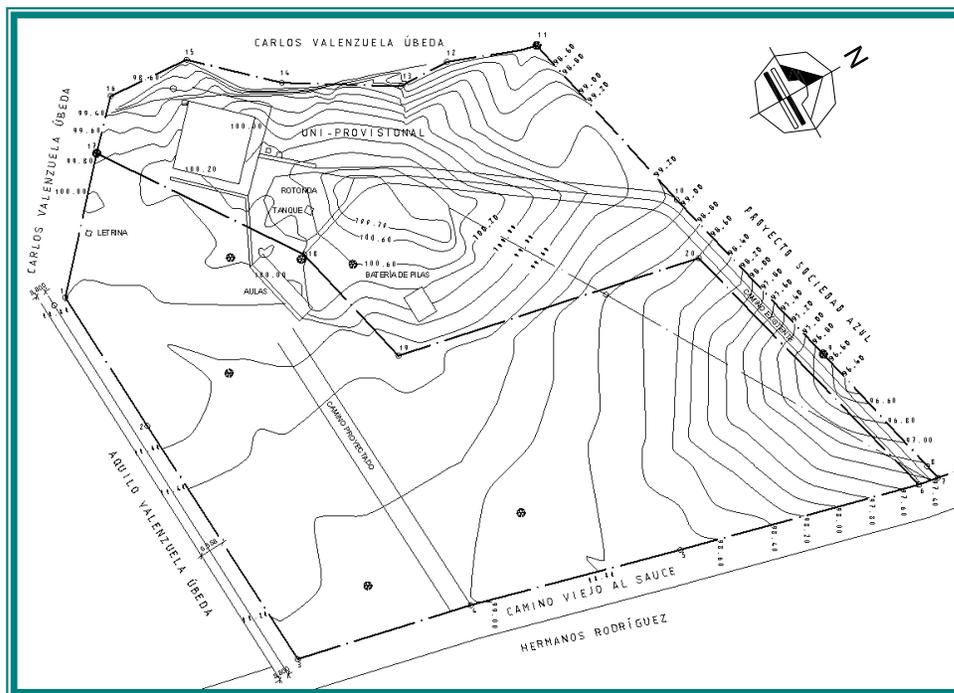


Fig. Nº 4 Poligonal del terreno

Límites del terreno

Norte:	Camino UNI y Propiedad Sociedad Azul.
Noreste:	Camino Hacia la Ciudad de Estelí.
Este:	Propiedad Hermanos Rodríguez.
Sur:	Propiedad Carlos y Aquilo Valenzuela Úbeda.
Sureste:	Camino Viejo al Sauce.
Suroeste:	Arboleda de Eucalipto.
Oeste:	UNI Norte Provisional

3.1.2 Características de la zona del Proyecto²⁷

Factores Climáticos

Las características climáticas del municipio son variables, debido a la altitud, la latitud, y la orografía que condicionan diversas zonas. En general el clima del municipio es del tipo Monzónico de tierras altas, caracterizado por ser subtropical seco y bastante fresco.

Los valores de Temperatura descienden en función de la altitud, con un gradiente vertical de 0.6°C por cada 100 metros de altitud. La máxima temperatura absoluta registrada en el municipio es de 35.8°C en el mes de Marzo de 1983 y la más baja de 5.5°C en Diciembre de 1975. La temperatura máxima promedio anual entre los años 1970 a 2004 es de 29.4°C y la mínima de 14.8°C. La temperatura promedio anual registrada en el mismo periodo es de 23°C.

La Humedad relativa promedio anual es de aproximadamente 70% en las últimas tres décadas, aumentando hacia el noreste y sur del municipio. La Evaporación de Pana promedio anual de 1822.8 mm (1970-2004) es superior a la Precipitación anual que se estima de 783.1 mm (1962-2001), lo que dificulta las actividades agrícolas, siendo condicionante para la elevación de los rendimientos, la necesidad de incrementar las áreas de riego.

Estos datos fueron tomados de registros de la Dirección General de Meteorología del Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales INETER. La estación

²⁷ INIFOM 2000

meteorológica del municipio es de tipo Hidrometeorológica Ordinaria (HMO), de menor precisión que la Agrometeorológica (AG) ubicada en el Municipio de Condega. (Ver Tablas A-5 hasta A-10 Apéndice A).

Influencia del Viento

Los vientos predominantes se dirigen de Noreste a Suroeste, conocidos como vientos Alisios. También influyen en menor escala, vientos secos provenientes de Madriz y Nueva Segovia.

Topografía y Relieve

El territorio esteliano es muy accidentado topográficamente (ondulado con elevaciones montañosas y mesetas de considerable altura) caracterizado por un relieve juvenil que representa la primera etapa del proceso erosivo efectuado principalmente en las mesetas, lomas y cuevas de Estelí. El relieve variado está condicionado a las particularidades morfoestructurales que presenta el territorio. Las elevaciones topográficas varían entre 800 y 1200 msnm. Según registros de INETER la elevación municipal es de 843.97 msnm. Sin embargo, de acuerdo a la Estación Hidrometeorológica del Municipio dicha elevación es de 815 msnm. A partir del levantamiento topográfico realizado en el 2004 en la propiedad de la UNI-Norte, se obtuvieron pendientes que varían de 0.4 a 3%.

Geología

El subsuelo de sitio en estudio presenta una uniformidad en cuanto a estratigrafía se refiere, distinguiéndose suelo cohesivo constituido por arcilla inorgánica de consistencia blanda. A profundidad de 0.40 m a 2.00 m se distingue un suelo granular constituido por piedra bolón y grava arcillosa de consistencia media.²⁸

²⁸ Estudio de Suelo para cimentaciones/Construcción edificios UNI-Norte, Noviembre 2004

Cuencas Subterráneas

La profundidad de las aguas subterráneas varía entre 2 y 32 m, el caudal promedio de los pozos perforados va desde 450 hasta 130 galones por minuto y el volumen aprovechable es de 2.385 millones de galones según INAA.

3.1.3 Servicios Básicos

Agua Potable

La cobertura de este servicio en el municipio no abastece en un 100%, razón por la cual se utiliza un Pozo artesiano con Sistema de bombeo y Tanque de almacenamiento, cuyo caudal generado es de 200 GPM según declaraciones del dueño del pozo. (Ver Foto N° 1 y Foto N° 2).



Foto N° 1

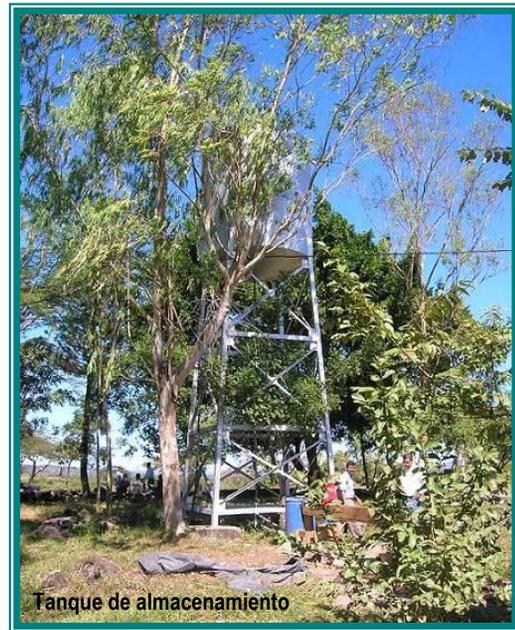


Foto N° 2

Red domiciliar y Evacuación de Aguas Residuales.

El recinto no se encuentra conectado a la red local de alcantarillado sanitario. Las aguas residuales son llevadas a Cajas de registro (Foto N° 5) y descargadas a un sumidero rectangular (Foto N° 3) y un sumidero circular (Foto N° 4), ubicados en el costado oeste de terreno arrendado.



Foto N° 3. Sumidero rectangular



Foto N° 4. Sumidero circular



Foto N° 5. Cajas de registro

Transporte

Para llegar al recinto, se toma el camino Sauce-Estelí que atraviesa por el costado Este del terreno de la UNI-Norte, cuenta con cunetas como sistema de drenaje, pero sin revestimiento. En época de invierno dicho camino se inunda debido a la falta de un buen drenaje.

Los estudiantes y trabajadores en general, cuentan con buses de transporte urbano, para acceder al recinto.

Salud

En barrios aledaños al área de estudio existen dos Puestos de Salud; uno en el Barrio el Calvario conocido como Puesto de Salud Dr. Eduardo Selva, el otro está ubicado en el barrio Milena Hernández y es conocido como Puesto de Salud Milena Hernández; y una casa de parto en el Barrio Juno Rodríguez. Según estudios realizados por la Alcaldía de Estelí el servicio de estos tres centros es adecuado.

3.1.4 Población de estudio

El porcentaje de matrícula por año, es cada vez más alto, lo cual obliga a ampliar la infraestructura del Recinto y por supuesto dar respuesta a los problemas que esto conlleva. En la Tabla 20 se puede observar la cantidad de alumnos matriculados por año, desde su apertura.

Tabla 20. Matrícula 2005-2008

MATRÍCULA / AÑO TOTAL	
2005	607
2006	805
2007	1087
2008	3000

La cantidad y distribución de edificios en base a los cuales se realiza el análisis fueron tomados del Anteproyecto de Diseño Arquitectónico titulado “*PLAN MAESTRO DE INFRAESTRUCTURA UNI-NORTE, ESTELI-NICARAGUA*”²⁹.

El recinto cuenta con el edificio de Pabellones académicos, que es el primero que se encuentra al acceder al conjunto, al norte de este edificio se ubican la Biblioteca y el Auditorio, y al sur los edificio de Administración, Comedor, Internado y Mantenimiento. Las áreas abiertas, canchas deportivas y estacionamientos se encuentran localizan al sur del terreno, para evitar que el ruido y el calor que generan estas zonas afecten las actividades de los edificios aledaños.

Distribución de la población a brindar servicio.

Estos datos son empleados para determinar las fluctuaciones de caudal de aguas residuales generadas por la población del recinto, por cada edificio, y

²⁹ Plan Maestro UNI-Norte; Claudia Carolina Santamaría Montano, Claudia Suyen Tapia Quiroz, Geovanny Xavier Gutiérrez Camacho; 2007-2019.

obtener así el caudal de diseño de la Planta de Tratamiento (Tratamiento primario y secundario).

- *Residencia estudiantil:* Es un edificio compuesto por dos alas que se unen por medio de pasillos y cajas de escaleras. La primera es de tres plantas: comedor (cocina, cafetería, almacén-bodega, aseo), servicios sanitarios, área de estar para el personal de servicio, talleres de mantenimiento en la planta baja y el área de dormitorios en la segunda y tercera planta. La segunda es de dos plantas, en la planta baja están: dormitorios para discapacitados, área de enfermería y control; en la segunda planta se encuentran más dormitorios.

Este edificio tendrá la capacidad de albergar en el área de dormitorios a 272 estudiantes, en el área de comedor y cafetería se atenderá a 180 estudiantes y administrativos. En el diseño se consideraron las personas que permanecen más tiempo y que mas hacen uso de los artefactos en este edificio, que es la cantidad de 272 residentes.

- *Edificio Administrativo:* Conformado por dos plantas, en su planta baja se encuentra el área de docentes de planta y de docentes horarios, registro, administración, atención estudiantil y caja, en la segunda planta se encuentra la dirección superior, los coordinadores de carrera, área de recursos humanos, postgrado, área de cultura y deporte, salas de reuniones, salas de espera y batería de servicios sanitarios.

La capacidad para la que se ha diseñado este edificio es de 30 trabajadores administrativos y 40 trabajadores docentes (de planta y horario).

La cantidad de docentes sugerida es muy pequeña en relación a la cantidad total de estudiantes, por lo que se estimó un nuevo valor haciendo una relación con la población de la FTC, obteniéndose que el personal docente equivale aproximadamente al 4% de la población estudiantil. Descartando así la cantidad de 40 docentes y reemplazándolo por la de 159. Este valor es

conservador ya que posiblemente haya docentes laborando en ambos turnos. Con esto se tiene un total de 189 personas diariamente en este edificio

- *Biblioteca:* Edificio de dos plantas. En su planta baja se encuentra el área de préstamo, recepción, sala de informática, hemeroteca, acopio, batería de servicios sanitarios y como área complementaria librería y fotocopias, en la segunda planta del edificio están la sala de lectura, un mezanine con vista al acceso de la primera planta y un área de terraza la cual puede ser ocupada para exposiciones. Este edificio está diseñado para albergar una cantidad de 17 trabajadores y administrativos y 260 estudiantes, haciendo un total de 277 personas.
- *Auditorio:* Cuenta con una sola planta en donde se encuentra: un vestíbulo, Información, servicios sanitarios, sala de espectadores, escenario, vestidores, salón de protocolo, área de bodega, aseo y se creó un espacio de doble altura para la ubicación de la cabina de control en un pequeño segundo piso. Este edificio ha sido diseñado para albergar a una cantidad máxima de 496 espectadores.
- *Salones de clase:* Son tres pabellones independientes estructuralmente pero unidos por pasillos y cajas de escaleras, lo que hace que se vea como un solo edificio de cuatro plantas. Estos tienen la capacidad de atender simultáneamente a 1,982 estudiantes (alumnos de pregrado y postgrado), y la capacidad de atender a un total de 3,964 estudiantes aproximadamente. Para el diseño se consideró la población por turno, es decir 1982 estudiantes.

3.1.5 Caracterización de las aguas residuales a tratar

Para poder conocer si los requerimientos de calidad se cumplían, se realizó, con el apoyo del laboratorio BIOMASA (UNI-RUPAP), una serie de análisis mediante lo cual se determinaron las concentraciones de cada uno de los componentes contaminantes.

La descarga del agua de la cocina y de los servicios sanitarios es independiente. Por esta razón se tomaron muestras durante seis horas consecutivas por día, los días 23 de Abril, 31 de Abril y 4 de Junio 2008. (Ver Fotografías Apéndice C). El muestreo realizado es de tipo Compuesto para todos los parámetros excepto para Coliformes para el cual se realizó un Muestreo Simple (puntual). En la Tabla 21 se muestra la cantidad, el intervalo y el recipiente empleado en el muestreo.

Tabla 21. Muestreo de AR UNI Norte

Parámetro	Intervalo hr	Cantidad mL	Recipiente
DBO	0.5	200	Plástico
DQO	0.5		Plástico
SS	0.5		Plástico
SAAM	1	100	Plástico
Grasas	1		Plástico
SSD	1	1000	Plástico*
Coliformes	Puntual	0.5-0.75 Vr.	Vidrio
Ph	0.5		–

*Cono Imhoff, Vr: Volumen de recipiente.

Los puntos de muestreo fueron cajas de registro y estos fueron espontáneos, es decir, el agua residual se almacenaba en las cajas de registro solo en el momento de las descargas, debido a que el abastecimiento es discontinuo y limitado. Por otro lado el agua residual proveniente de cocina no converge con la descarga de los servicios sanitarios, la primera es descargada al suelo y la segunda es llevada a cajas de registro y luego a sumideros. Esto originó una muestra no diluida, heterogénea y por tanto altamente concentrada. Los resultados de los análisis confirman que los valores obtenidos no podían ser utilizados, ya que al comparar con los valores sugeridos en el Decreto 33-95 resultaron inadecuados (Tabla 5). Debido a esta limitación se emplearon las características del AR del municipio –Estelí, mostradas en la Tabla 22. Considerando también que estas son aguas residuales predominantemente domésticas.

Tabla 22. Caracterización de Aguas Residuales, Municipio Estelí³⁰.

PARÁMETRO	VALOR
SST, mg/L	447
DBO ₅ , mg/L	432
DQO, mg/L	658
Coliformes fecales, NMP/100mL	7E+07

El sistema de disposición actual es a través de Sumideros, lo cual no es recomendable por ser ineficiente en la remoción de los agentes contaminantes de las aguas residuales. Las Guías técnicas del INAA sugieren el uso de Sumidero posterior a un tratamiento previo como el Tanque séptico.

3.2 Análisis y selección de Alternativas

Las alternativas de tratamiento que se evaluaron fueron dos. En ambas alternativas se consideró que el tratamiento preliminar está conformado por rejas y desarenador, y el tratamiento primario por tanque séptico y filtro anaerobio de flujo ascendente. En la primera alternativa evaluada se consideró como tratamiento secundario Biofiltro de flujo horizontal y en la segunda alternativa Filtro intermitente de arena.

Los Filtros intermitentes de arena (FIA) requieren un mantenimiento rutinario, presentan problemas de olores como resultado de las configuraciones de filtro abiertos, y se pueden requerir zonas de separación con áreas habitadas. De acuerdo al tipo de terreno requerirá sistema de bombeo para dosificación dentro de la cámara de filtración o fuera del tanque séptico. Además de estas desventajas los cálculos indican que al implementar un FIA el proyecto será más costoso ya que las dimensiones exceden en más de un 50% de las del Biofiltro. (Ver Sección G.5.8 del Apéndice G).

³⁰ ENACAL-Estelí, 2007 (Véase Apéndice E).

Los biofiltros resultan una alternativa más viable dado el gran número de ventajas que presentan. Entre estas ventajas se encuentran:

- Su alta eficiencia en la remoción de contaminantes.
- Un Biofiltro tiene una vida útil prolongada, ya que es un ciclo de vida renovable, donde existe un equilibrio entre el crecimiento y muerte de las plantas y la reproducción de la masa bacteriana.
- Esta tecnología es una alternativa más efectiva, menos costosa que otras tecnologías de tratamiento de aguas residuales, además permite el reuso de aguas residuales tratadas en el riego agrícola.
- El sistema de Biofiltro no requiere del uso de equipos con alto consumo energético, lo que simplifica su operación y mantenimiento.
- Este sistema es más eficiente en zonas cálidas, debido al efecto favorable que tienen las altas temperaturas en los procesos de biodegradación, sin embargo los resultados obtenidos en países europeos son muy buenos siendo el lugar de origen de la tecnología.
- Se pueden utilizar como sistemas municipales y como soluciones a instalaciones pequeñas como escuelas y viviendas individuales, en proyectos turísticos y como tratamiento secundario o terciario de aguas residuales industriales.

Dado las enormes ventajas que presenta el Biofiltro se optó por utilizarlo como tratamiento secundario en el diseño presentado.

3.3 Resultados

3.3.1 Medidor de caudal

El caudal de diseño es también de 21.58 L/s. Para controlar el flujo en la fase de operación se debe colocar una canaleta Parshall de 9" (225 mm) de ancho de garganta, con lo cual se obtiene una altura de agua en la sección de medición de 0.1226 m. La pérdida que se genera producto del resalto es de 0.1446 m, la cual es satisfactoria. El tipo de flujo es libre ya que el valor de la Sumergencia es de

31.16% menor de 60% que corresponde al límite máximo para canaletas de 3, 6, y 9" (75 mm, 150 mm, 225 mm). Ver Sección G.2 de Apéndice G.

3.3.2 Red Domiciliar Externa

El caudal de diseño de la red es de 17.26 L/s, correspondiente al caudal máximo, obtenido de la sumatoria de UD. (Ver Sección G.3. Anexo G).

El tipo de tubería a emplear es PVC SDR-41, con diámetros de 6 a 8 pulgadas (150 y 200 mm, respectivamente), con una longitud total de 321.64 metros lineales, lo que requiere un total de 10 Cajas de Registro, como elementos de inspección y limpieza.

La última Caja de Registro se halla a 26.63 m de la entrada a la PTAR. Debido a la escasa información topográfica de la zona, el sistema no puede ubicarse más alejado, pero pese a la cercanía se garantiza que la afectación por olores no es severa ya que el tratamiento propuesto inhibe de ello y la dirección del viento también es favorable.

La profundidad máxima que se tiene a la entrada de la PTAR es de 2.12 m, sin incluir la profundidad del pozo de bombeo de 1.2 m. En todas las tuberías de deberá utilizar una cama de arena de 10 cm – para Alcantarillado Sanitario INAA sugiere 15 cm-. La pendiente mínima obtenida es de 0.1%, pues resultó satisfactoria para la circulación del flujo. Lo cual también fue revisado en Autodesk Land 2004. (Ver Apéndice G, sección G.3.3).

El volumen total de excavación en la red es de 183.96 m³.

La distribución de los diámetros se puede apreciar en el Análisis Hidráulico de la red y en los planos. (Sección G.3.1 Apéndice G y Apéndice L).

3.3.3 Estación de bombeo

Debido a que la longitud de la tubería de impulsión es pequeña, se tiene pocas pérdidas por fricción, razón por la cual se ha diseñado el sistema de bombeo con

dos bombas en paralelo. El caudal total de bombeo es de 21.58 L/s (342 GPM), considerando un factor de seguridad de 0.8 para caudal máximo. El caudal mínimo de 0.44 L/s que garantiza un periodo máximo satisfactorio de retención de 29.62 minutos inferior a los 30 minutos. El pozo húmedo en que se ha de colocar el sistema de bombeo, tiene un largo y ancho de 1.10 m, una profundidad útil de 0.65 m y una profundidad total de 1.2 m a partir del Invert de la tubería de entrada.

Para evitar que la eficiencia del sistema sea reducida, se ha de poner en funcionamiento durante ciertos intervalos de tiempo solo una bomba y en los momentos donde se presente caudales mayores deberán activarse ambas bombas. Para ello se ha elaborado una tabla del consumo según las costumbres de instituciones tales como universidades.

Tabla 23. Variación del caudal de bombeo.

PERIODO c/u	MIN. c/u	CAUDAL GPM	PORCENTAJE %	PERIODO c/u	MIN. c/u	CAUDAL GPM	PORCENTAJE %
5- 5.15	15	36.792	0.08	14.40-15.0	20	206.955	0.45
5.15-5.30	15	50.589	0.11	15.0-16	60	183.96	0.4
5.30-6	30	73.584	0.16	16.0-16.10	10	229.95	0.5
6- 6.30	30	137.97	0.3	16.10-16.20	10	459.9	1
6.30-7	30	298.935	0.65	16.20-17.0	40	229.95	0.5
7.0-8	60	298.935	0.65	17.0-18	60	367.92	0.8
8.0-8.30	30	229.95	0.5	18.0-19	60	206.955	0.45
8.30-8.40	10	459.9	1	19.0-20	60	183.96	0.4
8.40-9.0	20	229.95	0.5	20-21	60	45.99	0.2
9.0-10	60	229.95	0.5	21-22	60	0	0
10.0-10.10	10	298.935	0.65	22-23	60	0	0
10.10-10.20	10	459.9	1	23-0	60	0	0
10.20-11.0	40	229.95	0.5	0-1	60	0	0
11.0-12	60	321.93	0.7	1.0-2	60	0	0
12.0-13	60	344.925	0.75	2.0-3	60	0	0
13.0-14	60	229.95	0.5	3.0-4	60	0	0
14.0-14.30	30	160.965	0.35	4.0-5	60	0	0
14.30-14.40	10	459.9	1				

Q_{máx}

En la Fig. N° 4 se muestra la variación del caudal de bombeo a lo largo del día. Como se puede observar en dicha gráfica, el máximo consumo se da en las horas de receso.

El caudal en determinado intervalo de tiempo es igual al caudal máximo por el factor de uso o porcentaje (0-100%). El caudal máximo es el que resulta del producto de las Unidades de descarga por el factor por tipo de Institución. De acuerdo a estudios realizados y recopilados por la Compañía DURMAN, para Colegios y Universidades es de 0.3, así el caudal máximo es de 459.9 GPM, a partir de este valor se obtienen los demás a lo largo del día multiplicando por el porcentaje de uso.

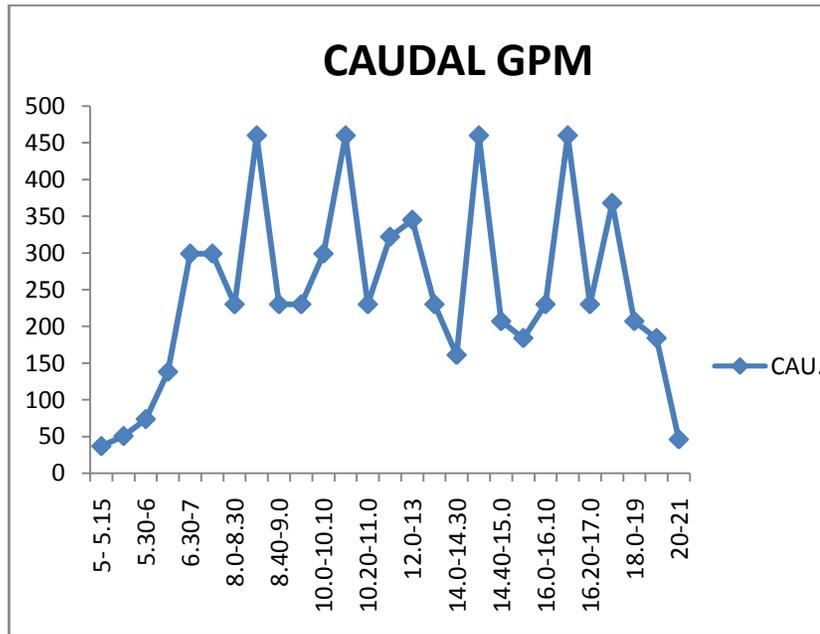


Fig. N° 4. Curva de Variación del caudal de bombeo-Recinto UNI-Norte

Una vez que se ha calculado la altura manométrica, y teniendo el caudal de bombeo se procedió a seleccionar el modelo de bomba adecuado. La potencia útil es de 0.57 Hp (0.43 KW) asumiendo una eficiencia del 100%. (Ver sección G.4 de Apéndice G).

El modelo es ABS AFP 1041 M15/6D 60 Hz. Cada bomba individual es capaz de conducir 10.79 L/s (171 GPM) a una carga total dinámica de 4.10 m, el cual ofrece un rendimiento hidráulico de 60.5%.

En la Fig. N° 5 se muestra la curva característica de una bomba con dicha capacidad- Curva N°4 con rendimiento máximo de 69.5% -, la cual desarrolla una potencia absorbida o nominal P_2 en el eje de 0.995 Hp (0.742 Kw) y 2.01 Hp (1.5 Kw) en el motor.

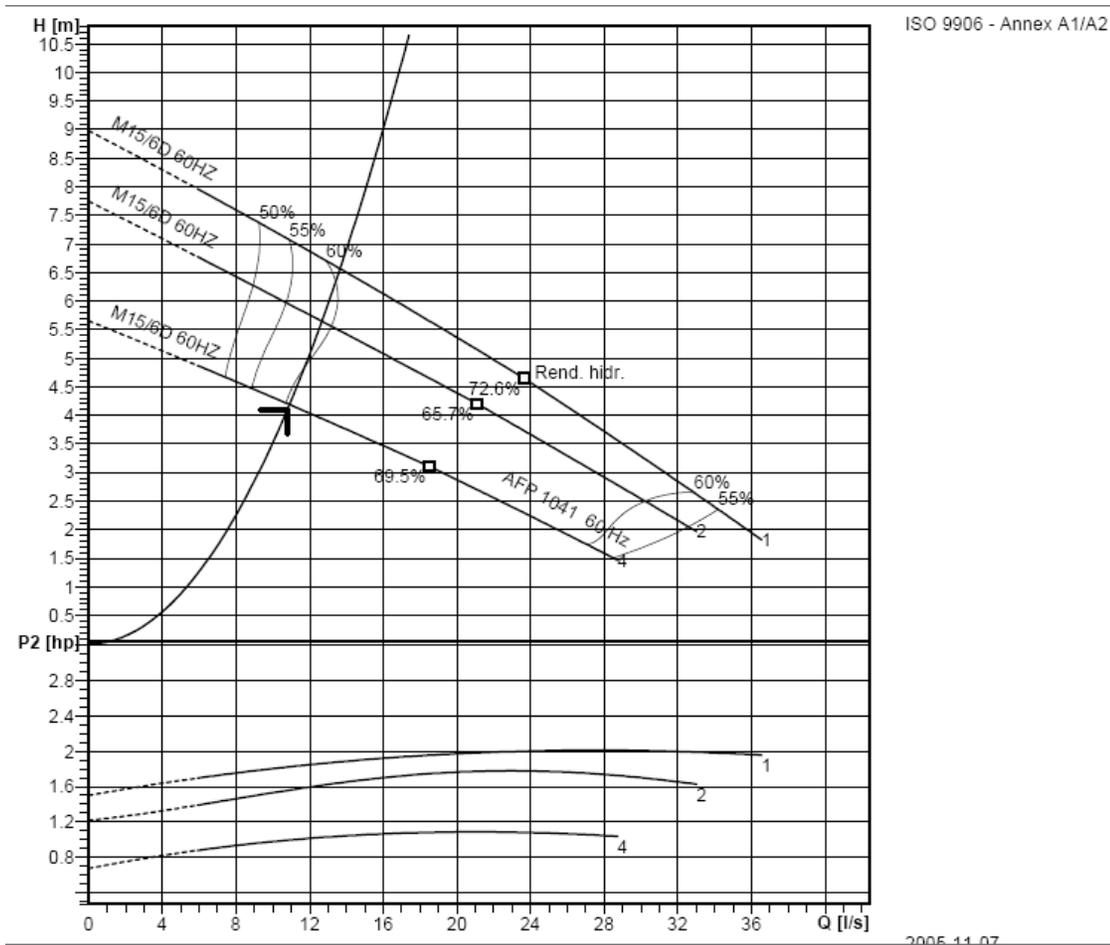


Fig. N° 5. Curva característica de una bomba ABS AFP 1041 M15/6D 60 Hz.

Cuando se trata del funcionamiento del sistema compuesto por dos bombas, la curva de cada bomba individual es modificada, como se explicó en la sección 2.4.1. En los intervalos de tiempo donde el caudal de bombeo sea bajo, automáticamente entrará en funcionamiento una de las bombas.

Cuando el sistema se echa a andar con las dos bombas en paralelo se conducirá así el caudal total de bombeo de 21.58 L/s, manteniendo la altura de 4.10 m. La curva de funcionamiento durante el accionamiento de ambas bombas corresponde a la curva de la derecha de la Fig. N° 6. Para conocer mayores detalles de las Especificaciones del modelo vea Apéndice K.

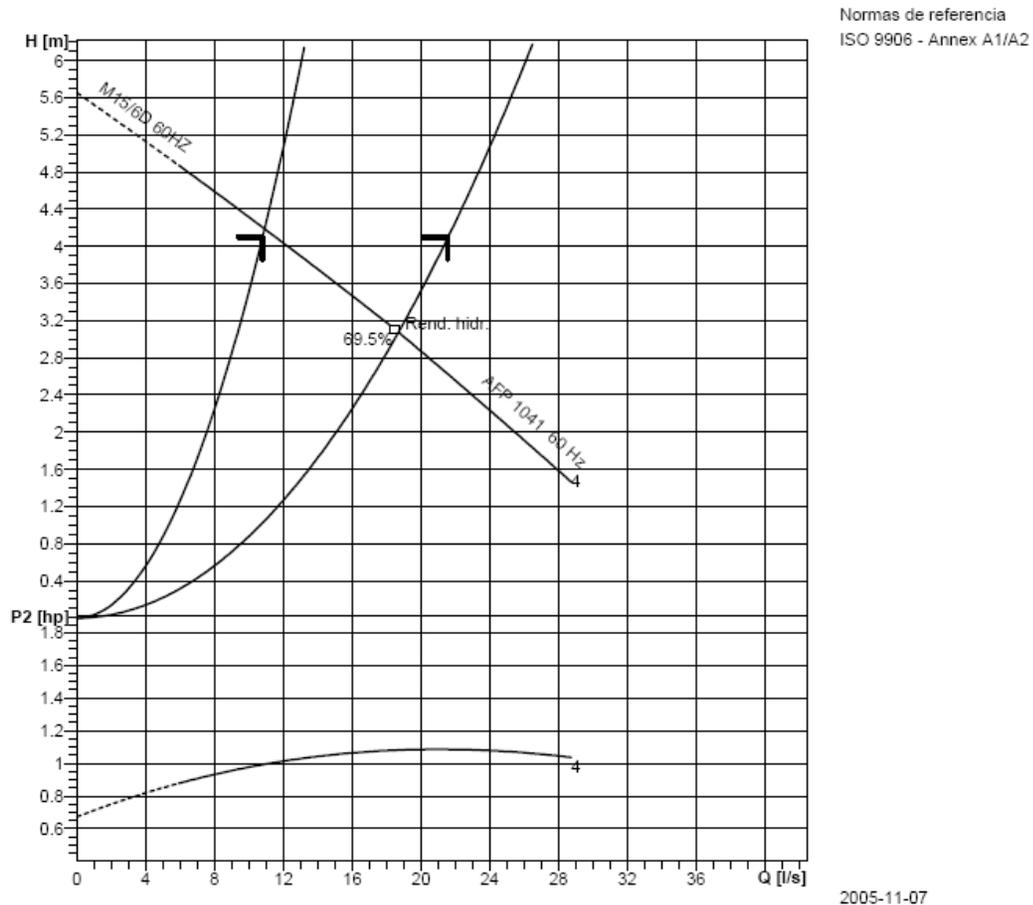


Fig. N° 6. Curva característica de dos bombas ABS AFP 1041 M15/6D 60 Hz.

3.3.4 Sistema de tratamiento

Descripción General

El sistema de tratamiento STAR está formado por: un Tratamiento preliminar para facilitar la operación y mantenimiento del post-tratamiento, un Tratamiento primario en condiciones anaerobias que facilita la sedimentación de partículas que podrían afectar el correcto funcionamiento del siguiente proceso y un Tratamiento secundario de tipo biológico capaz de remover en una magnitud

apreciable de microorganismos patógenos que afectan la salud pública y los ecosistemas de lugar de disposición del efluente final, y se propone la disposición de este efluente tratado para Riego en la Hacienda El Higo, propiedad del Sr. Carlos Valenzuela Úbeda. Debiendo hacer los análisis necesarios para determinar qué tipo de cultivos sean adecuados, según la calidad del efluente.

Diseño hidráulico-Sanitario

Trampa de grasas

Para retener las sustancias grasosas provenientes del comedor del edificio del Internado, se ha propuesto el empleo de dos unidades de Trampa de grasas a la salida de dicho edificio. El caudal de diseño de la TG es de 5.94 L/s con un periodo de retención de 2.53 minutos. Las dimensiones de cada unidad corresponden a una altura de 0.80 m, una longitud y ancho de 0.75 m. Las tuberías de entrada y salida son de 3" (75 mm) ambas. (Ver cálculos en Sección G.5.1 de Apendice G).

Reja de limpieza manual

El caudal de AR sin tratar es transportado directamente de la Red domiciliar a la PTAR, mediante tuberías PVC. La tubería de entrada al sistema es de 8" (200 mm) de diámetro, la cual ingresa al Pozo húmedo. Luego es transportada hacia el canal con Reja. El caudal de diseño del canal y la reja es el caudal de bombeo, con el cual se obtuvo una altura de canal de 0.40 m, un ancho de 0.35 m, una altura de agua de 0.1004 m. Las barras –rectangulares- son de 3/8" (0.9525 cm) de espesor a cada 2.5 cm extremo a extremo, trabajando con una eficiencia satisfactoria de 72.41%, una velocidad de flujo de 0.61 m/s y una velocidad de paso de 0.85 m/s. La pérdida que se genera en la reja es de 0.0693 m por operación –parcialmente obstruida. (Ver cálculos en Sección G.5.2 Apéndice G).

Desarenador

Luego de atravesar el canal con reja, el AR pasa al compartimiento del Desarenador, para retener partículas como la grava y arenas que no pudo retener la reja. El caudal de diseño es de $21.58 \text{ m}^3/\text{s}$ conducido por una unidad hacia la siguiente etapa de tratamiento. Se obtuvo así un ancho de 0.80 m, largo de 4 m, una profundidad inicial de 0.5 m y una profundidad de salida de 0.30 m. Garantizando con estas dimensiones una velocidad horizontal óptima de 0.045 m/s. El tiempo de sedimentación que se garantiza es de 13.33 seg y un tiempo de retención de 89 seg. Debido a las operaciones de limpieza y mantenimiento se deberá construir un by-pass al lado del desarenador con un mismo ancho del canal de 0.35 m y una altura total de 0.60 m. (Ver cálculos en Sección G.5.3 de Apéndice G y Corte G de Planos Constructivos, Apéndice I).

Tanque Séptico

El diseño satisface el empleo de dos unidades en paralelo, ambas de dos cámaras con un periodo de retención de 0.5 días, ya que el caudal medio es superior a los 9000L/día. El caudal de diseño es de 1.33 L/s. Cada unidad tiene una altura útil de 2.0 m sin incluir el borde libre; una longitud total de 12 m dividida en dos cámaras de 8.0 m y 4.0 m respectivamente y un ancho de 3.5 m. Las cámaras deberán estar separadas por una pantalla de 2.25 m de alto, perforada con agujeros de 0.3 m x 0.10 m a cada 20 cm extremos a extremo. Para lograr una mejor distribución de flujo se tiene dos filas de agujeros, la parte inferior de las aberturas está a 1.30 m del fondo del TS y la parte superior a 0.30 m del nivel del líquido. Las tuberías de entrada y salida son de 4" PVC (100 mm). Cada unidad de TS se ha provisto de 3 bocas de limpieza de 0.80 m de largo y 0.80 m de ancho.

La carga de SST en el afluente de las dos unidades es de 447 mg/L y la del efluente de 141.34 mg/L correspondientes al informe de ENACAL del año 2007 (Ver Apéndice E). La carga de Materia orgánica en el afluente es de 432 mg/L y la del efluente es de 231.03 mg/L. Obteniendo una eficiencia del conjunto de

68.38% en remoción de SST y 46.52% en Materia orgánica –DBO-. (Ver Cálculos en sección G.5.4 de Apéndice G).

La cantidad de lodos generada es de 88.71 m³, de acuerdo con el aporte de lodos recomendado por la Norma brasileña NBR 7229/82, pero para favorecer la digestión de los lodos entrantes se sacará el 50 %. Se recomienda un periodo de limpieza o extracción de 300 días, a lo sumo un año. Los lodos han de ser transportados hacia la pila de secado mediante una bomba estacionaria de ½ Hp. El volumen total de lodos digeridos es de 11.09 m³, con lo cual se obtiene una pila de secado de 5 m de ancho y 7.5 m de largo. (Ver cálculos en Sección G.5.6 del Apéndice G).

Filtro Anaerobio de Flujo Ascendente

Luego del tratamiento que ofrece el TS como tratamiento primario, le sigue dos unidades de FAFA, adyacentes a la pared del TS, cuyas dimensiones son: altura útil de 2.5 m, ancho de 3.50 m igual que TS y largo de 5.30 m. El periodo de retención empleado es de 0.50 días. Las tuberías de entrada y salida son de 4" PVC (100 mm). El falso fondo está constituido por una losa de perforada de 0.20 m con agujeros de 3 cm a cada 15 cm centro a centro. Sobre la losa del falso fondo descansan dos lechos de grava, el lecho inferior es de 0.95 m de grava de 4" (100 mm) y el superior de 0.95 m de grava de 2" (50 mm).

La eficiencia del FAFA se propuso de acuerdo a los criterios de las Guías del INAA. De esta forma se está asumiendo una eficiencia de 60% en la remoción de SST y DQO y un 65% en Materia orgánica –DBO- y 90% en remoción de E. Coli por la experiencia que se ha tenido en el país. La concentración en el afluente es de 658 mg/L en DQO y 7E+07 NMP/100mL en E. Coli. (Ver sección G.5.5 Apéndice G). La concentración del efluente del FAFA es de 56.54 mg/L en SST, 80.86 mg/L en Materia orgánica, 263.20 mg/L en DQO y 7E+06 NMP/100mL en E. Coli. Estos valores demuestran que es necesario un tratamiento siguiente, ya que con estos no se garantiza la calidad que cita el Dec. 33-95.

Biofiltro de Flujo Horizontal BFH

Se propone dos unidades de BFH –para evitar el empleo de grandes unidades-, con una pendiente hidráulica del 1% y talud 1:1 en ambas direcciones del largo y ancho.

La planta que se recomienda emplear es el Carrizo y el Lecho filtrante Hormigón rojo con una permeabilidad de 0.007 m/s (considerando el 50% del valor real para diseño), a excepción de los primeros 2.5 y los últimos 1.5 m que deben ser de un material de mayor tamaño como es la Piedra gruesa (Grava) de 4" (100 mm).

El caudal de diseño es de 1.33 L/s y por unidad es de 0.665 L/s. Las dimensiones obtenidas son: altura efectiva de 0.80 m, altura total de 0.90 m, longitud de 29.00 m, longitud superior de 30.80 m, ancho de 25 m, ancho superior de 26.8 m.

El periodo de retención es de 5.07 días, basado en la porosidad de 0.5012³¹ que corresponde al Hormigón rojo del Banco Xiloá (Managua). La carga hidráulica obtenida es de 28.88 m/año.

La eficiencia que ofrece este tratamiento es de 94.12% en remoción de Materia orgánica, garantizando una concentración en el efluente de 4.76 mg/L, 87.83% en DQO y 32.06 mg/L de concentración en el efluente, y 98.73% de E. Coli. La carga en el efluente de E. Coli es de 8.95 E+4 NMP/100mL. Para mayores detalles de los resultados vea Apéndice G.5.7.

Disposición de efluente final

Como se ha mencionado anteriormente se sugiere disponer el efluente final del STAR para Riego de cultivos en la Hacienda El Higo al Noroeste del Recinto. El área de cultivo es de 5 mz, área suficiente para la descarga de 1.33 L/s de agua residual tratada. Para definir qué tipo de cultivos pueden ser irrigados será

³¹ Uso de la Escoria volcánica como agregado grueso para concreto, José Alfonso Jeréz F, 1991 (Tesis monográfica UNI).

necesario realizar los análisis necesarios, y confirmar los resultados aquí obtenidos, ya que con los resultados actuales no se podrá utilizar para riego de cultivos hortícolas, debido a que la concentración de Coliformes excede del máximo citado en la Tabla 4.

Diagnóstico de Impacto Ambiental

Con el resultado del diagnóstico realizado, se deduce que los efectos negativos que trae consigo la construcción de la PTAR, es compensado por los grandes beneficios que se generaran una vez construido el sistema y entre en funcionamiento. Uno de los elementos del ambiente afectados es el aire por el ruido que generarían los equipos de trabajo con una puntuación de -16, y el más favorecido es el Medio socioeconómico y la calidad de vida con una puntuación de +28. (Ver Apéndice I).

Diseño estructural

Del diseño del canal con reja se obtiene: un espesor de 10 cm con refuerzo #3 a cada 20 cm en ambas direcciones. Las barras se deben conectar a la placa de secado de materia retenida, con electrodo E-60 con un tamaño de soldadura de 3/16" como se muestra en los Planos. Debiendo emplear Concreto reforzado con una resistencia a los 28 días f'c de 3000Psi, y acero de refuerzo Grado 40.

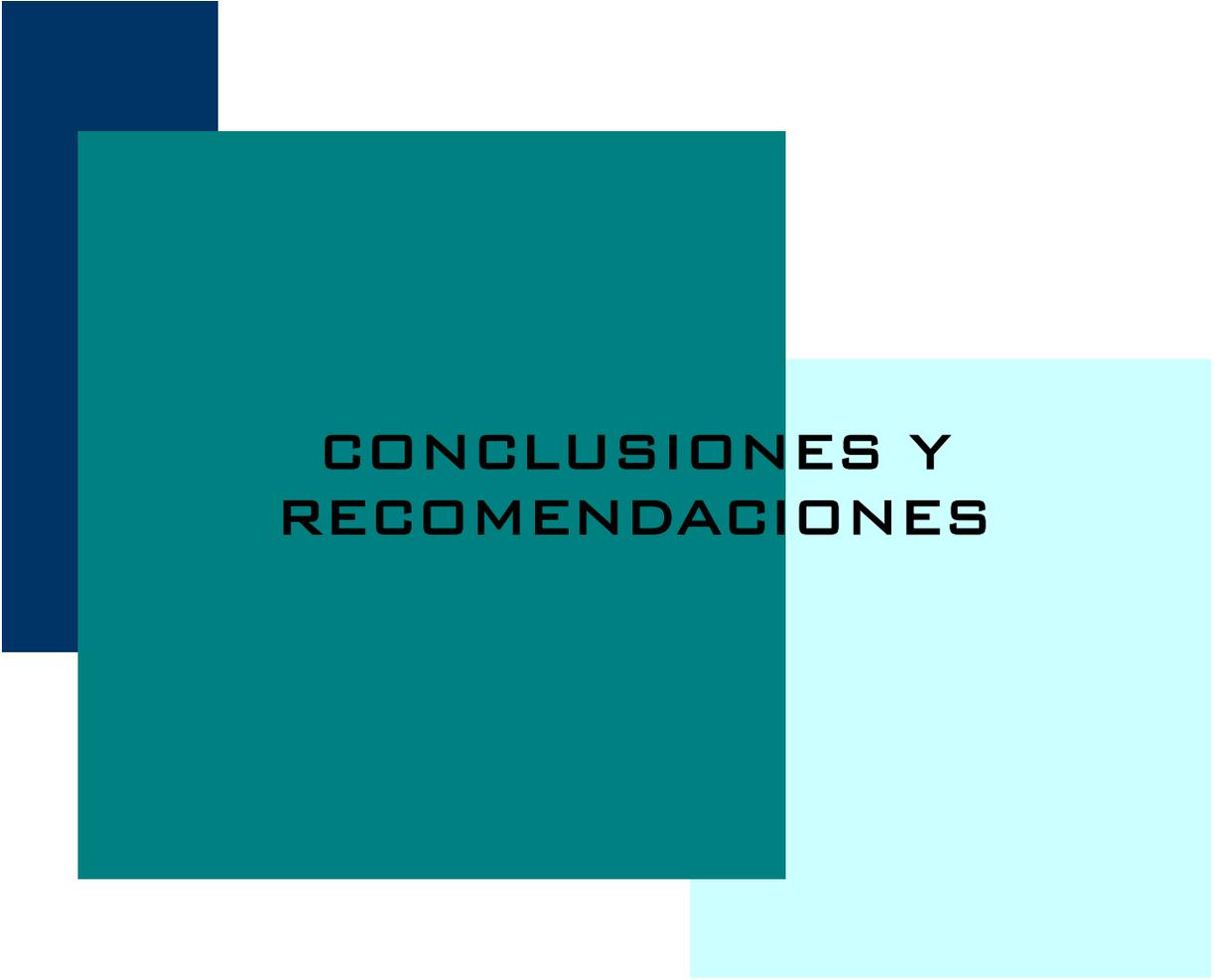
Del diseño del desarenador: espesor de 10 cm en las paredes y fondo de concreto reforzado con una resistencia a los 28 días f'c de 3000 Psi, con refuerzo #3 a cada 20 en ambas direcciones Grado 40.

Del diseño del TS se obtuvo un espesor de 0.20 m para los muros y losa de fondo, y un espesor de 0.15 m en la losa de techo, todo de concreto reforzado con f'c de 3000Psi, con acero de refuerzo vertical #4 a cada 15 cm y acero de refuerzo horizontal #4 a cada 20 cm en las paredes. En la losa de fondo acero de refuerzo principal #4 a cada 15 cm y refuerzo secundario #4 a cada 20 cm. En la losa de techo se obtuvo refuerzo #4 a cada 10 cm en ambas direcciones. (Ver Apéndice H).

Presupuesto

El costo que el Tratamiento con Biofiltro implica está influenciado principalmente por el Costo Unitario de los Materiales y su transporte. De la práctica en la construcción de estos sistemas, se conoce que el costo unitario (per cápita) es mucho mayor cuando se trata de pequeñas poblaciones (1000 a 3000).

El Costo de construcción del proyecto asciende a \$ 232,626.20 y un costo per cápita de \$100.10. (Ver Apéndice J).



CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

- La disposición actual de las aguas residuales no garantiza una evacuación segura al ambiente, ya que el recinto no se encuentra conectado a la red de alcantarillado sanitario ni al sistema de tratamiento locales.
- La red domiciliar externa, conformada por todas aquellas instalaciones externas a los edificios del Recinto, fue diseñada y trazada de tal manera que se pudiera evitar en lo posible un gran volumen de excavación, por tratarse de tramos de tuberías pequeños, y propiciar un proyecto técnica y económicamente viable.
- Como se puede observar en los planos, la topografía del terreno es poco accidentada, pero debido a que no se dispone de mayor información topográfica, algunos tramos de la red se trazaron en contra de la pendiente del terreno, obteniendo profundidades de excavación desde 0.30 a 2.12 m y un volumen total de excavación de 183.96 m³.
- El diseño de red domiciliar se basó en una distancia máxima entre Cajas de Registro de 60 m, para evitar el empleo de una gran cantidad de elementos de inspección y limpieza. La pendiente mínima usada como criterio fue de 0.1%, pese a que las normas sugieren el empleo de 1.5%, sin embargo los resultados son satisfactorios garantizando velocidades de flujo mayores de los 0.30 m/s. Las tuberías tendrán diámetros desde 6" (150 mm) a 8" (200 mm) PVC SDR-41.
- El Sistema de Tratamiento STAR, está compuesto por 3 procesos de tratamiento, como se ha descrito, capaces de garantizar un efluente final sanitariamente seguro, ya que cumple con los valores permisibles citados en el Dec. 33-95, en cuanto a la descarga de AR tratadas para ser dispuestas en riego agrícola.
- Como tratamiento se ha escogido el Biofiltro en lugar de Filtro Intermitente de arena ya que este último tiene dimensiones mucho mayores que el

Biofiltro, requiriendo así mayor área de terreno lo que conduce a un costo más elevado.

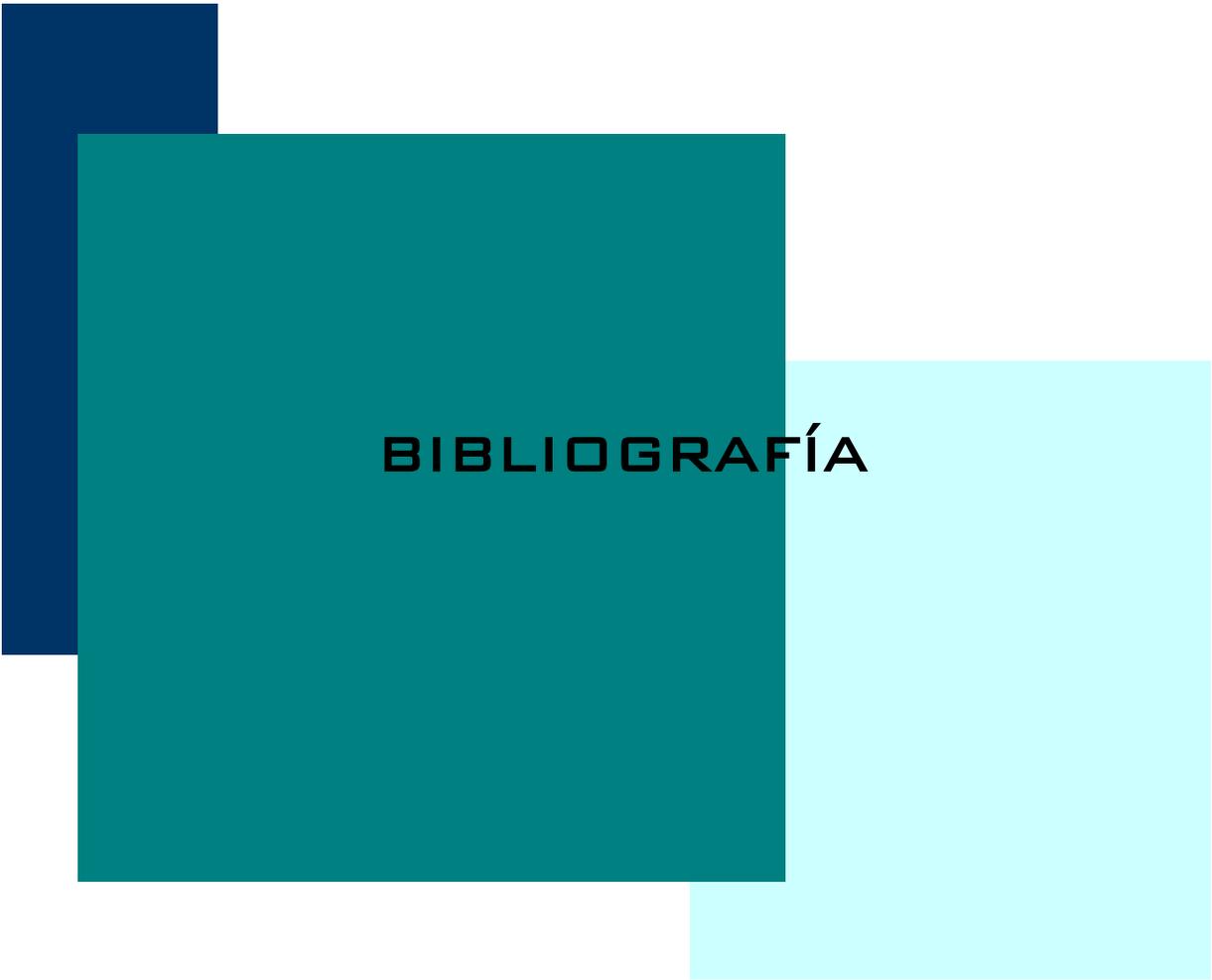
- Las concentraciones de Sólidos Suspendedos Totales SST, Materia orgánica medida con DBO, DQO y Coliformes fecales, son menores de 100, 110, 220 mg/L y $10E+5$ NMP/100mL respectivamente, lo que garantiza la preservación del Medio en que se va a disponer el efluente para riego y la Salud Pública. El caudal estimado para riego de 5mz es de 114.91 m^3 diarios.
- En cuanto a la naturaleza y Medio Ambiente, el Impacto que genera el proyecto aquí presentado es viable, ya que la tendencia de impactos negativos, naturalmente producto de movimiento de tierra, empleo de maquinaria pesada, etc., es contrarrestada por los efectos positivos que trae consigo la construcción de un Sistema de tratamiento de AR en el Recinto, como es la preservación de la salud y cuidado del Medio Ambiente.
- El área por persona equivalente del sistema de tratamiento es de 1.01 m^2 y el área total a cubrir es de 2342.43 m^2 .
- El costo total que involucra el proyecto en la instalación de la red domiciliar y construcción del Sistema de tratamiento es de \$ 232,626.20³², influenciado por el Costo Unitario de los materiales. El costo per cápita es de \$100.10, que es un valor aceptable para Sistemas de tratamiento de acuerdo a disposiciones de la OPS.

³² Cambio del Dólar: 20.6094 (13 Junio 2009).

RECOMENDACIONES

- Realizar un Análisis de caracterización del AR completo en la entrada y a la salida del sistema, así como mediciones del caudal, una vez esté en funcionamiento la planta de tratamiento, para verificar que satisface especificaciones de las normas.
- Realizar un Muestreo Compuesto MC del efluente al riego agrícola, mientras esté en funcionamiento el riego, mensual en época lluviosa y bimensual en época seca (Ver Especificaciones Técnicas, Apéndice K).
- De ser posible realizar nuevamente sondeos de suelo más detallado - ubicarlo con coordenadas y elevación, para tener un mejor conocimiento de la estratigrafía del mismo- del lugar donde se plantea ubicar el Sistema de tratamiento.
- Es importante señalar que el valor de la permeabilidad y porosidad del lecho filtrante del Biofiltro no es un dato real, por lo que sería necesario realizar ese ensaye granulométrico al material a utilizar.
- Gestionar financiamiento para adquirir al menos dos BM Geodésicos, de tal manera que la poligonal del Recinto este referenciada geodésicamente, ya que las referencias citadas acá en cuanto a la orientación de la PTAR no están basadas en el Norte Magnético.
- Realizar las debidas operaciones de inspección y mantenimiento de la red domiciliar, el Sistema de bombeo para agua residual y el sistema de tratamiento en sí, de acuerdo a las Especificaciones Técnicas, para garantizar su correcto funcionamiento.
- Se recomienda subir la rasante del Edificio del Auditorio por lo menos 0.25 m, para garantizar los 0.30 m de desplante de la tubería respecto al NPT, en caso de no desear tener visible la tubería y además garantizar su protección.

- Se recomienda colocar las unidades de Trampa de grasas cerca del edificio de Internado, como se indica en los planos, y evitar que en ellas se depositen las AR de servicios higiénicos, ya que esta se ha diseñado con el objetivo de remover grasa y aceites que provienen de cocina, como se describió antes.
- Se recomienda el empleo del lodo de la Pila de secado en abono de plantas, una vez éste se haya secado.
- Cambio del primer metro del lecho de Hormigón en todo el ancho de la pila de Biofiltro cada 3 años, durante la vida útil del sistema.
- Con el fin de ahorrar el costo del equipo de bombeo, se recomienda negociar la reubicación del STAR en fincas aledañas donde la pendiente del terreno es favorable, y la conducción de la red sea en su totalidad por gravedad.



BIBLIOGRAFÍA

BIBLIOGRAFÍA

1. Como elaborar y asesorar una Investigación de Tesis, Carlos Muñoz Razo, México, Prentice Hall Hispanoamericana, 1998.
2. Especificaciones Técnicas para la Construcción de Tanque séptico, Tanque Imhoff y Lagunas de Estabilización, UNATSABAR-CEPIS, Lima 2005.
3. Evacuación de excretas en las zonas rurales y en las pequeñas comunidades; Edmund G. Wagner, J. N. Lanoix;; OMS/Serie de monografías N°39; Ginebra; 1960.
4. Folleto de Ingeniería Sanitaria II, Ing. María Elena Baldizón, 2006.
5. Guías técnicas para el diseño de Alcantarillado Sanitario y Sistemas de tratamiento de aguas residuales; Nicaragua, Instituto Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillado INAA Ente regulador; Managua, Nicaragua; 2004; 241p: Ilustrado.
6. Hidráulica de canales abiertos, Ven Te Chow, Clásicos Mc Graw-Hill Ineramericana, 1994.
7. Ingeniería Ambiental, 2da Edición; J. Glynn Henry, Gary W. Heinke; México: Pearson Educación; 1999.
8. Ingeniería de aguas residuales, Redes de alcantarillado y Bombeo; Metcalf & Eddy; México Mc Graw-Hill, 1999.
9. Ingeniería de Aguas Residuales, Tratamiento, Vertido y Reutilización; Metcalf & Eddy; México, Mc Graw-Hill, 1999.
10. Ingeniería Sanitaria, Tratamiento y Evacuación; Metcalf & Eddy; México, Mc Graw-Hill, 1985.

11. Manual de Diseño de estaciones depuradoras de aguas residuales 1ra Ed.; Aurelio Hernández Lehmann; Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puentes RUGARTE L.S., Madrid, 1997.
12. Manual de Instalaciones Hidráulicas, Sanitarias, aire, gas y Vapor, 2da Edición; Zepeda, Sergio; México: Limusa, 2000, 675p.
13. Manual de Instalaciones Hidrosanitarias en Edificios, Costa Rica.
14. Manual de Mantenimiento de los Sistemas de Alcantarillado Sanitario y Sistemas de Tratamiento, INAA, 2005.
15. NBR 7229/82 - Instalações Hidráulicas Domiciliares; Ronaldo Sergio de Araujo Coelho, Brasil.
16. Norma Boliviana NB 688 Instalaciones sanitarias - Alcantarillado sanitario, pluvial y tratamiento de aguas residuales; Dirección General de Saneamiento Básico DIGESBA, 2001.
17. Plan Maestro de UNI-Norte; Arq. Claudia Carolina Santamaría Montano, Arq. Claudia Suyen Tapia Quiroz, Arq. Geovanny Xavier Gutiérrez Camacho; 2007-2019.
18. Proyecto ASTEC-CIEMA, Sucher & Holzer, Austria-Nicaragua, 2005.
19. Rectangular Concrete Tanks; Portland Cement Association, Revised Fifth Edition; Illinois 1995.
20. Reglamento Nacional de Edificaciones; Ministerio de la Vivienda, Construcción y Saneamiento; Perú, Junio 2006.
21. Revista Ambiente Centroamericano, Empresa Nacional de Estudios Territoriales (ENACAL)- Nicaragua - AIDIS, Enero 2002.
22. Tratamiento de aguas residuales en pequeñas poblaciones; Ron Crites,

George Tchobanoglaus, Bogotá Colombia A.S; McGraw-Hill Interamericana, 2000; 775p: Ilustrado.

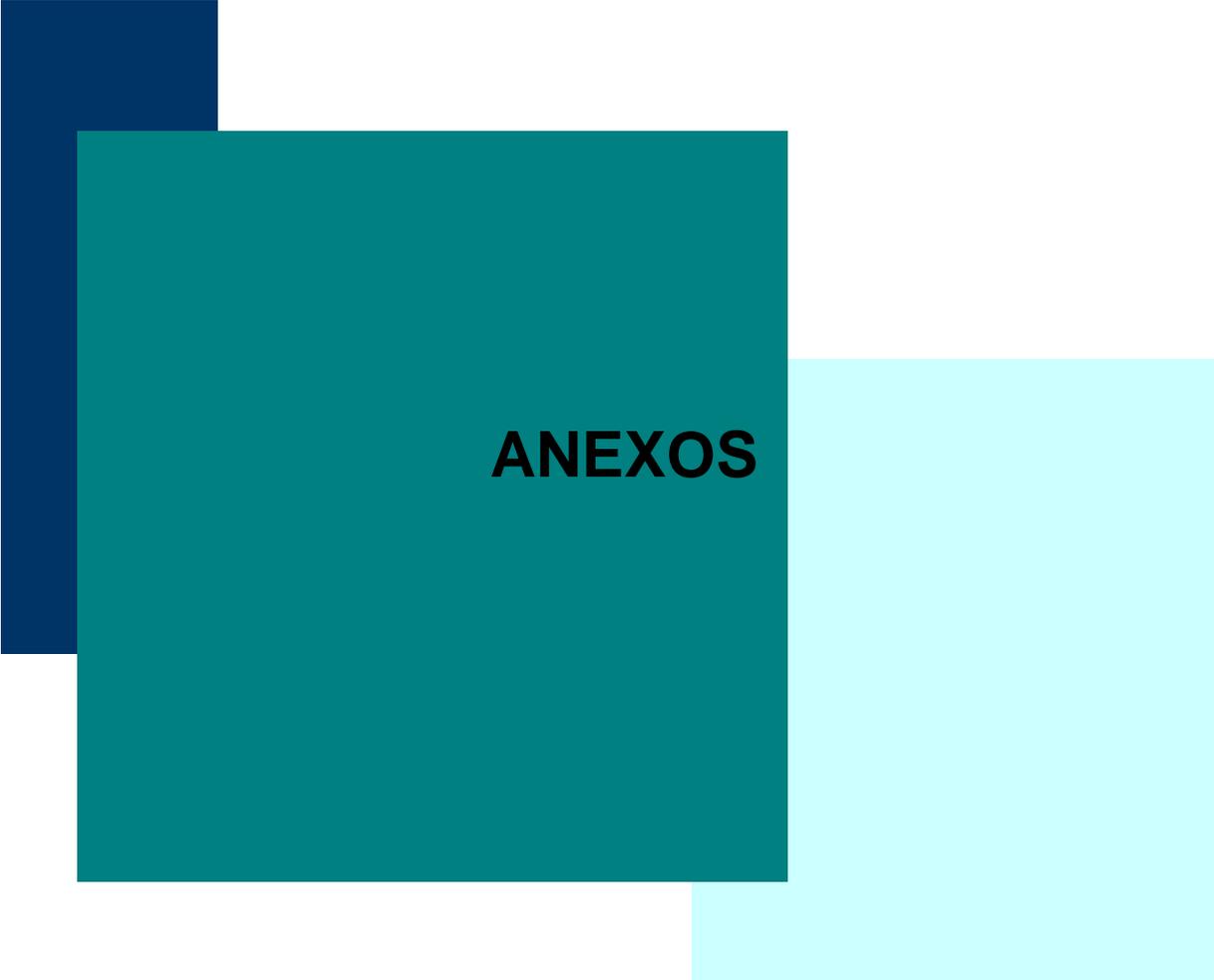
23. Uso de la Escoria volcánica como agregado grueso para concreto, José Alfonso Jeréz F, 1991 (Tesis monográfica). SE QUITARIA SI NO SE USA HORMIGON ROJO.

24. Wikipedia es.wikipedia.org

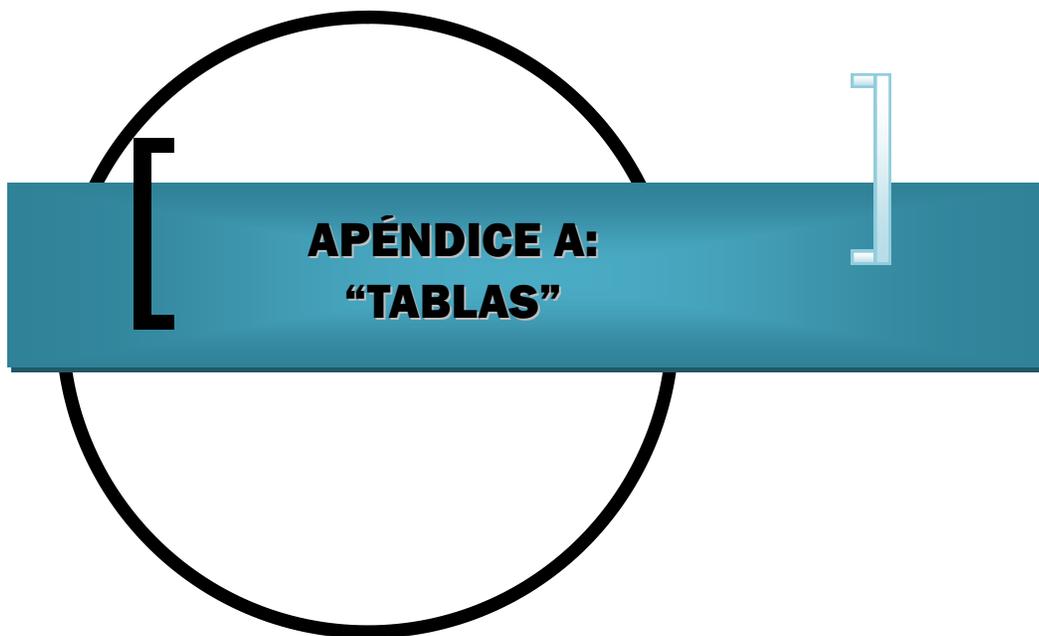
25. [INIFOM www.inifom.gog.ni](http://www.inifom.gog.ni)

26. http://www.ambienteecologico.com/ediciones/2004/088_01.2004/088_Investigacion_Cepis.php

3



ANEXOS



**APÉNDICE A:
"TABLAS"**

A. TABLAS

Tabla A. 1 Factor de corrección de caudal por la sumergencia en Canaleta Parshall, W de 1 pie a 8 pies

TAMAÑO DE LA CANALETA W (PIES)	FACTOR DE CORRECCIÓN
1	1
1.5	1.4
2	1.8
3	2.4
4	3.1
6	4.3
8	5.4

Tabla A. 2 Factor de corrección de caudal por la sumergencia en Canaleta Parshall, W de 10 pies a 50 pies

TAMAÑO DE LA CANALETA W (PIES)	FACTOR DE CORRECCIÓN
10	1
12	1.2
15	1.5
20	2
25	2.5
30	3
40	4
50	5

Tabla A. 3 Unidades de descarga y diámetro mínimo en derivaciones simples y sifones de descarga

TIPO DE MUEBLE O APARATO	UNIDADES DE DESCARGA			DIÁMETRO MÍNIMO DEL SIFÓN Y DERIVACIÓN		
	CLASE			CLASE		
	1 a	2 a	3 a	1 a	2 a	3 a
Lavabo	1	2	2	32 mm 1¼ pulg	32 mm 1¼ pulg	32 mm 1¼ pulg
W.C	4	5	6	75 mm 3 pulg	75 mm 3 pulg	75 mm 3 pulg
Tina	3	4	4	38 mm 1¼ pulg	50 mm 2 pulg	50 mm 2 pulg
Bide	2	2	2	32 mm 1¼ pulg	32 mm 1¼ pulg	32 mm 1¼ pulg
Regadera	2	3	3	38 mm 1¼ pulg	50 mm 2 pulg	50 mm 2 pulg
Urinario suspendido	2	2	2	38 mm 1¼ pulg	38 mm 1¼ pulg	38 mm 1¼ pulg
Urinario vertical	-	4	4	- -	50 mm 2 pulg	50 mm 2 pulg
Fregadero de viviendas	3	-	-	38 mm 1¼ pulg	- -	- -
Fregadero de restaurante	-	8	8	- -	75 mm 3 pulg	75 mm 3 pulg
Lavadero (ropa)	3	3	-	38 mm 1¼ pulg	38 mm 1¼ pulg	- -
Vertedero	-	8	8	100 mm 4 pulg	100 mm 4 pulg	- -
Bebedero	1	1	1	32 mm 1¼ pulg	32 mm 1¼ pulg	32 mm 1¼ pulg
Cuarto de baño completo con lavabo, W.C, tina y bide	7	-	-	75 mm 3 pulg	75 mm 3 pulg	75 mm 3 pulg

Tipo de instalaciones:

Clase 1ª: Servicio privado, aplicable a instalaciones en viviendas, cuartos de baño privado, hoteles o instalaciones similares, destinadas al uso por un individuo o una familia.

Clase 2ª: Servicio semipúblico, correspondientes a instalaciones en edificios de oficinas, fábricas, de equipamiento e industrias, en donde los muebles o aparatos son usados por un número limitado de personas que ocupan la edificación.

Clase 3ª: Servicio público, donde no existe limitación en el número de personas ni en el uso, tal es el caso de los baños públicos, sitios de espectáculos y centros de reunión, terminales y en escuelas y similares.

Tabla A. 4 Gastos máximos probables en edificios en función de UM (L/s)

UM	T	V	UM	T	V	UM	T	V	UM	T	V
1	0.10	0.00	170	3.79	5.36	860	11.80	11.98	3250	29.00	29.00
2	0.15	0.00	175	3.85	5.41	880	12.00	12.14	3300	29.30	29.30
3	0.20	0.00	180	3.91	5.42	900	12.20	12.30	3350	29.60	29.60
4	0.26	0.00	185	3.98	5.56	920	12.37	12.46	3400	30.30	30.30
5	0.38	0.00	190	4.04	5.58	940	12.55	12.62	3450	30.60	30.60
6	0.42	1.56	195	4.10	5.60	960	12.72	12.78	3500	30.90	30.90
7	0.46	1.61	200	4.15	5.63	980	12.90	12.94	3550	31.30	31.30
8	0.49	1.67	205	4.23	5.70	1000	13.07	13.10	3600	31.60	31.60
9	0.53	1.71	210	4.29	5.76	1050	13.49	13.50	3650	31.90	31.90
10	0.57	1.77	215	4.34	5.80	1100	13.90	13.90	3700	32.30	32.30
12	0.63	1.86	220	4.39	5.84	1150	14.38	14.38	3750	32.60	32.60
14	0.70	1.95	225	4.42	5.92	1200	14.85	14.85	3800	32.90	32.90
16	0.76	2.03	230	4.45	6.00	1250	15.18	15.18	3850	33.30	33.30
18	0.83	2.12	236	4.50	6.10	1300	15.50	15.50	3900	33.60	33.60
20	0.89	2.21	240	4.54	6.20	1350	15.90	15.90	3950	33.90	33.90
22	0.96	2.29	245	4.59	6.30	1400	16.20	16.20	4000	34.30	34.30
24	1.04	2.36	250	4.64	6.37	1450	16.60	16.60	4050	34.60	34.60
26	1.11	2.44	255	4.71	6.43	1500	17.00	17.00	4100	34.90	34.90
28	1.19	2.51	260	4.78	6.48	1550	17.40	17.40	4500	39.50	39.50
30	1.26	2.59	265	4.86	6.54	1600	17.70	17.70	5000	43.50	43.50
32	1.31	2.65	270	4.93	6.60	1650	18.10	18.10	5500	46.30	46.30
34	1.36	2.71	275	5.00	6.66	1700	18.50	18.50	6000	49.00	49.00
36	1.42	2.78	280	5.07	6.71	1750	18.90	18.90	6500	52.60	52.60
38	1.46	2.84	285	5.15	6.76	1800	19.20	19.20	7000	56.00	56.00
40	1.52	2.90	290	5.22	6.83	1850	19.60	19.60	7500	59.00	59.00
42	1.58	2.96	295	5.29	6.89	1900	19.90	19.90	8000	63.00	63.00
44	1.63	3.03	300	5.36	6.94	1950	20.14	20.14	8500	65.50	65.50
46	1.69	3.09	320	5.61	7.13	2000	20.40	20.40	9000	68.50	68.50
48	1.74	3.16	340	5.86	7.32	2050	20.80	20.80	9500	71.50	71.50
50	1.80	3.22	360	6.12	7.52	2100	21.20	21.20	10000	74.40	74.40
55	1.94	3.35	380	6.37	7.71	2150	21.60	21.60	10500	77.50	77.50
60	2.08	3.47	400	6.62	7.90	2200	21.90	21.90	11000	80.50	80.50
65	2.18	3.57	420	6.87	8.09	2250	22.30	22.30	11500	83.50	83.50
70	2.27	3.66	440	7.11	8.28	2300	22.60	22.60	12000	86.50	86.50
75	2.34	3.78	460	7.36	8.17	2350	23.00	23.00	12500	89.60	89.60
80	2.40	3.91	480	7.60	8.66	2400	23.40	23.40	13000	92.50	92.50
85	2.48	4.00	500	7.85	8.85	2450	23.70	23.70	13500	95.50	95.50
90	2.57	4.10	520	8.08	9.02	2500	24.00	24.00	14000	98.50	98.50
95	2.68	4.20	540	8.32	9.20	2550	24.40	24.40	14500	101.50	101.50
100	2.78	4.29	560	8.55	9.37	2600	24.70	24.70	15000	104.50	104.50
105	2.88	4.36	580	8.79	9.55	2650	25.10	25.10	15500	106.50	106.50
110	2.97	4.42	600	9.02	9.72	2700	25.50	25.50	16000	109.50	109.50
115	3.06	4.52	620	9.24	9.89	2750	25.80	25.80	16500	112.50	112.50
120	3.15	4.61	640	9.46	10.05	2800	26.10	26.10	17000	115.50	115.50
125	3.22	4.71	680	9.88	10.38	2850	26.40	26.40	17500	118.50	118.50
130	3.28	4.80	700	10.10	10.55	2900	26.70	26.70	18000	121.50	121.50
135	3.35	4.86	720	10.32	10.74	2950	27.00	27.00	18500	124.50	124.50

UM	T	V	UM	T	V	UM	T	V	UM	T	V
140	3.41	4.92	740	10.54	10.93	3000	27.30	27.30	19000	127.50	127.50
145	3.48	5.02	760	10.76	11.12	3050	27.60	27.60	19500	130.50	130.50
150	3.54	5.13	780	10.98	11.31	3100	28.00	28.00	20000	133.50	133.50
155	3.60	5.18	800	11.20	11.50	3150	28.30	28.30	25000	163.00	163.00
160	3.66	5.24	820	11.40	11.66	3200	28.70	28.70	30000	194.00	194.00
165	3.73	5.30	840	11.60	11.82	-	-	-	-	-	-

Donde:

T: es inodoro con tanque

V: es inodoro con válvula

UM: Unidades muebles de descarga.

Tabla A. 5 Datos de temperatura máxima absoluta

Estación: - ESTELI / ESTELI

Latitud: 13° 07' 00" N

Código: 45 031

Longitud: 86° 21' 36" W

Años: 1970 - 2004

Elevación: 815 msnm

Parámetro: Temperatura máxima absoluta (°C)

Tipo: HMO

Año	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre	Media
1970	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1971	-	-	32.0	34.5	32.7	30.0	29.8	30.5	29.5	29.0	29.5	28.0	30.6
1972	28.5	31.5	33.5	34.0	33.0	30.5	30.5	30.0	31.5	32.5	31.5	30.0	31.4
1973	30.5	30.5	35.0	35.0	33.0	32.0	30.0	30.5	29.0	28.0	29.0	29.5	31.0
1974	28.0	30.0	31.5	31.5	35.5	30.0	-	-	-	28.0	-	27.5	30.3
1975	-	30.5	32.5	30.0	-	-	26.5	28.0	-	-	-	27.7	29.2
1976	27.5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	27.5
1977	-	-	-	-	-	-	-	-	31.0	-	-	-	31.0
1978	-	30.6	-	-	-	-	27.5	-	-	-	27.0	-	28.4
1979	-	28.6	-	31.2	-	-	-	-	28.4	-	-	-	29.4
1980	-	-	-	-	-	-	-	-	28.0	-	-	-	28.0
1981	30.2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	30.2
1982	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1983	-	27.8	35.8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	31.8
1984	-	29.8	-	-	-	-	-	-	-	27.8	-	-	28.8
1985	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	27.0	27.0
1986	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1987	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1988	-	-	-	-	-	30.0	28.3	24.2	25.2	28.0	-	-	27.1
1989 - 2004	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Suma	144.7	239.3	200.3	196.2	134.2	152.5	172.6	143.2	202.6	173.3	117.0	169.7	441.6
Media	28.9	29.9	33.4	32.7	33.6	30.5	28.8	28.6	28.9	28.9	29.3	28.3	29.4
Máximo	30.5	31.5	35.8	35.0	35.5	32.0	30.5	30.5	31.5	32.5	31.5	30.0	377.0
Mínimo	27.5	27.8	31.5	30.0	32.7	30.0	26.5	24.2	25.2	27.8	27.0	27.0	0.0

Tabla A. 6 Datos de Temperatura mínima absoluta

Estación: - ESTELI / ESTELI Latitud: 13° 07' 00" N
 Código: 45 031 Longitud: 86° 21' 36" W
 Años: 1970 - 2004 Elevación: 815 msnm
 Parámetro: Temperatura mínima absoluta (°C) Tipo: HMO

Año	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre	Media
1970	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1971	-	-	8.1	10.5	13.2	13.7	13.0	10.5	14.0	15.0	10.5	10.5	11.9
1972	9.5	8.5	8.5	11.5	16.0	15.4	14.0	12.0	15.0	10.5	12.5	10.0	12.0
1973	9.5	9.0	12.5	13.0	15.0	13.5	13.0	13.0	14.5	16.0	11.0	7.0	12.3
1974	8.5	7.0	9.5	12.0	15.5	17.5	-	-	14.5	15.0	-	17.5	13.0
1975	-	11.5	13.5	19.0	-	-	18.0	19.0	-	-	-	5.5	14.4
1976	11.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	11.0
1977	-	-	-	-	-	-	-	-	16.0	-	-	-	16.0
1978	-	-	-	-	-	-	17.6	-	-	-	15.7	-	16.7
1979	-	18.5	-	19.7	-	-	-	-	18.5	-	-	-	18.9
1980	-	-	-	-	-	-	-	-	19.0	-	-	-	19.0
1981	8.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	8.0
1982	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1983	-	20.3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	20.3
1984	-	12.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	12.4
1985	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	13.8	13.8
1986	-	-	-	-	-	-	-	-	-	19.1	-	-	19.1
1987	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1988	-	-	-	-	-	18.0	16.9	19.6	18.1	19.5	-	-	18.4
1989	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1990	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1991	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1992	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1993	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1994	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1995	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1996	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1997	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1998	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1999	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2001	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2002	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2003	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2004	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Suma	46.5	87.2	52.1	85.7	59.7	78.1	92.5	74.1	129.6	95.1	49.7	64.3	237.1
Media	9.3	12.5	10.4	14.3	14.9	15.6	15.4	14.8	16.2	15.9	12.4	10.7	14.8
Máximo	11.0	20.3	13.5	19.7	16.0	18.0	18.0	19.6	19.0	19.5	15.7	17.5	147.0
Mínimo	8.0	7.0	8.1	10.5	13.2	13.5	13.0	10.5	14.0	10.5	10.5	5.5	0.0

Tabla A. 7 Datos de Temperatura media

Estación: - ESTELI / ESTELI

Código: 45 031

Años: 1970 - 2004

Parámetro: temperatura media (°C)

Latitud: 13° 07' 00" N

Longitud: 86° 21' 36" W

Elevación: 815 msnm

Tipo: HMO

Año	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre	Media
1970	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1971	-	-	24.5	24.8	24.6	23.3	23.5	23.2	22.0	22.4	21.8	21.2	23.1
1972	21.5	21.9	23.5	25.6	24.8	23.6	24.1	23.7	24.5	24.1	23.3	22.7	23.6
1973	22.1	23.1	25.3	26.2	25.0	23.6	23.2	22.7	22.4	22.4	22.0	20.3	23.2
1974	20.7	21.2	22.6	23.9	24.1	-	-	-	-	23.3	-	22.2	22.6
1975	-	22.3	24.8	25.8	-	-	22.8	22.7	-	-	-	20.6	23.2
1976	20.3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	20.3
1977	-	-	-	-	-	23.3	23.3	-	23.6	-	23.3	-	23.4
1978	-	-	-	-	-	-	24.5	-	-	-	22.3	-	23.4
1979	-	23.8	26.2	26.2	-	-	-	-	23.6	-	-	-	24.9
1980	-	-	-	-	-	-	-	-	23.9	-	-	-	23.9
1981	20.8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	20.8
1982	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1983	-	24.6	-	-	29.1	-	-	-	-	-	-	-	26.9
1984	-	21.6	-	-	-	-	22.6	-	-	-	-	-	22.1
1985	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	21.3	21.3
1986	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1987	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1988	-	-	-	-	-	23.5	23.0	22.8	21.5	24.1	-	-	23.0
1989	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1990	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1991	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1992	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1993	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1994	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1995	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1996	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1997	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1998	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1999	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2001	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2002	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2003	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2004	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Suma	105.4	158.5	146.8	152.5	127.6	117.3	186.8	115.1	161.4	116.2	112.6	128.3	345.5
Media	21.1	22.6	24.5	25.4	25.5	23.5	23.4	23.0	23.1	23.2	22.5	21.4	23.0
Máximo	22.1	24.6	26.2	26.2	29.1	23.6	24.5	23.7	24.5	24.1	23.3	22.7	283.3
Mínimo	20.3	21.2	22.6	23.9	24.1	23.3	22.6	22.7	21.5	22.4	21.8	20.3	0.0

Tabla A. 8 Datos de humedad relativa

Estación: - ESTELI / ESTELI
 Código: 45 031
 Años: 1970 - 2004
 Parámetro: Humedad relativa (%)

Latitud: 13° 07' 00" N
 Longitud: 86° 21' 36" W
 Elevación: 815 msnm
 Tipo: HMO

Año	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre	Media
1970	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1971	-	-	48.8	53.4	65.2	72.5	76.5	69.8	80.8	80.7	98.7	70.8	71.7
1972	66.9	60.4	52.9	49.2	66.1	74.4	69.2	66.5	65.1	67.5	69.7	66.3	64.5
1973	61.4	55.7	51.0	52.1	62.5	72.3	75.5	78.5	80.6	83.1	75.0	79.1	68.9
1974	82.9	79.2	73.9	69.4	89.3	67.0	-	-	-	-	-	72.5	76.3
1975	-	60.3	57.0	-	-	-	-	70.2	-	-	-	70.3	64.4
1976	77.2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	77.2
1977	-	-	-	-	-	-	-	-	70.0	-	-	-	70.0
1978	-	-	-	-	-	-	73.0	-	-	-	77.0	-	75.0
1979	-	58.0	-	55.0	-	-	-	-	-	-	-	-	56.5
1980	-	-	-	-	-	-	-	-	93.0	-	-	-	93.0
1981	66.5	55.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	60.7
1982	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1983	-	69.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	69.0
1984	-	67.0	53.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	60.0
1985	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	72.0	72.0
1986	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1987	-	68.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	68.0
1988	-	-	-	-	-	83.5	77.7	87.0	85.7	76.0	-	-	82.0
1989	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1990	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1991	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1992	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1993	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1994	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1995	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1996	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1997	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1998	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1999	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2001	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2002	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2003	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2004	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Suma	354.9	572.6	336.5	279.1	283.1	369.6	371.9	372.1	475.1	307.3	320.5	430.9	1129.3
Media	71.0	63.6	56.1	55.8	70.8	73.9	74.4	74.4	79.2	76.8	80.1	71.8	70.6
Máximo	82.9	79.2	73.9	69.4	89.3	83.5	77.7	87.0	93.0	83.1	98.7	79.1	826.8
Mínimo	61.4	55.0	48.8	49.2	62.5	67.0	69.2	66.5	65.1	67.5	69.7	66.3	0.0

Tabla A. 9 Datos de evaporación de pana

Estación: - ESTELI / ESTELI

Código: 45 031

Años: 1970 - 2004

Parámetro: Evaporación de pana (mm)

Latitud: 13° 07' 00" N

Longitud: 86° 21' 36" W

Elevación: 815 msnm

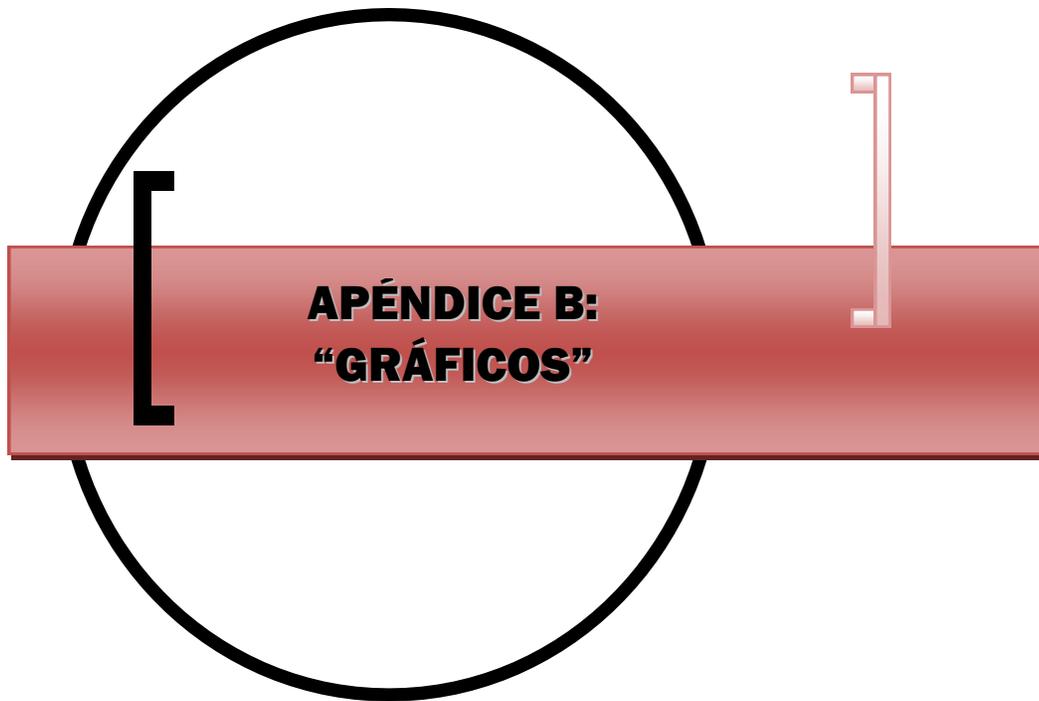
Tipo: HMO

Año	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre	Suma
1970	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1971	-	-	60.1	289.2	206.4	160.3	176.1	168.7	124.9	122.1	118.7	152.0	1578.5
1972	155.7	188.3	226.0	265.7	164.1	161.3	204.6	211.5	181.1	172.5	156.4	182.7	2269.9
1973	196.5	240.2	264.9	265.3	210.6	125.0	128.2	125.0	107.4	79.9	129.5	149.8	2022.3
1974	184.0	207.6	230.4	275.8	83.5	149.0	174.6	175.3	-	139.2	163.7	158.7	1941.8
1975	156.6	186.4	245.3	276.7	217.5	175.6	189.2	155.5	61.4	124.3	-	141.3	1929.8
1976	171.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	60.0	171.2	402.6
1977	209.7	211.6	278.6	252.6	181.9	123.5	177.1	174.6	115.7	131.2	132.2	160.0	2148.7
1978	188.5	202.7	227.4	226.7	198.4	132.5	129.1	145.1	27.2	124.3	142.7	145.9	1890.5
1979	201.6	208.4	238.2	31.4	-	-	-	-	3.0	120.6	114.4	140.9	1058.5
1980	164.6	202.2	259.6	235.7	220.6	144.9	148.4	132.4	135.7	114.7	118.0	140.8	2017.6
1981	193.1	198.7	236.2	206.3	158.4	117.9	167.3	140.9	138.3	128.3	145.4	152.7	1983.5
1982	166.3	175.5	235.0	231.6	66.9	132.1	25.5	205.9	159.6	147.2	155.6	167.6	1868.8
1983	209.2	196.2	250.4	225.6	247.5	158.6	161.7	158.4	141.9	135.1	122.9	167.7	2175.2
1984	184.0	182.5	234.9	232.8	207.2	157.5	148.4	147.6	131.3	139.2	141.4	162.1	2068.9
1985	190.3	188.5	256.2	218.6	195.0	143.0	152.4	160.4	151.7	132.0	128.1	161.0	2077.2
1986	196.0	181.7	233.6	225.3	180.8	139.1	161.2	185.3	150.8	128.2	138.9	170.7	2091.6
1987	208.6	214.3	228.5	232.1	168.7	-	-	-	125.6	171.6	171.8	167.6	1688.8
1988	201.0	207.4	-	183.9	183.6	133.2	74.5	119.7	122.3	116.6	112.2	137.5	1591.9
1989	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1990	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1991	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1992	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1993	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1994	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1995	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1996	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1997	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1998	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1999	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2001	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2002	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2003	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2004	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Suma	3177.1	3192.2	3705.3	3875.3	2891.1	2153.5	2218.3	2406.3	1877.9	2227.0	2251.9	2830.2	32806.1
Media	186.9	199.5	231.6	228.0	180.7	143.6	147.9	160.4	117.4	131.0	132.5	157.2	1822.6
Máximo	209.7	240.2	278.6	289.2	247.5	175.6	204.6	211.5	181.1	172.5	171.8	182.7	2269.9
Mínimo	155.7	175.5	60.1	31.4	66.9	117.9	25.5	119.7	3.0	79.9	60.0	137.5	0.0

Tabla A. 10 Datos de precipitación

Estación: - ESTELI / ESTELI Latitud: 13° 07' 00" N
 Código: 45 031 Longitud: 86° 21' 36" W
 Años: 1962 - 2004 Elevación: 815 msnm
 Parámetro: Precipitación (mm) Tipo: HMO

Año	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre	Suma
1962	10.9	0.0	1.3	0.0	-	159.8	54.6	46.4	33.3	43.6	0.0	0.0	349.9
1963	9.9	0.8	2.5	40.0	7.1	45.9	43.3	30.4	119.3	138.2	118.1	0.0	555.5
1964	-	0.0	-	22.6	115.5	246.7	57.8	121.3	159.9	147.8	14.9	5.6	892.1
1965	0.0	2.5	0.0	0.0	148.2	97.2	26.4	23.2	224.1	237.3	15.2	0.0	774.1
1966	2.5	0.0	37.1	24.9	189.8	326.3	115.6	39.3	143.4	197.4	2.5	4.6	1083.4
1967	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1968	0.0	0.0	1.3	0.0	160.9	173.4	37.5	27.9	215.1	193.4	32.7	0.0	842.2
1969	0.0	0.0	22.9	17.2	102.1	132.0	40.1	240.9	178.4	262.9	9.1	0.0	1005.6
1970	4.5	0.0	6.6	32.7	224.3	106.1	186.0	108.8	341.8	77.4	29.4	6.8	1124.4
1971	4.5	0.0	2.0	2.3	141.7	42.9	23.5	138.1	148.9	150.9	26.6	4.7	686.1
1972	2.5	1.1	0.0	0.0	210.5	173.0	19.6	5.6	16.5	45.0	15.8	14.4	504.0
1973	2.3	2.1	1.6	3.6	101.3	92.0	112.2	186.7	192.2	235.9	16.8	1.3	948.0
1974	4.3	0.2	4.1	2.1	111.2	98.6	51.8	45.9	-	103.4	0.7	1.4	423.7
1975	4.1	0.4	0.3	0.0	61.0	30.8	37.6	51.4	460.2	132.3	-	0.0	778.1
1976	2.1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.0	2.6	4.7
1977	0.0	1.0	0.0	18.0	322.7	185.4	12.2	35.9	138.3	39.5	39.8	2.0	794.8
1978	2.8	4.7	11.0	1.5	220.5	55.7	135.3	63.5	65.8	78.7	5.8	0.0	645.3
1979	0.2	0.0	0.5	0.1	-	-	-	-	39.3	263.5	69.9	8.1	381.6
1980	0.9	0.5	1.7	0.7	295.7	240.0	71.7	100.5	211.4	307.8	52.7	2.1	1285.7
1981	0.0	6.1	33.4	8.3	184.8	373.4	34.9	159.2	82.0	111.0	13.6	19.8	1026.5
1982	14.4	8.5	0.2	52.7	565.5	180.5	24.5	7.2	158.3	39.2	47.9	5.1	1104.0
1983	1.5	7.0	26.3	12.3	46.0	234.7	81.9	96.0	95.1	84.3	31.4	6.9	723.4
1984	1.6	7.2	99.7	6.4	16.4	107.7	68.1	116.2	250.1	99.0	13.2	2.8	788.4
1985	0.8	0.4	10.6	88.9	190.8	75.0	57.7	93.0	70.3	164.6	88.7	1.6	842.4
1986	0.0	13.8	0.0	0.0	442.3	78.7	39.1	38.0	78.5	120.8	21.3	2.9	835.4
1987	31.8	1.3	21.4	21.6	130.4	-	-	-	81.3	40.7	1.0	12.3	341.8
1988	0.0	1.4	-	183.9	122.8	208.6	53.1	343.9	464.1	194.2	46.0	2.1	1620.1
1989-2004	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Suma	101.6	59.0	284.5	539.8	4111.5	3464.4	1384.5	2119.3	3967.6	3508.8	713.1	107.1	20361.2
Media	4.1	2.4	12.4	21.6	178.8	150.6	60.2	92.1	165.3	140.4	28.5	4.1	783.1
Máximo	31.8	13.8	99.7	183.9	565.5	373.4	186.0	343.9	464.1	307.8	118.1	19.8	1620.1
Mínimo	0.0	0.0	0.0	0.0	7.1	30.8	12.2	5.6	16.5	39.2	0.0	0.0	0.0



**APÉNDICE B:
“GRÁFICOS”**

B. GRÁFICOS

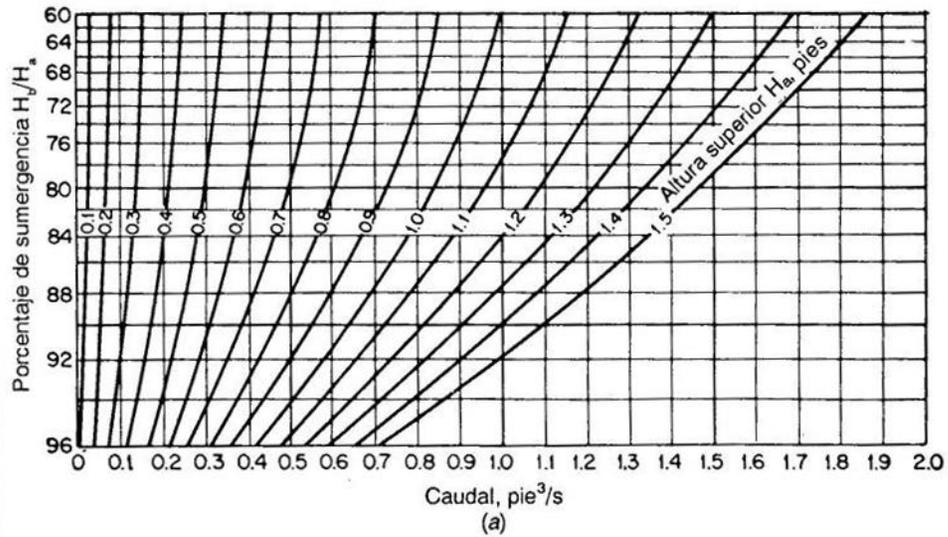


Gráfico B. 1 Corrección por sumergencia en Canaleta Parshall para un ancho de garganta de 3"

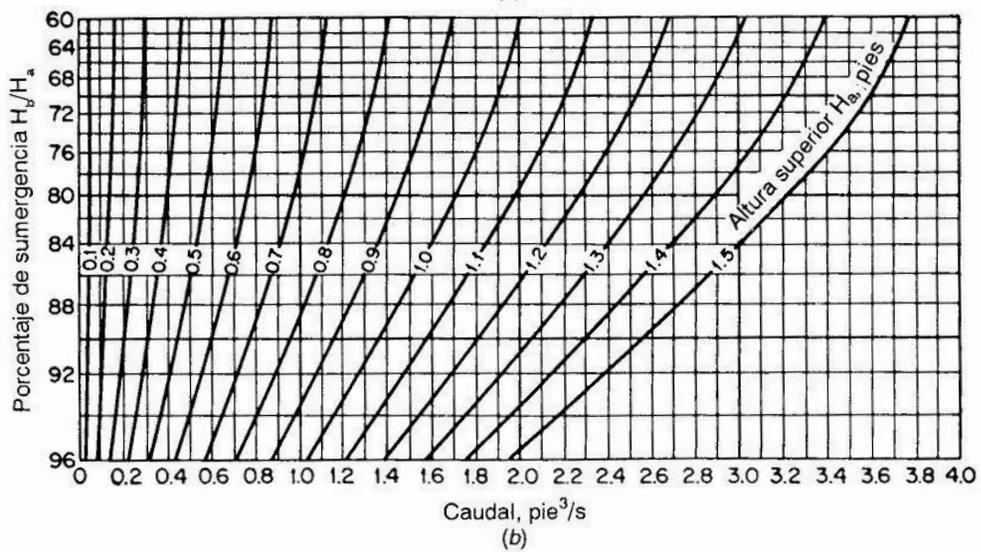


Gráfico B. 2 Corrección por sumergencia en Canaleta Parshall para un ancho de garganta de 6"

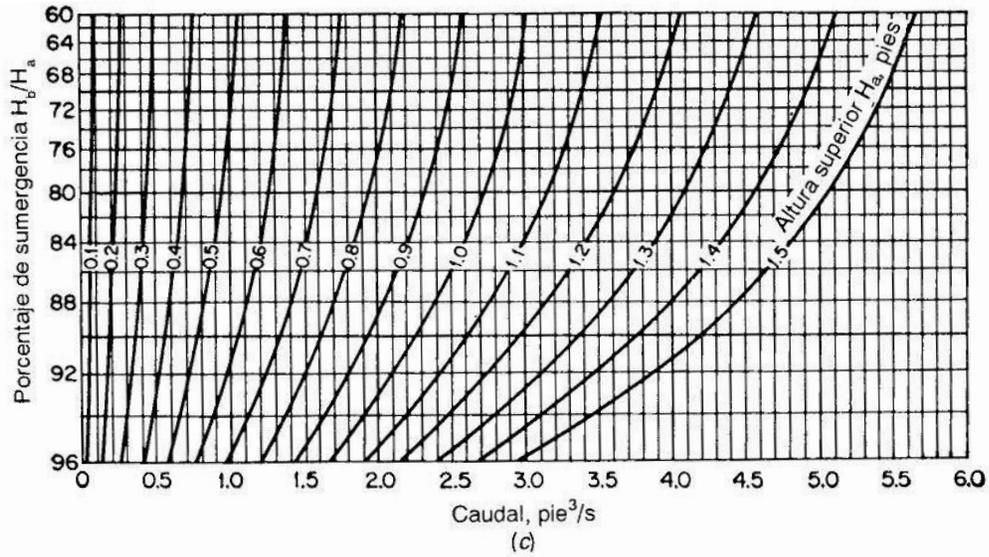


Gráfico B. 3 Corrección por sumergencia en Canaleta Parshall para un ancho de garganta de 9"

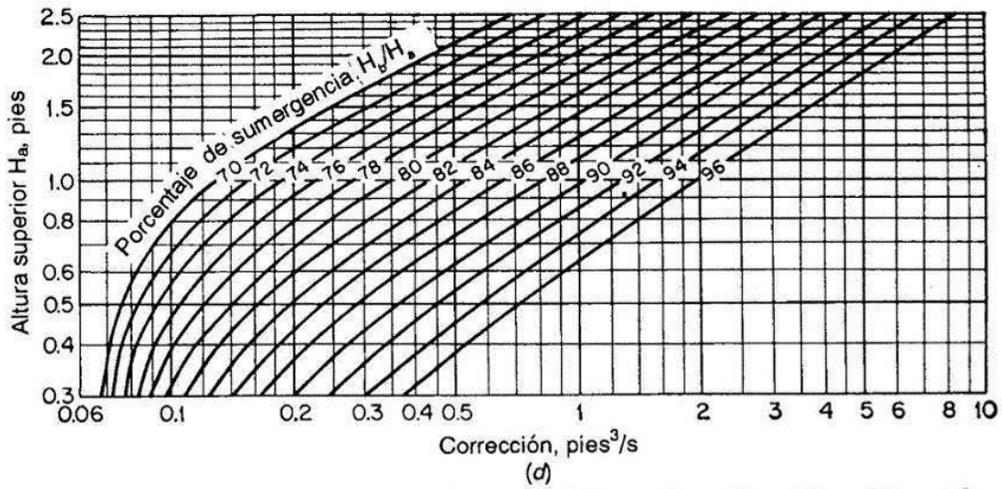


Gráfico B. 4 Corrección por sumergencia en Canaleta Parshall para un ancho de garganta de 1 pie

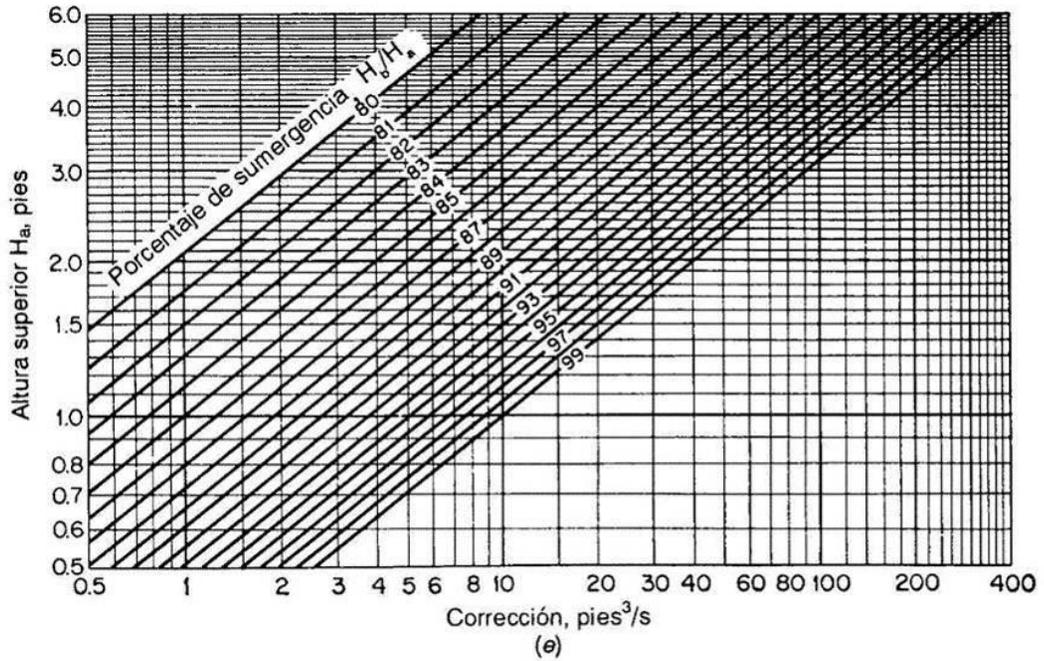


Gráfico B. 5 Corrección por sumergencia en Canaleta Parshall para un ancho de garganta de 10 pies

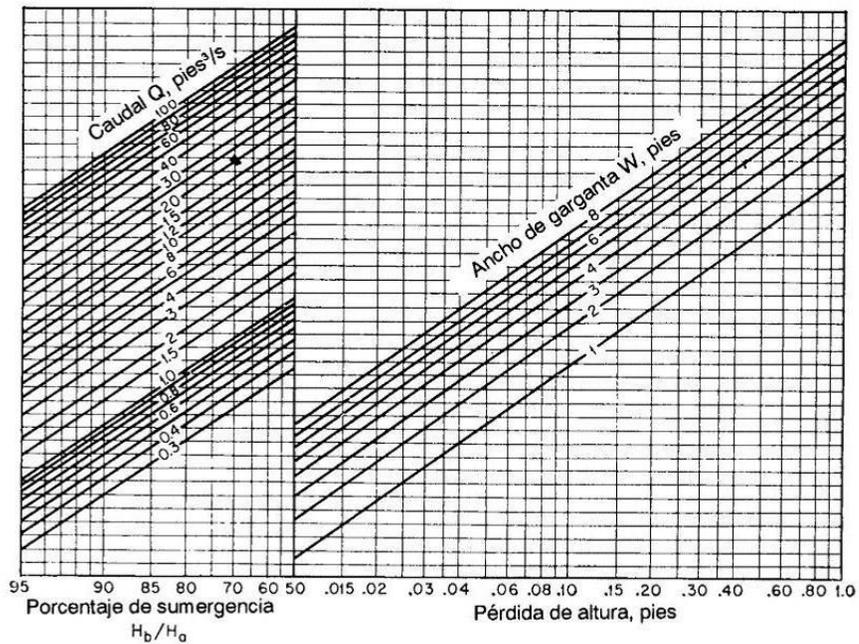


Gráfico B. 6 Pérdida de carga en Canaleta Parshall de ancho de garganta de 1 a 8 pies

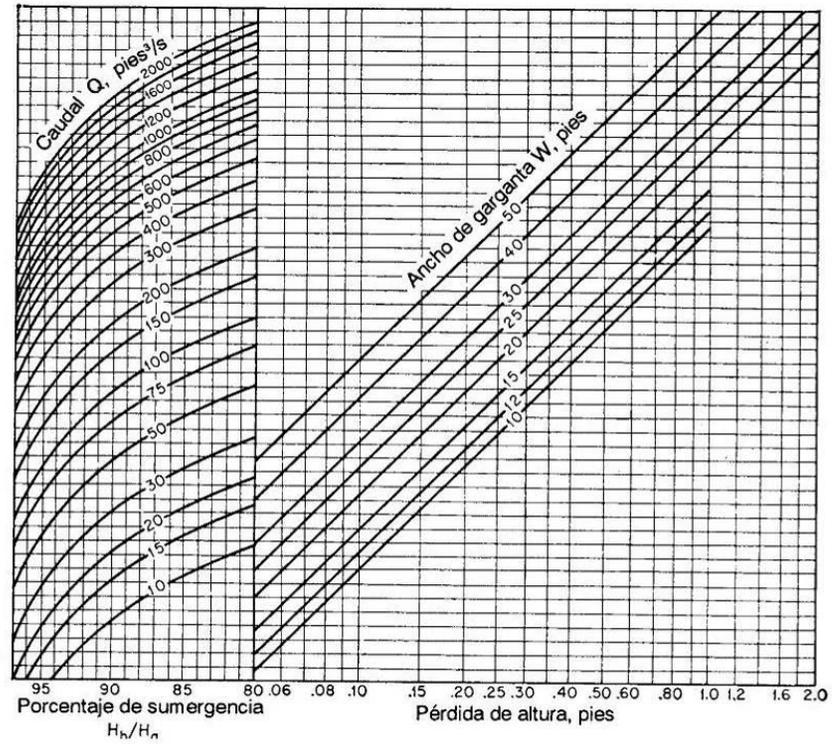


Gráfico B. 7 Pérdida de carga en Canaleta Parshall de ancho de garganta de 10 a 50 pies

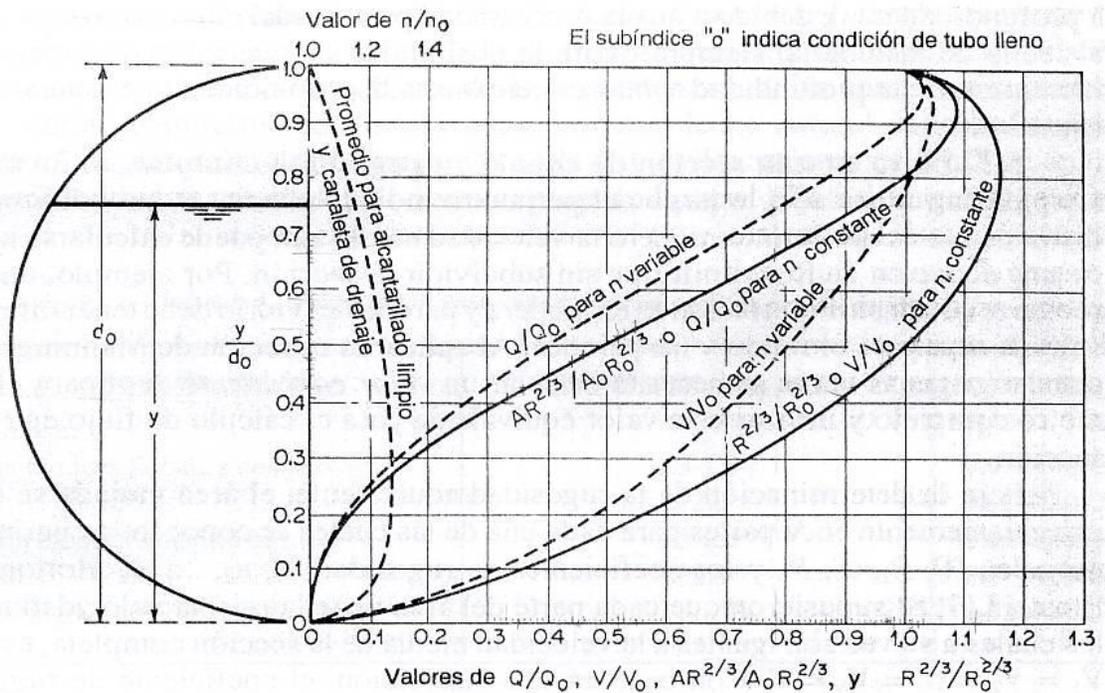
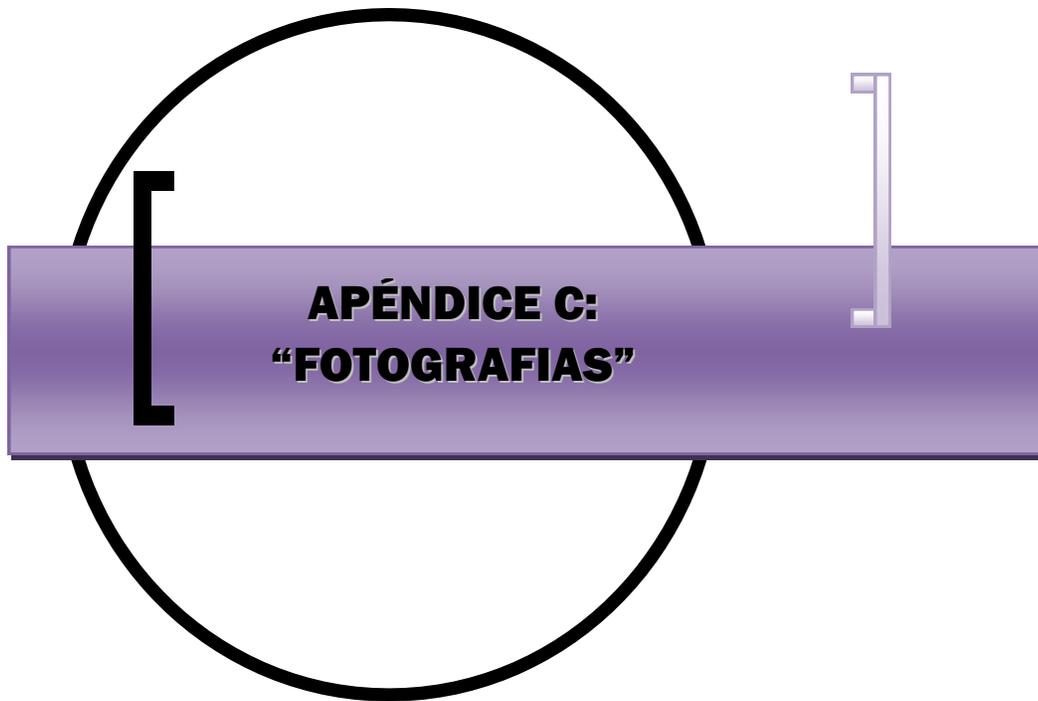


Gráfico B. 8 Características del flujo de secciones circulares



**APÉNDICE C:
“FOTOGRAFIAS”**

C. FOTOGRAFÍAS



Foto C.1 Toma de muestra del agua residual a analizar de una caja de registro



Foto C.2 Medición PH de la muestra de agua residual



Foto C. 3 Medición con una probeta graduada de las muestras a recolectar



Foto C.4 Medición de Sólidos Sedimentables con el Cono Imhoff



Foto C.5 Preservación de las muestras en termo con hielo



Foto C.6 Calicatas realizadas para el ensaye de infiltración

Las dimensiones de las calicatas eran de 1.5 m x 1.5 m por 1 m de profundidad. En la fotografía se observa como las calicatas se llenaban de agua, lo que impidió la realización del ensaye.



Foto C.7 Agujero dentro de calicatas

Dentro de la calicata se realizó un agujero de 30cmx30cmx30cm, dentro del cual se hace el ensaye, pero debido al material rocoso y a la presencia del agua, no fue posible excavar el agujero.

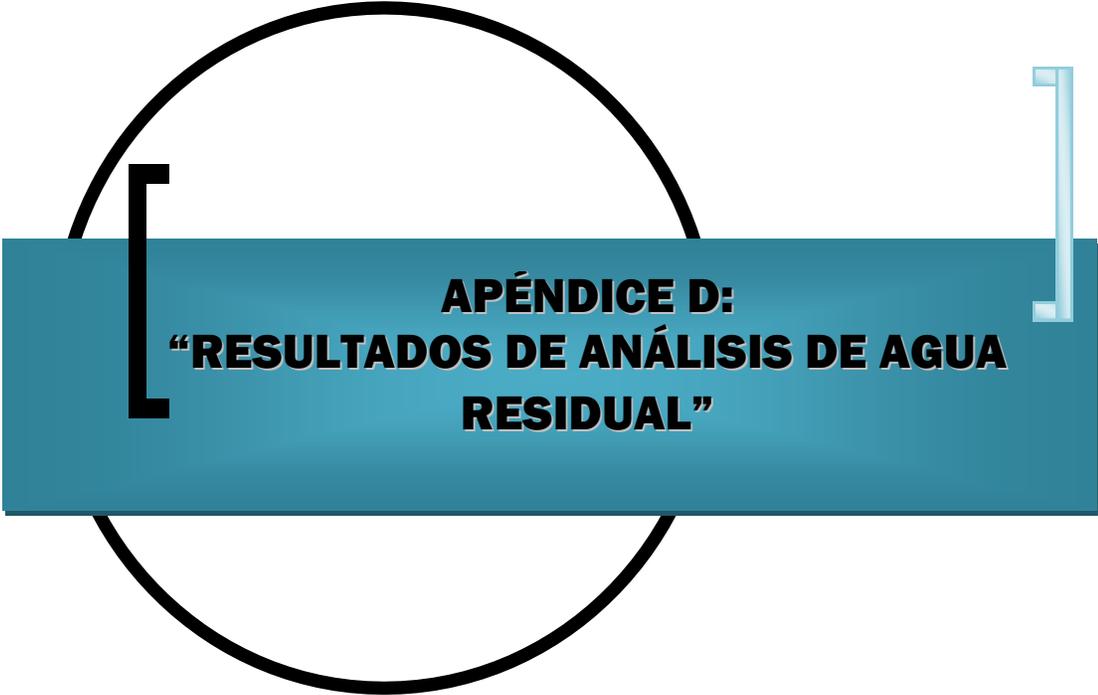


Foto C.8 Extracción del agua de calicatas

Se extrajo el agua dentro de las calicatas, las cuales volvían a llenarse de agua lo que no permitió realizar el ensaye.



Foto C.9 Parcela que sería destinada al riego con el agua tratada



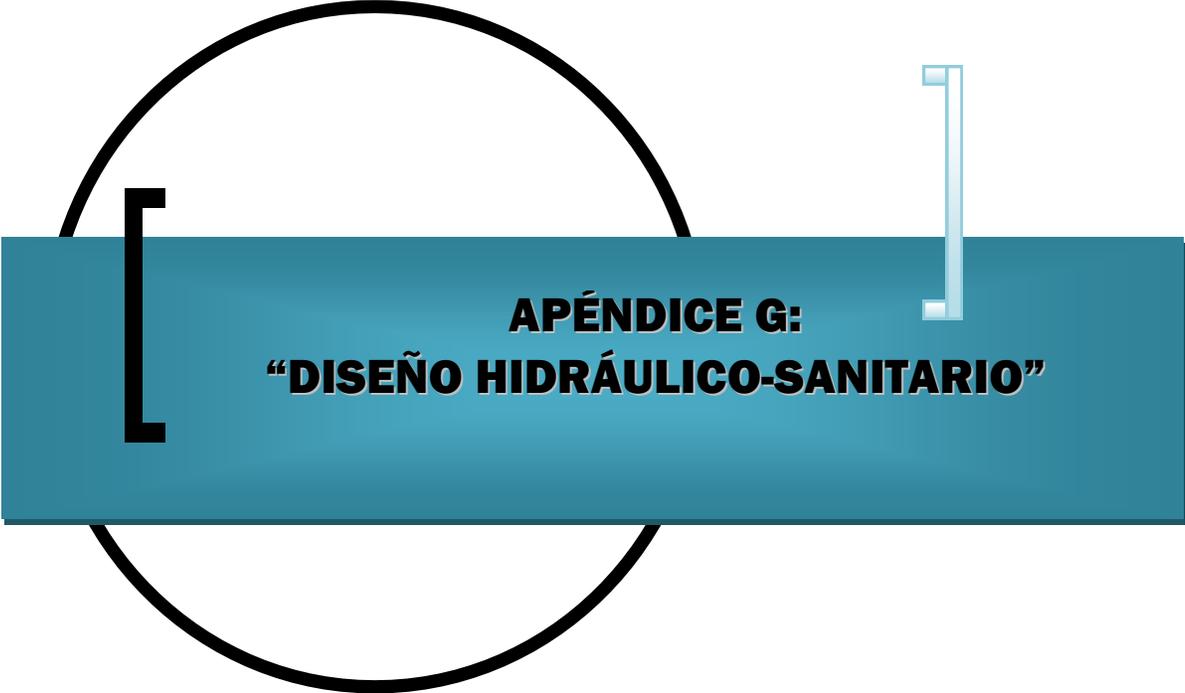
**APÉNDICE D:
“RESULTADOS DE ANÁLISIS DE AGUA
RESIDUAL”**



**APÉNDICE E:
“CARACTERÍSTICAS DEL AGUA RESIDUAL
DEL MUNICIPIO DE ESTELÍ”**



APÉNDICE F:
“ESTUDIO DE SUELO-2004”



APÉNDICE G:
“DISEÑO HIDRÁULICO-SANITARIO”

G. DISEÑO HIDRÁULICO-SANITARIO

G.1 CÁLCULO DE CAUDAL

Caudal medio

$$Q_{med} = \sum Q_{medi} \quad Q_{medi} = P_i \cdot C_i$$

Donde:

P: Población

Dot: Dotación de consumo (Lppd)

c_r : Coeficiente de retorno (0.8 - 0.6)

$$c_r = 0.8$$

C: Contribución de agua residual (lppd)

$$C = Dot \cdot c_r$$

La población está formada por estudiantes, administrativos, docentes y trabajadores de servicio. En la siguiente tabla se muestra la cantidad distribuida por tipo de población. La cantidad total de estudiantes es de 3964, 1982 por turno. La cantidad de docentes considerada es 159 correspondiente al 4% de la población estudiantil total. En el edificio de administración, se incluye la cantidad de docentes y 30 administrativos. Para el caso de los estudiantes internos se ha considerado una dotación mayor que para los otros tipos de población, ya que éstos permanecen la mayor parte del día allí, y hacen un mayor uso de los aparatos sanitarios. Así a la cantidad total de estudiantes se resta la cantidad de estudiantes internos y se divide por dos.

Tipo de población	Población (persona)	Dotación ^a (Lppd)	C (Lppd)	Q_{medi} (m ³ /s)
Estudiantes Internos	272	150	120	0.00038
Estudiantes Externos	1846	50	40	0.00085
Administrativos/Docentes	206	50	40	0.00010

Total 2324

^a Ver Tabla 1 $Q_{med} = 0.00133 \text{ m}^3/\text{s}$

Caudal máximo

Está basado en las Unidades Mueble de descarga

Equivalencia de aparatos sanitarios en UM^b

Aparato Sanit.	UM _i
$I(T)$	6
Ur	2
Lm	2
Fr	2
Lv	3
D	3

Simbología:

$I(T)$: Inodoro de tanque

Ur : Urinario

Lm : Lavamano

Fr : Fregadero

Lv : Lavadero

D: Ducha

UM_i: Unidad Mueble/tipo de aparato

^b Manual de Instalaciones Hidrosanitarias, Sergio Zepeda.

Área de la planta 2342.43 m²

Área / persona equivalente 1.01 m²/PE

Aparatos sanitarios por edificio y su equivalencia en UM

EDIFICIO	APARATOS						UM
	I (T)	Ur	Lm	Fr	Lv	D	
Biblioteca	9	4	13	0	3	0	97
Edificio educat.	48	24	55	3	16	0	500
Administracion	17	6	26	2	2	0	176
Auditorio	9	3	12	0	2	2	96
Residencia	53	8	47	22	28	36	664

Total UM = 1533

El caudal correspondiente a UM es tomado de la Tabla A.4 del Apéndice A

$$Q_{m\acute{a}x} = 0.01726 \text{ m}^3/\text{s}$$

G.2 CANALETA PARSHALL

DATOS	SIMBOLOS	UNIDAD	FÓRMULAS	CRITERIOS	VALOR
Caudal de diseño	Q_b	l/s			21.575
Ancho de Garganta Propuesto	W	m^3/s		$1/2B \leq W \leq 1/3B$	0.021575
					0.50 B
					0.18
					0.225
Ancho de extremo aguas arriba de canaleta (D):	D	m			0.575
Constante	k				0.535
Exponente	n				1.530
Dimensiones	N	m			0.229
	K	m			0.076
	C	m			0.380
CÁLCULOS					
Altura en la sección de medición D'	h_a	m	$h_a = \sqrt[3]{Q/k}$		0.1226
Relacion Altura de agua en D' -Ancho de garganta			ha/W	$0,4 < ha/W < 0,8$ ¡Ok!	0.55
Ancho de la canaleta en la sección de medición (D'):		m	$D' = 2/3(D - W) + W$		0.458
Velocidad en la sección de medición	v_o	m/s	$v_o = Q/(D' \cdot h_a)$		0.38
Energía Específica	E_o	m	$E_o = h_a + N + v_o^2/2g$		0.359
Caudal específico en la garganta de canal	q		$q = Q/W$		0.096
Angulo	θ		$\theta = \cos^{-1} \left[\frac{q \cdot g}{(2/3 g \cdot E_o)^{5/3}} \right]$		105.1480
Velocidad antes del resalto	v_1	m/s	$v_1 = 2 \cdot \sqrt{2/3 g \cdot E_o} \cdot \cos(\theta/3)$		2.51
Altura antes del salto hidráulico	h_1	m	$h_1 = Q/(v_1 \cdot W)$		0.0382
Comprobación del numero de Froude	N_f		$N_f = v_1 / \sqrt{g \cdot h_1}$	> 1 , ¡Ok!	4.10

Altura después del resalto	h_2	m	$h_2 = \frac{h_1}{2} \left(\sqrt{1 + 8N_f^2} - 1 \right)$		0.2032
Velocidad en el resalto	v_2	m/s	$v_2 = Q / (h_2 \cdot W)$		0.47
Altura de la sección de salida del canal	h_3	m	$h_3 = h_2 - (N - K)$		0.0502
Velocidad en la sección de salida	v_3	m/s	$v_3 = Q / C \cdot h_3$		1.1310
Pérdida de carga	h_f	m	$h_f = \frac{(h_2 - h_1)^3}{4h_1 h_2}$		0.1446
Sumergencia			$S = h_b / h_a = h_1 / h_a$	<60%, ¡No requiere corregir caudal!	31.16

G.3 DISEÑO DE LA RED DOMICILIAR EXTERNA

Caudal de diseño por tramo de tubería

Q_D : caudal obtenido de la sumatoria de Unidades Muebles de Descarga por edificio.

Coefficiente de Manning (Tub. PVC): 0.009

TRAMO DE	A	LONG. m	D mm	UM	Q_D L/s
CR-1	CR-3	35.24	150	664	9.71
CR-2	CR-3	52.07	150	176	3.86
CR-3	CR-5	34.69	200	840	11.60
CR-4	CR-5	17.12	150	500	7.85
CR-5	CR-10	30.49	200	1340	15.82
CR-6	CR-7	16.41	150	96	2.70
CR-7	CR-8	50.17	150	96	2.70
CR-8	CR-10	19.36	150	96	2.70
CR-9	CR-10	39.46	150	97	2.72
CR-10	CR-11	26.63	200	1533	17.26

321.64

G.3.1. Análisis Hidráulico de la Red Domiciliar Externa

TRAMO	LONG.	D	N.T.N		PENDIENTE		Q _d	Q _{LL}	Q _d /Q _{LL}	V _{LL}	V _d /V _{LL}	V _d	Y/D	Y	PÉRDIDA	
			A. ARR.	A. AB.	T.N.	TUBO										%
DE	m	mm	m	m	%	L/s	L/s		m/s		m/s		m	m		
1	3	35.24	150	99.53	99.57	-0.11	0.2	9.710	9.838	0.987	0.56	1.14	0.63	0.80	0.12	0.0051
2	3	52.07	150	99.11	99.57	-0.88	0.1	3.860	6.956	0.555	0.39	1.029	0.4	0.54	0.080	0.0021
3	5	34.69	200	99.57	99.38	0.55	0.1	11.600	14.981	0.774	0.48	1.104	0.53	0.66	0.132	0.0035
4	5	17.12	150	99.13	99.38	-1.46	0.2	7.850	9.838	0.798	0.56	1.109	0.62	0.67	0.101	0.0049
5	10	30.49	200	99.38	99.00	1.25	0.2	15.820	21.187	0.747	0.67	1.096	0.74	0.64	0.129	0.0070
6	7	16.41	150	98.04	98.33	-1.77	0.1	2.700	6.956	0.388	0.39	0.937	0.37	0.43	0.065	0.0017
7	8	50.17	150	98.33	98.75	-0.84	0.1	2.700	6.956	0.388	0.39	0.937	0.37	0.43	0.065	0.0017
8	10	19.36	150	98.75	99.00	-1.29	0.1	2.700	6.956	0.388	0.39	0.937	0.37	0.43	0.065	0.0017
9	10	39.46	150	98.35	99.00	-1.65	0.1	2.720	6.956	0.391	0.39	0.937	0.37	0.43	0.065	0.0017
10	11	26.63	200	99.00	99.67	-2.52	0.25	17.260	23.688	0.729	0.75	1.092	0.82	0.63	0.127	0.0086

Usar en todas la mínima pediente que las Guías INAA recomienda: 0.03

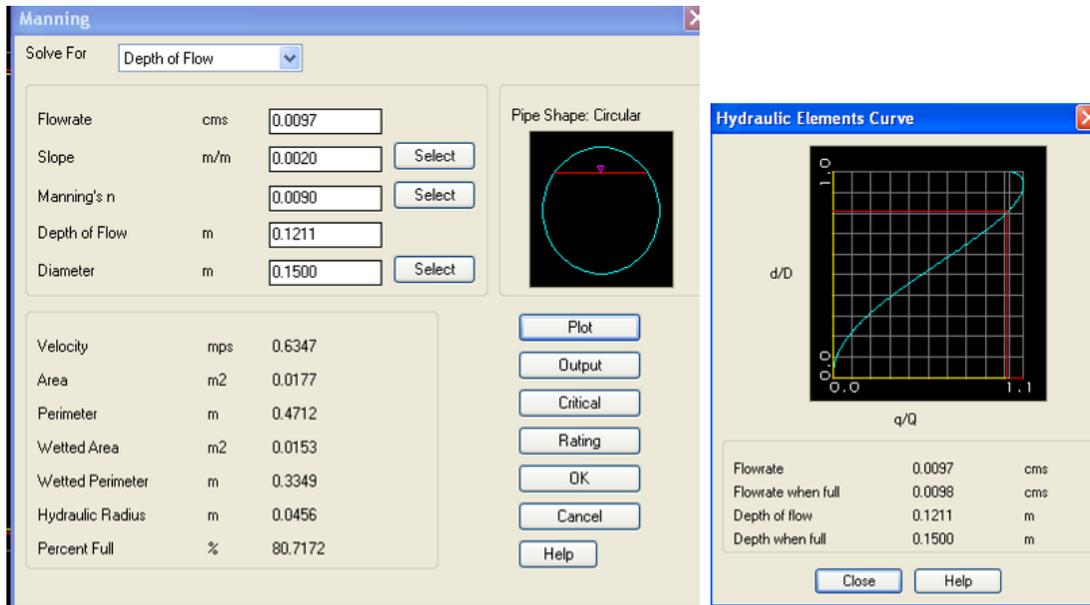
G.3.2. Análisis Topográfico de la Red Domiciliar externa-Excel

TRAMO	LONG.	D	PENDIENTE		N.T.N		COBERT.		ELEV. CORONA		ELEV. INVERT		PROF. EXCAV.		Ancho Exc.	Vol. Exc.	
			T.N.	TUBO	A. ARR.	A. AB.	A. ARR.	A. AB.	A. ARR.	A. AB.	A. ARR.	A. AB.	A. ARR.	A. AB.			
	m	mm	%	%	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m ³	
1	3	35.24	150	-0.11	0.2	99.53	99.57	0.30	0.41	99.23	99.16	99.08	99.01	0.55	0.66	0.6	12.80
2	3	52.07	150	-0.88	0.1	99.11	99.57	0.30	0.81	98.81	98.76	98.66	98.61	0.55	1.06	0.6	25.18
3	5	34.69	200	0.55	0.1	99.57	99.38	0.84	0.69	98.73	98.69	98.53	98.49	1.14	0.99	0.65	24.00
4	5	17.12	150	-1.46	0.2	99.13	99.38	0.30	0.58	98.83	98.80	98.68	98.65	0.55	0.83	0.6	7.11
5	10	30.49	200	1.25	0.2	99.38	99.00	0.72	0.40	98.66	98.60	98.46	98.40	1.02	0.70	0.65	16.99
6	7	16.41	150	-1.77	0.1	98.04	98.33	0.05	0.36	97.99	97.97	97.84	97.82	0.30	0.61	0.6	4.46
7	8	50.17	150	-0.84	0.1	98.33	98.75	0.39	0.86	97.94	97.89	97.79	97.74	0.64	1.11	0.6	26.23
8	10	19.36	150	-1.29	0.1	98.75	99.00	0.89	1.16	97.86	97.84	97.71	97.69	1.14	1.41	0.6	14.77
9	10	39.46	150	-1.65	0.1	98.35	99.00	0.30	0.99	98.05	98.01	97.90	97.86	0.55	1.24	0.6	21.18
10	11	26.63	200	-2.52	0.25	99.00	99.67	1.19	1.92	97.81	97.75	97.61	97.55	1.49	2.12	0.65	31.23

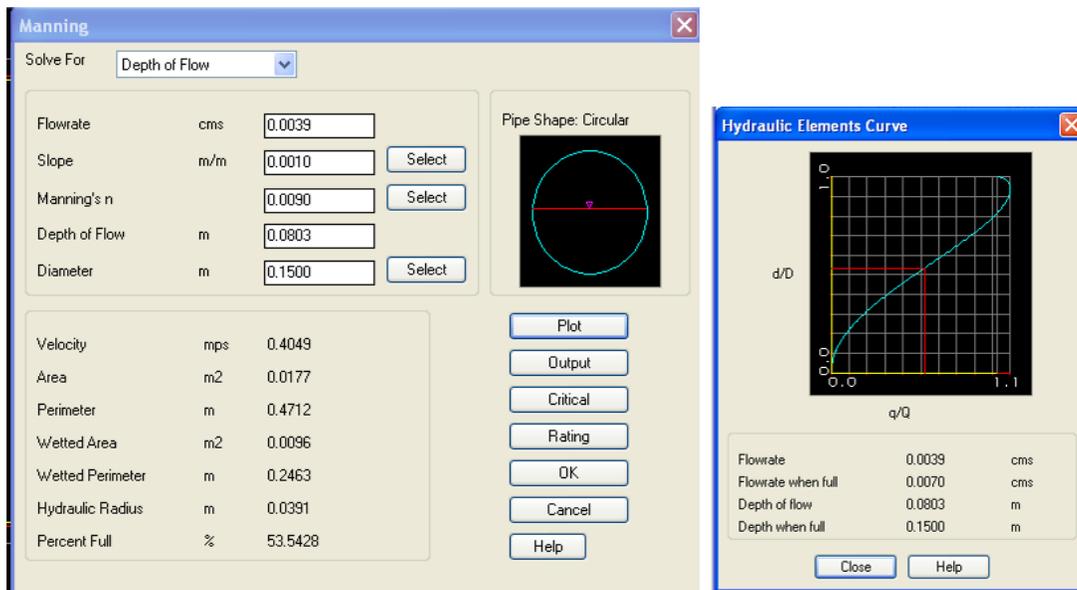
183.96

G.3.3. Análisis Topográfico de la Red Domiciliar externa-LAND 2004

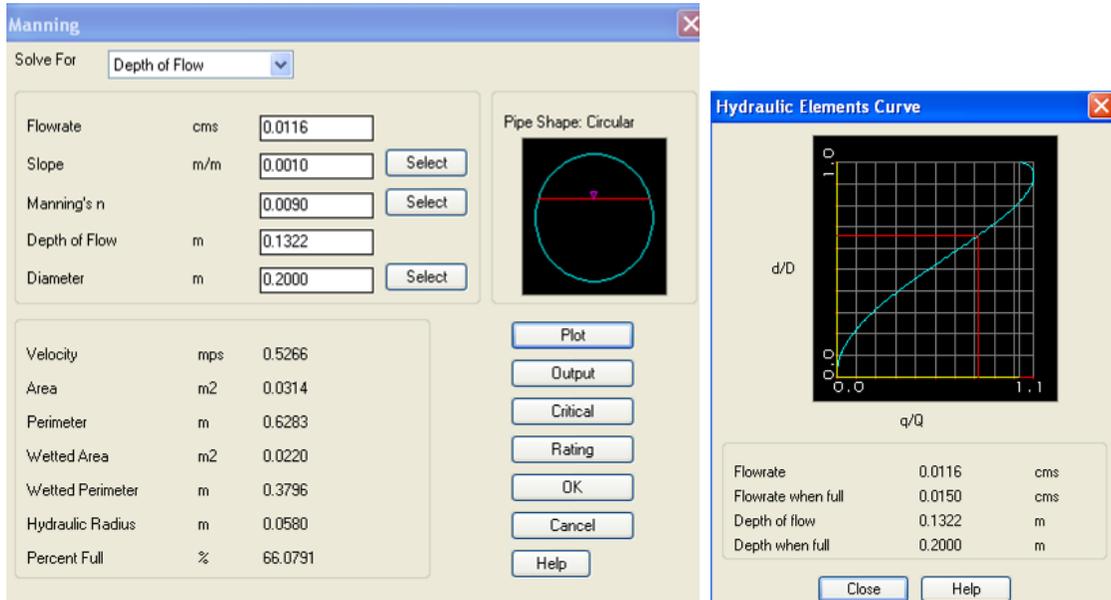
Tramo 1-3



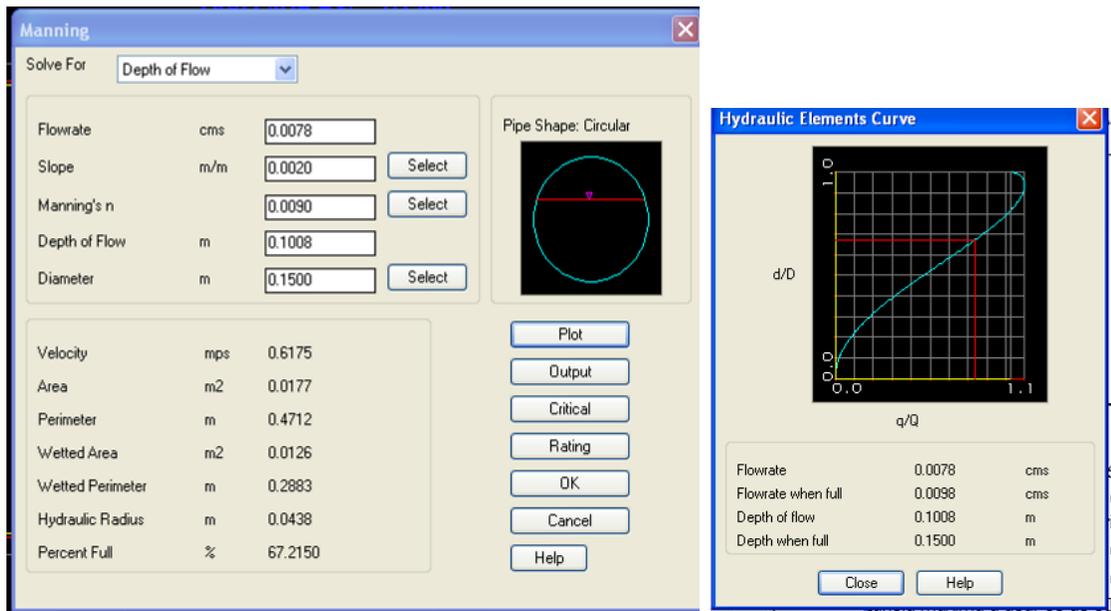
Tramo 2-3



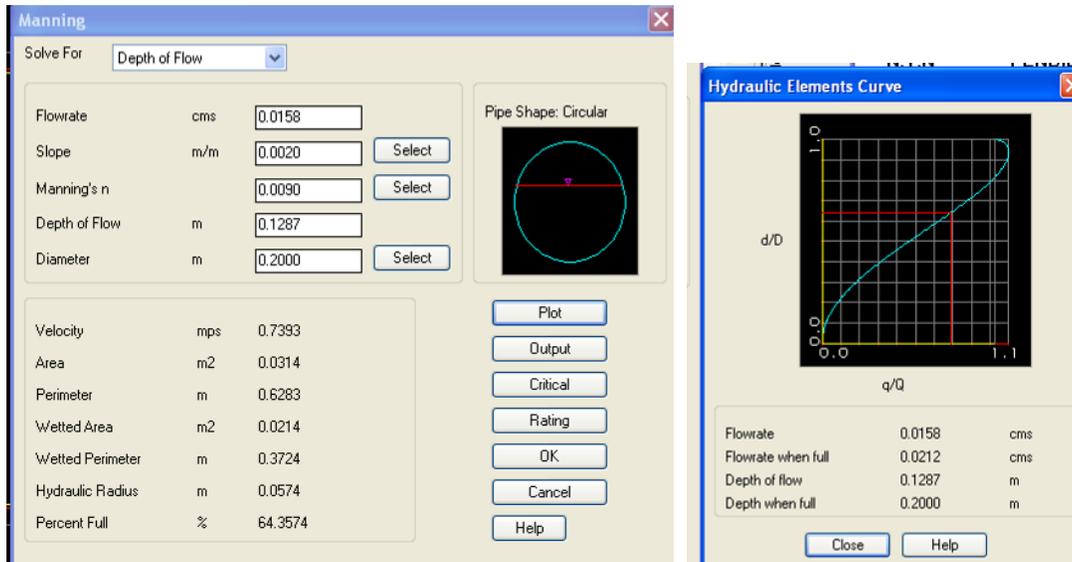
Tramo 3-5



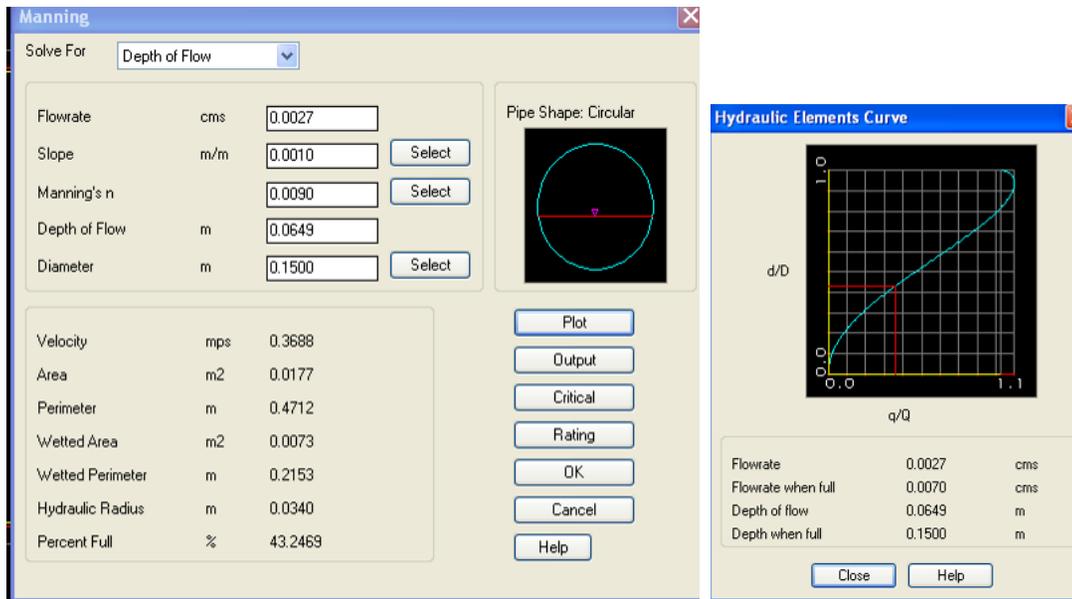
Tramo 4-5



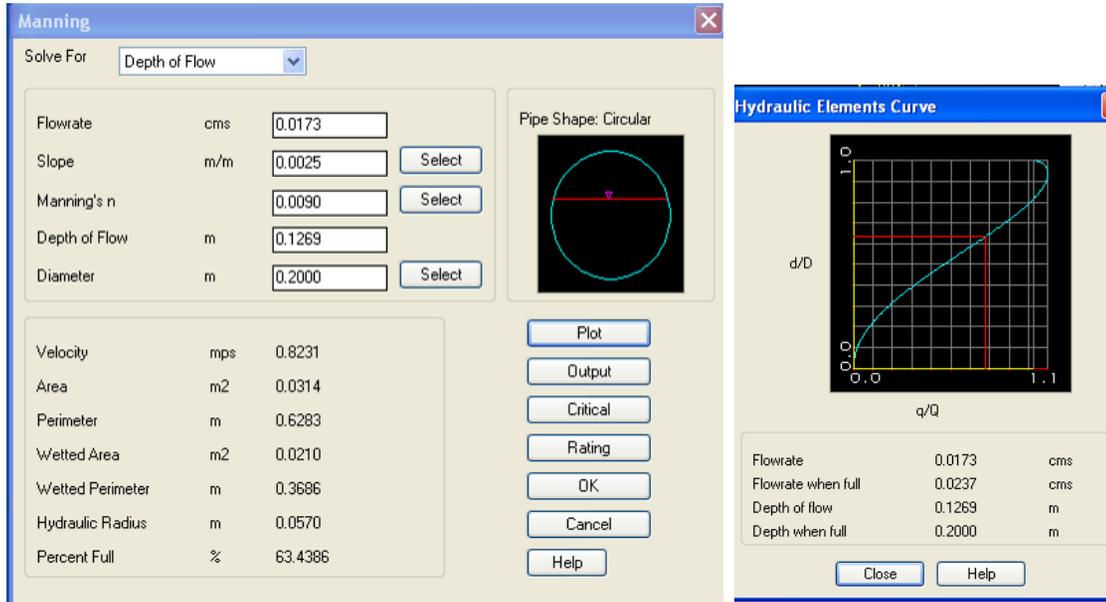
Tramo 5-10



Tramo 6-7, 7-8, 8-10, 9-10



Tramo10-11



G.4 ESTACIÓN DE BOMBEO

DATOS	SÍMBOLOS	UNIDAD	FÓRMULAS	CRITERIOS	VALOR
Número de bombas	N_u				2.00
Caudal medio	Q_{med}	l/s gpm	$Q_{med} = P * C$		1.33 21.05
Caudal mínimo	Q_{min}	l/s	$Q_{min} = 1/3 Q_{med}$	(INAA)	0.44
Caudal de diseño	$Q_{máx}$	l/s m^3/s	$Q_{máx} = \sum UM$		17.26 0.01726
Elevaciones					
Elevación de descarga de alcantarilla en Pozo de succión	E_{ent}	m			97.55
Elevación de terreno de Pozo de succión	ET	m			99.67
Elevación de descarga en Caja de aquitamiento (Elevac. Máxima)	E_{desc}				99.88
Altura del apoyo de la bomba	H_a	m			0.25
Equipo de bombeo					
Factor R	R			Usual 0.5-1	0.80
Longitud real de línea	L	m			6.50
Longitud de equivalente/accesorios	L_{equiv}	m			33.60
Diámetro de línea propuesto	D	m		mínimo 4"	0.1
Coefficiente del material (Hazen Williams)	C	m			150.00
Voltaje del modelo	V	Vlt			460.00
Amperaje del modelo	I	A			4.50
Eficiencia	E	%			100
Pozo de Succión					
Número de paradas	N	par/hora			25.00
Diámetro o longitud del pozo de succión	D_p	m			1.10
Diferencia de nivel entre punto de descarga y fondo de pozo	ΔH	m			1.20

CALCULOS					
Elevaciones					
Altura de entrada	H_{ent}	m	$H_{ent}=ET-E_{ent}$		2.12
Elevación de Tapa de Pozo de Succión	Elev Tapa	m	Elev tapa= $ET+0,30$		99.97
Elevación de fondo de Pozo de Succión	EF	m	$EF=E_{ent}-\Delta H$		96.35
Elevación mínima de bombeo	EMB	m	$EMB=EF+H_a$		96.60
Características del equipo de bombeo					
Capacidad de la Bomba	Q_b	l/s gpm	$Q_b=Q_{m\acute{a}x}/(R*N_u)$		10.79 171.00
Carga Estática	H_{est}		$H_{est}=E_{desc}-EMB$		3.28
Longitud de línea de conducción	L_T	m	$L_T=L+L_{equiv}$		40.10
Pérdidas en la tubería	H_f	m	$H_f=10,67*Q_b^{1,85}*L_T/(C^{1,85}*D^{4,87})$		0.69
Pérdidas totales en la tubería	H_{fT}	m	$H_{fT}=1.2*H_f$		0.82
Carga Total Dinámica	CTD	m	$H_{est}+H_{fT}$		4.10
Potencia útil o de entrada al 100%	P_u	CV HP	$P=(Q_b*CTD*0,3048)/(3960*E)$		0.58 0.57
Velocidad de arrastre	v_a	m/s	$v_a=1,35\sqrt{D}$		0.43
Velocidad en la tubería	v	m/s	$v=0,85*C*D^{0,63}*S^{0,54}$	≥ 1.1 m/s (Metcalf)	3.67
Tiempo de permanencia del agua en la tubería durante el bombeo	T	seg min	$T=L_T/v$		10.94 0.18
Pozo de succión					
Sección transversal	Rectangular				
Volumen mínimo	$V_{mín}$	litros m^3	$V_{mín}=(900*Q_b)/N$		776.70 0.777
Tiempo máximo de retención	$T_{m\acute{a}x}$	seg min	$T_{m\acute{a}x}=V_{mín}/Q_{mín}$	< 30 , ¡Ok!	1,754.89 29.25
Nivel máximo de agua en el pozo	$N_{m\acute{a}x}$	m	$N_{m\acute{a}x}=E_{ent}-0,30$		97.25
Nivel mínimo de agua en el pozo	$N_{mín}$	m	$N_{mín}=EF+H_a=EMB$		96.60
Altura útil	H_u	m	$N_{m\acute{a}x}-N_{mín}$		0.65
Volumen	V	m^3	$V=A*H_u$		0.787

Comprobación del tiempo	T_{\max}	seg	$T_{\max}=V/Q_{\min}$		1777.03
Potencia aparente trifásica	P_a	W	$P_a=1,73*V*I*0,001(P_u/VI*0,001)$	< 30, ¡Ok!	29.62 1.01

G.5 DISEÑO DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO

G.5.1. Trampa de grasas

DATOS	SIMBOLOS	UNIDAD	FÓRMULAS	CRITERIOS	VALOR
Unidades de gasto a ser atendidas por la trampa,	UM			(Plan Maestro UNI-Norte)	346
Caudal de diseño	Q	l/s	$Q=f(\sum UM)$		5.938
Número de unidades	N_u			Si $P > 50$ hab usar dos unidades	2
Relación Largo/ancho	L/B			$2 \leq L/B \leq 1.5$	1
Altura útil	H	m		$H \geq 0.8m$	0.8
Ancho de la sección transversal	B	m			0.75
Longitud	L	m			0.75
CÁLCULOS					
Volumen útil de cada unidad	V_{TG}	m^3	$V_{TG}=H \cdot B \cdot L$		0.45
Periodo de retención	T_r	min	$T_r=V_{TG} \cdot N_u / Q$	$2.5 \text{ min} \leq T_r \leq 3 \text{ min}$ Ok, esta dentro del rango (CEPIS-UNATSABAR)	2.53 min

G.5.2. Reja de Limpieza manual

DATOS	SIMBOLOS	UNIDAD	FÓRMULAS	CRITERIOS	VALOR
Localización del Sistema de bombeo	Antes del pretratamiento		Usar Q_b en lugar de $Q_{máx}$		
Caudal de diseño (bombeo)	Q_b	m ³ /s			0.02158
Canal de entrada					
Ancho del canal propuesto	B	m			0.35
Pendiente longitudinal	S	m/m			0.0025
Coefficiente de Manning	n			Concreto	0.013
Longitud del canal de aproximación	L	m		$L=(2-3)B$, $L \geq 1.35m$	4
Rejilla					
Ancho del canal de rejilla propuesto	b_p	m			0.35
Espesor de barras	t	cm			0.9525
Separación de barras e.a.e.	a	cm			2.50
Sección de barras				Fórmula de Kirschmer	Rectangular
Factor de forma de barras	β				2.42
Angulo de las barras respecto a la horizontal	θ	grados (°)			45
Aceleración de la gravedad	g	m/s ²			9.81
Porcentaje de obstrucción	E_o	%		25-50	50
Tasa de aplicación	r	l/m ³			0.009
CÁLCULOS					
Canal de entrada					
Radio Hidráulico	R	m	$R = \frac{(B \cdot H)}{(B + 2H)}$		
Área de la sección transversal	A	m ²	$A = B \cdot H$		

Altura de agua	H	m	Resolviendo ec. Manning		0.1004 m
Función de la altura de agua	f (H)		$\frac{Qn}{s^{1/2}} = R^{2/3} A$ $\Rightarrow \frac{Qn}{s^{1/2}} - R^{2/3} A = 0$		2.031E-07
Velocidad en el canal	v	m/s	$v = Q_b / BH$	INAA >0.45, ¡Ok!	0.61 m/s

Rejilla					
Altura de agua	H	m	Resolviendo ec. Manning		0.1004 m
Función de la altura	f (H)		$\frac{Qn}{s^{1/2}} = R^{2/3} A$ $\Rightarrow \frac{Qn}{s^{1/2}} - R^{2/3} A = 0$		9.188E-07
Velocidad del flujo	v_m	m/s	$v_m = Q_b / bH$	>0.45, ¡Ok!	0.61
Eficiencia	E	%	$E = \frac{a}{a+t}$	¡OK, 60 ≤ E ≤ 90%!	72.41
Área total	A_T	m ²	$A_T = bH_{m\acute{a}x}$		0.0351
Área útil de reja	A_u	m ²	$A_u = A_T \cdot E$		0.0254
Velocidad de paso	v_p	m/s	$V_p = Q_b / A_u$	¡OK, 0.4 ≤ Vp ≤ 0.90!	0.85
Cantidad de barras	N		$N = (b-a)/(a+t)$		9.41
	N propuesto				9.00
Verificando ancho	b	m	$b = Nt + (N+1)a$	Las barras de los extremos deben ir a	0.336 m
Pérdida de carga en reja limpia	h_f	m	$hf = \beta \left(\frac{t}{a} \right)^{3/2} \text{sen} \theta \frac{v_m^2}{2g}$	<0.15m, ¡Ok, Cumple!	0.0173
Pérdida de carga en reja parcialmente obstruida	h_{fo}	m	$h_{fo} = \left(\frac{E}{E_o} \right)^2 h_f$	<0.30m, ¡Ok, Cumple!	0.0693
Borde libre	BL	cm		Mayor de a) y b).	25.00
	a). Valor usual				25.00
	b). Según Ec. 1		$BL = \sqrt{Cy} \quad y = H_{m\acute{a}x}$ $C = 1.5$		21.42
Altura total de reja	T	m	$T = BL + H_{m\acute{a}x} + h_{fo}$		0.42
Altura total de reja propuesto					0.40
Proyección horizontal		m	$d = T / \tan \theta$		0.40
Cantidad de material retenido	Vol	m ³ /día	$Vol = Q_b \cdot r$		0.0168

G.5.3. Desarenador de flujo horizontal

DATOS	SIMBOLOS	UNIDAD	FÓRMULAS	CRITERIOS	VALOR
Velocidad de sedimentación para partículas con diámetro mayor que 0.2 mm a 26 °C, V_s	v_s	m/h m/s		Experiencia BIOMASA	108 0.03
Factor de corrección de turbulencia	v_s/v_o			Experiencia BIOMASA	4
Caudal de diseño	Q_b	l/s m ³ /h			21.58 77.67
Numero de unidades	N_u				1
Caudal de diseño por unidad	Q	m ³ /h			77.67
Longitud	L	m			4
Ancho	B	m			0.8
Prof. Inicial	H_i	m		$H_i \leq 1m$ (Experiencia BIOMASA)	0.5
Prof. Final	H_j	m			0.3
Altura de agua en la reja	H	m			0.1004
Generación de arena	r	L/1000m ³		Experiencia BIOMASA	380
CÁLCULOS					
Area superficial					
Area superficial requerida	S_r	m ²	$S_r = (v_s/v_o) \cdot Q/v_s$		2.88
Area superficial propuesta	S	m ²	$S = B \cdot L$	$> 2.88m^2$, ¡OK!	3.2
Relación largo/ancho	L/B			$2.5 \leq L/B \leq 5$, ¡Ok! (INAA)	5.00
Sección transversal					
Profundidad media	H_m	m	$H_m = (H_i + H_j)/2$		0.4
Relación ancho/alto	B/H			$1 \leq B/H \leq 5$, ¡Ok! (INAA)	2
Sección transversal	A	m ²	$A = (H + H_i) \cdot B$		0.480
Velocidad horizontal	v_h	m/h m/s	$v_h = Q/A$	INAA ¡Ok!, $0.04m/s \leq v_h \leq 0.24m/s$	161.711 0.045
Tiempo que se tarda en atravesar una sección del flujo	t_h	s	$t_h = L/v_h$		89.0
Tiempo que tarda en sedimentar una partícula	t_s	s	$t_s = H_m/v_s$	$t_h > t_s$, ¡OK!	13.33
Frecuencia de limpieza	T_r	h días	$T_r = S \cdot H_m / (r \cdot Q)$		43.4 2

Limpiar semanal como mínimo

G.5.4. Tanque Séptico

DATOS	SIMBOLOS	UNIDAD	FÓRMULAS	CRITERIOS	VALOR
Caudal de diseño	Q_{med}	m ³ /s m ³ /día			0.00133 114.72
Número de contribuyentes					
Internos	N_i	hab			272
Externos	N_E	hab			2052
Aporte de lodos				NBR 7229/82	
Internos	L_{fi}	L/día			1
Externos	L_{fE}	L/día			0.2
Intervalo de limpieza de lodos	T_L	días		INAA	300 días
Porcentaje de lodos a extraer	Le	%		Experiencia BOMASA	50
Periodo de retención	T_r	días		INAA	0.5
Tipo de camara a utilizarse					Serie
Factor de ampliación de volumen	f_v				1.3
Número de unidades	N_u				2
Altura mínima	H_{min}	m			1.20
Ancho mínimo	B_{min}	m			0.80
Relación ancho-profundidad	B/H			$B/H \leq 2$	2
Relación longitud-ancho	L/B			$2 \leq L/B \leq 4$	3
Borde libre	bl	m			0.30
Huecos en pantalla entre cámaras					
Porcentaje de huecos	ρ	%		5%-10%	5
Ancho del agujero	b_a	cm			30
Alto del agujero	h_a	cm			10
Sepacion e.a.e.		cm			20
Dimensiones útiles propuestas por unidad					
Altura	H	m			2
Ancho	B	m			3.5
Longitud	L	m			12

Concentración de Contaminantes afluente					
Sólidos Suspendidos	Ca _{TS(SST)}	mg/L			447.00
Materia Orgánica	Ca _{TS(DBO5)}	mg/L			432.00
CÁLCULOS					
Dimensionamiento					
Volumen útil total ^c	V _{uT}	L m ³	$V = f_v N (CT + 100L_f)$		163280 163.28
Volumen útil por unidad	V _{ru}	m ³	$V_{ru} = V_{uT} / N_u$		81.64
Volumen propuesto por unidad	V	m ³	$V = H \cdot B \cdot L$	V ≥ V _{ru} , ¡Ok!	84.00
Volumen total de lodos	V _{LT}	L m ³	$V_{LT} = f_v \cdot 100 (N_I \cdot L_{fI} + N_E \cdot L_{fE})$		88712.00 88.71
Volumen de lodos a extraer	V _{le}	m ³	$V_{le} = V_{LT} \cdot L_e$		44.36
Longitud de la primer cámara	L ₁	m	$L_1 = 2/3L$		8.0
Longitud de la segunda cámara	L ₂	m	$L_2 = 1/3L$		4.0
Altura de agua	Ha	m	$Ha = (V_{uT} - V_{LT}) / (N_u \cdot B \cdot L)$		0.89
Altura de lodos	H _L	m	$H_L = H - Ha - bl$		1.11
Sección transversal de agujeros de la pantalla entre cámaras	A _o	m ²	$\rho \cdot B \cdot H / 100$		0.35
Cantidad de agujeros	n		$A_o / b_a \cdot h_a$		12
Eficiencia de remoción de contaminantes ^d					
Sólidos Suspendidos	E _{fSST}	%	$SST = Tr / (0.0075 + 0.014 \cdot Tr)$	50-65% (INAA)	68.38
Materia Orgánica	E _{fDBO5}	%	$DBO5 = Tr / (0.018 + 0.02 \cdot Tr)$	30-40% (INAA)	46.52
Concentración de Contaminantes efluente					
Sólidos Suspendidos	Ce _{TS(SST)}	mg/L	$E_f = \frac{Cr}{Ca} \cdot 100 = \frac{Ca - Ce}{Ca} \cdot 100$		141.34
Materia Orgánica	Ce _{TS(DBO5)}	mg/L	$\Rightarrow Ce = Ca \left(1 - \frac{E_f}{100} \right)$		231.03

^c Instalaciones Hidráulicas domiciliarias, Ronaldo Sergio de Araujo Coelho (NBR 7229/82)

^d Tratamiento de aguas residuales en pequeñas poblaciones, Ron Crites

G.5.5. Filtro Anaerobio de flujo ascendente

DATOS	SIMBOLOS	UNIDAD	FÓRMULAS	CRITERIOS	VALOR
Caudal de diseño	Q_{med}	m ³ /s			0.00133
Numero de unidades:	N_u				2
Periodo de retención	T_r	días			0.50
Caudal por unidad	Q	m ³ /s			0.00066
Altura del Tanque Séptico	H	m			2.00
Diferencia de alturas entre TS Y FAFA	Δh	m		0.35m - 0.55m (Folleto Ing. Sanit.)	0.50
Ancho de la sección transversal	B_{FA}	m		(Igual que Tanque Séptico)	3.50
Eficiencia de remoción de contaminantes					
Sólidos Suspendidos	E_{fSST}			Asume mínimo (INAA)	60.00
Materia Orgánica (DBO5)	E_{fDBO5}			Asume mínimo (INAA)	65.00
Demanda Química de Oxígeno (DQO)	E_{fDQO}			Asume mínimo (INAA)	60.00
Coliformes (E. Coli)	$E_{fE.C}$			(Experiencia Nicaragua)	90.00
CÁLCULOS					
Volumen útil	V_{FA}	m ³	$V_{FA} = 1.6Q_{med}T$	(Folleto Ing. Sanitaria)	45.89
Altura útil propuesta	H_{FA}	m	$H_{FA} = H_{TS} + \Delta h$		2.50
Sección horizontal	S_{FA}	m ²	$S = V_{FA}/H_{FA}$		18.36
Longitud del filtro anaerobio	L_{FA}	m	$L_{FA} = S/B_{FA}$		5.24
Longitud propuesta		m		$L_{fa} < 3H_{fa}$, ¡Ok!	5.30
Concentración de contaminantes afluente					
Sólidos Suspendidos	$Ca_{FAFA(SST)}$	mg/L		(Salida del TS)	141.34
Materia Orgánica (DBO5)	$Ca_{FAFA(DBO5)}$	mg/L		(Salida del TS)	231.03
Demanda Química de Oxígeno (DQO)	$Ca_{FAFA(DQO)}$	mg/L		(AR sin tratar)	658.00
Coliformes (E. Coli)	$Ca_{FAFA(E.C)}$	NMP/100ml		(AR sin tratar)	7.00E+07
Concentración de contaminantes efluente					
Sólidos Suspendidos	$Ce_{FAFA(SST)}$	mg/L	$Ce = Ca(1 - E_r/100)$	<100, ¡Cumple!	56.54
Materia Orgánica (DBO5)	$Ce_{FAFA(DBO5)}$	mg/L		<100, ¡Cumple!	80.86
Demanda Química de Oxígeno (DQO)	$Ce_{FAFA(DQO)}$	mg/L		<220, ¡Cumple!	263.20
Coliformes (E. Coli)	$Ce_{FAFA(E.C)}$	NMP/100ml		>10E+04, ¡No cumple!	7.00E+06

G.5.6. Pila de secado de lodos

DATOS	SIMBOLOS	UNIDAD	FÓRMULAS	CRITERIOS	VALOR
Cantidad de lodos a extraer de TS	V_{le}	m^3		(De Tanque séptico)	44.36
Porcentaje de sólidos	ss	%		INAA	5
Altura de la capa de lodos en la pila	hl	m			0.3
Coefficiente de reducción de lodos digeridos	f_r			Lodos digeridos (INAA)	0.25
Relación largo/ancho	L/B				1.5
CÁLCULOS					
Volumen de sólidos	V_s	m^3	$V_s = V_{LT} \cdot ss$		2.2178
Volumen de lodos digeridos	V_{led}	m^3	$V_{led} = V_{le} \cdot f_r$		11.089
Area requerida para el secado (m^2)	A_s		$A_s = V_{led} / hl$		36.96
Ancho de la pila (m)	B	m	$B = (A_s / (L/B))^{1/2}$		4.96
Largo de la pila (m)	L	m	$L = B \cdot (L/B)$		5.00
Volumen total	V_{LT}	m^3	$VT = hl \cdot B \cdot L$		7.45
					7.50
					11.25

G.5.7. Biofiltro de flujo horizontal

DATOS	SIMBOL.	UNIDAD	FÓRMULAS	CRITERIOS	VALOR
Caudal de diseño	Q_{med}				0.00133
Numero de unidades	N_u				2
Caudal por unidad	Q	m^3/s	$Q=Q_{med}/N_u$		0.00066
Tipo de Planta					Carrizo
Material del lecho filtrante					Hormigón rojo
Permeabilidad del lecho filtrante	K_f	m/s		50% del valor real	0.0070
Porosidad del lecho filtrante como fracción decimal	n			Monog. Ing. Alfonso Jeréz	0.5012
Tamaño del Biofiltro					Pequeño
Pendiente Hidráulica	I	%		0.5-1%	1.00
Profundidad efectiva	h_{ef}	m		$0.6m \leq h_{ef} \leq 0.8m$	0.80
Borde libre	Bl	m			0.10
Talud Horizontal	Z_h				1
Talud Vertical	Z_v				1
Ancho de la sección transversal	B	m		$B_{máx}=100m, B_{mín}=11.86m$	25.00 m
Longitud	L	m		$L_{máx}=50m$	29.00 m
Constante de biodegradación					
Materia Orgánica (DBO ₅)	K_{DBO}	$m/año$		ASTEC	81.8
Demanda Química de Oxígeno (DQO)	K_{DQO}	$m/año$		ASTEC	60.8
Coliformes (E.Coli)	$K_{E.COLI}$	$m/año$		ASTEC	125.9
Remoción de Sólidos Suspendidos					
Diámetro de partículas que pasan 10%	D_{10}	m		Análisis Granulométrico- Monog. Ing. Alfonso Jeréz	0.00238
Concentración de Sólidos Suspendidos Tot. del tratamiento previo	SST	mg/L		(Proveniente de FAFA)	56.54
Peso de los sólidos	ρ_s	Kg/m^3		(INAA)	1700
Porcentaje de agua en los sólidos	w_s	%		(INAA)	97.3

CÁLCULOS					
Diseño hidráulico: Ley de Darcy					
Área de la sección transversal efectiva requerida	W_r	m^2	$W_r = Q / (K_f \cdot l)$		9.48
Sección transversal efectiva	W	m^2	$W = B h_{ef}$	$W > W_r$, ¡Ok!	20.00
Ancho mínimo	B_{min}	m	$B_{min} = W / h_{ef}$		11.86
Relación Longitud-Ancho	L/B			¡Ok, esta dentro de rango!	1.2
Altura total	h	m	$h = h_{ef} + BL$		0.90
Ancho superior	B_T	m	$B_T = B + 2(z_h/z_v) \cdot h$		26.80
Largo superior	L_T	m	$L_T = L + 2 \cdot (z_h/z_v) \cdot h$		30.80
Área superficial	m^2	m^2	$A = B \cdot L$		725.00
Carga hidráulica	C_h	m/s	$C_h = Q/A$	$28m/año \leq C_h \leq 35m/año$	9.16E-07
		$m/año$		¡Ok, esta dentro de rango!	28.88
Volumen útil	V_u	m^3	$V_u = L \cdot B \cdot h_{ef}$		580.00
Tiempo de retención	t_f	días	$t_f = V_u \cdot n / Q$	$3días \leq t_f \leq 7días$	5.07
				¡Ok, esta dentro del rango!	
Remoción de contaminates-Flujo Pistón					
Concentración del afluente					
Materia Orgánica (DBO ₅)	$Ca_{BFH(DBO5)}$	mg/L		(Proveniente de FAFA)	80.86
Demanda Química de Oxígeno (DQO)	$Ca_{BFH(DQO)}$	mg/L		(Proveniente de FAFA)	263.20
Coliformes (E.Coli)	$Ca_{BFH(E.C.)}$	NMP/100mL		(Proveniente de FAFA)	7.00E+06
Concentración del efluente					
Materia Orgánica (DBO ₅)	$Ce_{BFH(DBO5)}$	mg/L	$C_e = C_a \cdot e^{-\left(\frac{k}{C_h}\right)}$	¡<110, Cumple!	4.76
Demanda Química de Oxígeno (DQO)	$Ce_{BFH(DQO)}$	mg/L		¡<220, Cumple!	32.06
Coliformes (E.Coli)	$Ce_{BFH(E.C.)}$	NMP/100mL		¡No cumple, Clarar efluente o utilizar en riego!	8.95E+04
Eficiencia (E_f)					
Materia Orgánica (DBO ₅)	E_{fDBO5}	%	$E_f = \frac{C_a - C_e}{C_a} \cdot 100\%$		94.12
Demanda Química de Oxígeno (DQO)	E_{fDQO}	%			87.83
Coliformes (E.Coli)	$E_{fE.C.}$	%			98.73

Retención de Sólidos Suspendedos SST en el lecho filtrante					
Espesor de acumulación de SST en la entrada de la pila	h_v	m	$h_v = 150D_{10}$	Según Fórmula de Burshack (1978)	0.36
C_s : carga específica de sólidos	C_s	Kg/m ² -día	$C_s = SST \cdot Q/W$	Usar	1.00
Tiempo de acumulación de lodos	t_v	días	$t_v = 150 \cdot n \cdot \rho_s \cdot (100 - w_s) \cdot D_{10} / C_s$	Basado en el modelo matemático de Blazejewski y Murat Blazejewska (1997)	5065.05
		años		Usar mínimo	13.88
		años			3 años

¡Se recomienda cambiar cada 3 años como máximo de funcionamiento de las pilas de Biofiltro, 1 m del lecho filtrante en todo su ancho, para mantener la eficiencia!.

G.5.8. Filtro Intermitente de arena

DATOS	SIMBOL.	UNIDAD	FÓRMULAS	CRITERIOS	VALOR
Caudal máximo por unidad	$Q_{m\acute{a}x}$	m ³ /día			745.63
Caudal medio por unidad	Q_{med}	m ³ /día			57.36
Número de unidades	N_u				2
Longitud del filtro	L	m			115.00
Ancho del filtro	B	m			120.00
Tasa hidráulica de aplicación	THA	m ³ /m ² -día			0.06
Tasa de dosificación por día	N°_{DOSIS}	dosis/d			18
Diámetro de la tubería lateral de distribución	D_{TL}	mm			50
Espaciamiento entre tuberías laterales c.a.c	S_{TL}	m			0.50
Distancia entre tubería y muro del filtro c.a.c	S_M	m			0.30
Diámetro de los orificios	D_o	mm			6.25
Separación entre orificios	S_o	m			0.45
Altura o cabeza hidráulica en los orificios	h_n	m			1.50
Coefficiente de descarga de orificios	C_d			Tubo Plástico perforado	0.63

Diámetro de la tubería de drenaje perforada	D_{T-DREN}	mm			100
Diámetro de la tubería de alimentación	D_A	mm			75
Diferencia de alturas entre el tanque séptico y el filtro	ΔH	m			2.60
Distancia entre el Tanque Séptico y el Filtro (longitud tubería conducción)	L_c	m			17.50
Diámetro de la tubería de conducción	D_{T-C}	mm			100
Coficiente de Hazen Williams	C				150.00
Aceleración de la gravedad	g	pies/s ²			32.19
Concentración de contaminantes afluente					
Sólidos Suspendedos	$Ca_{FIA(SST)}$	mg/L			56.54
Materia Orgánica (DBO5)	$Ca_{FIA(DBO5)}$	mg/L			80.86
Coliformes (E. Coli)	$Ca_{FIA(E.C)}$	NMP/100ml			7.00E+06
Eficiencia de remoción de contaminantes					
Sólidos Suspendedos	$\%E_{SST}$	%			89.00
Materia Orgánica (DBO5)	$\%E_{DBO}$	%			94.60
Coliformes (E. Coli)	$\%E_{E.C}$	%			98.90
CÁLCULOS					
Área superficial requerida	A_{FIA}	m ²	$A_{FIAr} = Q_{máx} / THA$		12201.05
Área superficial		m ²	$A_{FIAr} = B \cdot L$		13800.00
Longitud de la tubería de alimentación	L_A	m	$L_A = B \cdot 2S_M$		119.40
Tasa de carga orgánica	L_{ORG}	Kg DBO/m ² ·d	$L_{ORG} = THA \cdot Ca_{DBO5}$	<i>¡Valor adecuado!</i>	0.0049
Red de distribución					
Longitud de tuberías laterales	L_{TL}	m	$L_{TL} = L - 2S_M$		114.40
Número de tuberías laterales	N_{TL}				230.00
Número de orificios por tubería lateral	N_o	orificios/Tub-Lat			255.00
Caudal por dosis	Q_{DOSIS}	m ³ /dosis	$Q_{DOSIS} = Q_{med} / N^\circ \text{dosis}$		3.19

Caudal descargado en cada tubería lateral por dosis	Q_{TL}	m ³ /Tub-Lat·dosis	$Q_{TL}=Q_{DOSIS}/N_{TL}$		0.0139
Caudal de descarga por orificio (q_n)	q_n	gal/orificio·min m ³ /orificio·min	$q_n = 2.45C_d D_o \sqrt{2gh_n}$	(D_o :pulg; h_n : pie)	0.0027 1.01E-05
Caudal total en cada tubería lateral	Q_{TLT}	m ³ /min·Tub-Lat	$Q_{TLT}=q_n \cdot N_o$		0.0026
Caudal descargado en el Filtro	Q_T	m ³ /min	$Q_T=Q_{TLT} \cdot N_{TL}$		0.59
Duración de cada dosis	T_D	s	$T_D=Q_{DOSIS}/Q_T$		323.63
Volumen de descarga por orificio y por dosis	V_{OD}	m ³ /orificio·dosis	$V_{OD}=Q_{TLT}/N_o$		5.43E-05
Pérdidas en la tubería de distribución lateral					
Pérdidas en tuberías sin orificios (h_{fp})	h_{fp}	m	$h_{fp}=10.67(Q_{TLT}/C)^{1.852}(L/D^{4.87})$	$D = D_{TL}; L = L_{TL} [m], Q [gal / mín]$	0.0020
Pérdidas de carga en la tubería lateral con orificios	h_{fdp}	m	$h_{fdp}=1/3h_{fp}$		0.0007
Diferencia entre el caudal de descarga del 1 ^{er} y último orificio en cada tubería lateral	m	m %	$m=(h_n/(h_n+h_{fdp}))^{1/2}$	$0.90 \leq m \leq 0.95$	0.9998 0.02
Pérdidas de carga en la tubería de conducción	h_{fp}	m		$L=L_c$	0.25
Pérdidas de carga en la tubería de alimentación	h_{fp}	m		$L=L_A$	1.69
Pérdida de carga en la tubería de alimentación con conexiones laterales	h_{fdp}	m	$h_{fdp}=1/3h_{fp}$		0.56
Altura dinámica total					
Pérdidas por fricción en la tubería de conducción desde el tanque séptico		m			0.25
Pérdidas en la caja de válvulas		m			1.52
Pérdidas en los accesorios		m			0.30
Pérdidas por fricción en la tubería de alimentación		m			0.56

Pérdidas por fricción en las tuberías laterales		m			0.0007
Altura hidráulica de los orificios		m			1.50
Diferencia de altura entre el tanque séptico y el filtro		m			2.60
<i>Altura dinámica total</i>		m			6.74
Modelo de bomba					
Potencia de la bomba	P	H_p	$P = \gamma \cdot Q_{m\acute{a}x} \cdot CTD / 76$	$Q = Q_{m\acute{a}x}$	0.78
Eficiencia de la bomba	E	%	$E = Q_{m\acute{a}x} \cdot CTD / (3960 \cdot P)$		80.37
Eficiencia de remoción					
Concentración de contaminantes afluente					
Sólidos Suspendidos	SST_e	mg/L		$j < 100, Ok!$	6.22
Materia Orgánica (DBO5)	DBO_e	mg/L		$j < 110, Ok!$	4.37
Coliformes (E. Coli)	E. Coli _e			j No cumple, Clorar efluente!	7.70E+04



**APÉNDICE H:
“DISEÑO ESTRUCTURAL”**

H. DISEÑO ESTRUCTURAL

Esta basado en el Manual de Tanques Rectangulares de Concreto publicado por la Asociación del Cemento Portland Ed.1995 (sus siglas en Ingles PCA Portland Cement Association).

Condiciones de carga

Se diseñan bajo dos condiciones que son:

1. Presión del agua. También conocida como ensaye previo de infiltración, donde se desprecia la resistencia aportada por el suelo en caso de estar enterrado.
2. Presión del suelo. También se desprecia la resistencia que el agua aporta en este caso. Posteriormente se diseña la losa de techo, y se revisa si en conjunto el tanque es resistente a la fuerza de levantamiento provocada por el peso del agua. Debiendo obtenerse un factor de seguridad mayor a 1.5.

Como el procedimiento de cálculo es el mismo para ambas condiciones, opcionalmente solo se calculan las presiones y se trabaja con la de mayor intensidad.

Información de diseño

Sistema de unidades Ingles

Peso específico del agua

$$\gamma_w = 62.50 \text{ lb/pie}^3$$

Peso específico del suelo

$$\gamma_s = 100.00 \text{ lb/pie}^3$$

Peso específico de Concreto reforzado

$$\gamma_c = 150.00 \text{ lb/pie}^3$$

Coefficiente de presión activa del agua

$$K_{aw} = 1$$

Coefficiente de presión activa del suelo (usando el mas desfavorable de acuerdo a la Mecánica de Suelos)

$$K_{as} = 0.3$$

Resistencia a compresión del concreto a los 28 días

$$f'_c = 3000 \text{ Psi}$$

Módulo de elasticidad del concreto

$$E_c = 3122019 \text{ Psi}$$

Resistencia de fluencia del acero de refuerzo

$$f_y = 40000 \text{ Psi}$$

Módulo de elasticidad del acero de refuerzo

$$E_s = 29000000 \text{ Psi}$$

Radio de Poisson del concreto

$$\mu_c = 0.2$$

Proyección de la losa de piso a partir del muro

$$bl = 2.5 \text{ pie}$$

$$bl = 0.762 \text{ m}$$

Usar $bl = 0.75 \text{ m}$

Fator de carga

$$F_c = 1.6$$

(Presión de agua y suelo-RNC-07)

H.1. Canal de reja

Reja

Barras

Espesor $t_b = 3/8$ " (Análisis Hidráulico-Sanitario)

Placa Acero A36

Espesor $t_p = 3/8$ " (Propuesto)

Tornillos

Tipo A325

Diámetro $1/2$ "

Diámetro nominal agrandado

$$D_{nom} = 5/8$$

Resistencia mínima a la tensión

$$\phi R_v = 12.00 \text{ Klb}$$

Separación mínima entre tornillos c.a.c

$$S_{min} = 3D_{nom}$$

$$S_{min} = 1.875$$

Separación máxima entre tornillos c.a.c

$$S_{max} = 12t_d \leq 6$$

t_d : espesor del material mas delgado conectado

$$t_d = 3/8$$

$$12t_d = 4.50$$

$$S_{max} = 4.50$$

Distancia mínima al borde

$$D_b = 1.5D_{nom} - 2D_{nom}$$

Usar $D_b = 2D_{nom}$

$$D_b = 1.250$$
 (Tabla J3-4 LRFD)

$$(3.125 \text{ cm})$$

Soldadura

Proceso: Arco metálico protegido (SMAW)

Tipo Filete

Electrodo E60

Resistencia mínima a la tensión del electrodo

$$F_{EXX} = 60 \text{ Klb/plg}^2$$

Espesor mat. conectado más grueso

$$t_g = 3/8$$

Tamaño o lado mínimo

$$a_{min} = 3/16$$

(Tabla J 2-4 LRFD para un espesor de mat. más grueso t_g de 0.375")

Tamaño o lado máximo

$$a_{max} = t_d - 1/16$$

$$a_{m\acute{a}x} = 5/16 \text{ "}$$

Usar $a = 3/16 \text{ "}$

Largo mínimo

$$L_{wmin} = 4a$$

$$L_{wmin} = 0.750 \text{ "}$$

$$(1.875 \text{ cm})$$

Usar $L_w = 5 \text{ cm}$

Resistencia de diseño a la tensión de la soldadura por pulg. de largo

$$\phi F_w = 0.32aF_{EXX}$$

$$\phi F_w = 3.600 \text{ Klb/plg} \quad (\text{McCormac 2005})$$

Resistencia total (Sólo en la unión de una barra con la placa)

$$\phi F_{wT} = L_w \cdot \phi F_w$$

$$\phi F_{wT} = 45.00 \text{ Klb}$$

Canal

Dimensiones

Altura de agua

$$h_w = a = 0.4 \text{ m}$$

$$h_w = a = 1.31 \text{ pie}$$

Altura de suelo

$$h_s = a = 0.4 \text{ m}$$

$$h_s = a = 1.31 \text{ pie}$$

Selección del espesor

Usar $t = 4.00 \text{ "}$ (10 cm)

<10", Requiere solo una capa de refuerzo

Longitud de muro

Interna $L = 4 \text{ m}$

Diseño $b = L + t$

$$b = 4.10 \text{ m}$$

$$b = 13.45 \text{ pie}$$

Condición de apoyo

Al igual que el desarenador el canal será considerado articulado en la base y libre en la parte superior (Caso 2 de Losas y Placas pag.2-11 Cap.2).

Selección de carga a emplear

Presión de agua

$$q_w = K_{aw} \cdot \gamma_w \cdot a$$

$$q_w = 82.02 \text{ lb/pie}^2$$

Presión de suelo

$$q_s = K_{as} \cdot \gamma_s \cdot a$$

$$q_s = 39.37 \text{ lb/pie}^2$$

Presión de diseño

$$q = 82.02 \text{ lb/pie}^2$$

$$a = 1.31 \text{ pie}$$

1. Diseño por corte

Cortante mayorado (El corte no incluye coeficiente sanitario)

$$V_u = F_c V; V = C_s \cdot q \cdot a$$

F_c: factor de carga

$$F_c = 1.7$$

C_s: coeficiente de cortante

Coeficiente de cortante (Caso 2 de Losas y Placas pag.2-11 Cap.2)

$$b/a = 10.25$$

Usar $b/a = 4.00$

$$C_s = 1.14$$

$$V_u = 208.60 \text{ Lb}$$

Resistencia al corte

$$\phi V_c = \phi \cdot 2 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d_v$$

ϕ : Factor de reducción por corte

$$\phi = 0.85$$

b_w: ancho unitario

$$b_w = 12.00 \text{ "}$$

d_v: peralte efectivo para corte

$$d_v = t/2$$

$$d_v = 2.00 \text{ "}$$

Proponiendo:

d_{bv}: diámetro de varilla de corte

$$d_{bv} = 3/8 \text{ "} \quad A_{bv} = 0.110 \text{ plg}^2$$

d_{bf}: diámetro de varilla de flexión

$$d_{bf} = 3/8 \text{ "} \quad A_{bf} = 0.110 \text{ plg}^2$$

r: recubrimiento

$$r = 1.625 \text{ "}$$

$$\phi V_c = 2234.71 \text{ Lb} \quad > V_u, \text{ espesor satisfactorio}$$

2. Diseño por flexión

Momento mayorado

Convenientemente se ha elegido Coef.M_u como el mayor de los Coef.M_x y M_y

$$M_u = F_c q a^2 \text{ Coef.} M / 1000$$

Coef.M: coeficiente de momento máximo

$$\text{Coef.} M = -317 \quad (\text{Caso 2 Cap.2 que corresponde a } M_y)$$

$$M_u = 71.65 \text{ lb-pie}$$

$$M_u = 0.86 \text{ Klb-plg}$$

Acero de refuerzo ($A_s > A_{s\text{mín}}$)

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y 0.9 d_f}$$

d_f: peralte efectivo para flexión

$$d_f = d_v + \frac{d_{bv}}{2} + \frac{d_{bf}}{2} \quad d_f = 2.3750 \text{ "}$$

ϕ :Factor de reducción por flexión

$$\phi = 0.9$$

$$A_s = 0.010 \text{ plg}^2$$

Área mínima de acero

$$A_{s \min} = \text{mayor} \left[\frac{3\sqrt{f'c}b_w d_f}{f_y}, \frac{200b_w d_f}{f_y} \right]$$

$$\frac{3\sqrt{f'c}b_w d_f}{f_y} = 0.117 \text{ plg}^2$$

$$\frac{200b_w d_f}{f_y} = 0.143 \text{ plg}^2$$

$$A_{s \min} = 0.143 \text{ plg}^2$$

Área de acero a utilizar

$$A_s = 0.143 \text{ plg}^2$$

Separación del acero vertical

$$S = \frac{A_{bf} b_w}{A_s}$$

$$S_y = 9.301 \text{ ''}$$

Usar $S'_y = 9.00 \text{ ''}$ (20.0 cm) $A_s = 0.147 \text{ plg}^2$

Usar Acero de refuerzo var# 3 @ 20 cm en ambas direcciones

H.2. Desarenador de flujo horizontal

En el caso del desarenador y el canal de rejillas el diseño es más sencillo, por tratarse de elementos mas pequeños, que no se ocupan para almacenamiento como el caso de Tanque Séptico.

Dimensiones

Altura de agua

$$h_w = a = 0.5 \text{ m}$$

$$h_w = a = 1.64 \text{ pie}$$

Altura de suelo

$$h_s = a = 0.5 \text{ m}$$

$$h_s = a = 1.64 \text{ pie}$$

Selección del espesor

Usar	$t = 4.00 \text{ "}$	(10 cm)	<10", Una capa de refuerzo
------	----------------------	---------	----------------------------

Longitud de muro

Interna	$L = 4.0 \text{ m}$	
---------	---------------------	--

Diseño	$b = L + t$	$b = 4.10 \text{ m}$	$b = 13.45 \text{ pie}$
--------	-------------	----------------------	-------------------------

Condición de apoyo

El desarenador será considerado articulado en la base, pues no requiere proyección de la losa de fondo, y libre en la parte superior (Caso 2 de Losas y Placas pag.2-11 Cap.2).

Selección de carga a emplear

Presión de agua

$$q_w = K_{aw} \cdot \gamma_w \cdot a$$

$$q_w = 102.53 \text{ lb/pie}^2$$

Presión de suelo

$$q_s = K_{as} \cdot \gamma_s \cdot a$$

$$q_s = 49.21 \text{ lb/pie}^2$$

Presión de diseño

$$q = 102.53 \text{ lb/pie}^2$$

$$a = 1.64 \text{ pie}$$

1. Diseño por corte

Cortante mayorado (El corte no incluye coeficiente sanitario)

$$V_u = F_c V; V = C_s \cdot q \cdot a$$

Fc: factor de carga

$$F_c = 1.6$$

Cs: coeficiente de cortante

Coficiente de cortante (Caso 3 de Losas y Placas pag.2-11 Cap.2)

$$b/a = 8.20$$

$$C_s = 1.14$$

Usar $b/a = 4.00$

$$V_u = 306.77 \text{ Lb}$$

Resistencia al corte

$$\phi V_c = \phi \cdot 2 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d_v$$

Φ : Factor de reducción por corte

$$\phi = 0.85$$

b_w : ancho unitario

$$b_w = 12.00 \text{ "}$$

d_v : peralte efectivo para corte

$$d_v = t/2$$

$$d_v = 2.00 \text{ "}$$

Proponiendo:

d_{bv} : diámetro de varilla de corte

$$d_{bv} = 3/8 \text{ "} \quad A_{bv} = 0.110 \text{ plg}^2$$

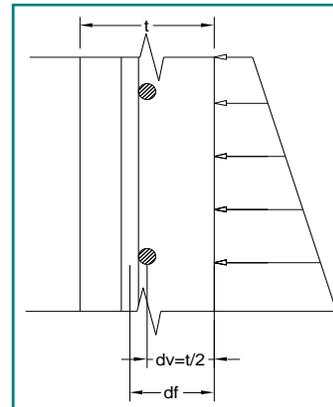
d_{bf} : diámetro de varilla de flexión

$$d_{bf} = 3/8 \text{ "} \quad A_{bf} = 0.110 \text{ plg}^2$$

r : recubrimiento

$$r = 1.50 \text{ "}$$

$$\phi V_c = 2234.71 \text{ Lb} \quad > V_u, \text{ espesor satisfactorio}$$



2. Diseño por flexión

Momento mayorado

Convenientemente se ha elegido Coef. M_u como el mayor de los Coef. M_x y M_y

$$M_u = F_c q a^2 \text{Coef.}M / 1000$$

Coef.M: coeficiente de momento máximo

$$\text{Coef.}M = -317 \quad (\text{Caso 2 Cap.2 que corresponde a } M_y)$$

$$M_u = 139.93 \text{ lb-pie}$$

$$M_u = 1.68 \text{ Klb-plg}$$

Acero de refuerzo ($A_s > A_{s\text{mín}}$)

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y 0.9 d_f}$$

d_f : peralte efectivo para flexión

$$d_f = d_v + \frac{d_{bv}}{2} + \frac{d_{bf}}{2} \quad d_f = 2.3750 \text{ "}$$

Φ : Factor de reducción por flexión

$$\phi = 0.9$$

$$A_s = 0.022 \text{ plg}^2$$

Área mínima de acero

$$A_{s\text{mín}} = \text{mayor} \left[\frac{3\sqrt{f'c} b_w d_f}{f_y}, \frac{200 b_w d_f}{f_y} \right]$$

$$\frac{3\sqrt{f'c} b_w d_f}{f_y} = 0.117 \text{ plg}^2 \quad \frac{200 b_w d_f}{f_y} = 0.143 \text{ plg}^2$$

$$A_{s\text{mín}} = 0.143 \text{ plg}^2$$

Área de acero a utilizar

$$A_s = 0.143 \text{ plg}^2$$

Separación del acero vertical

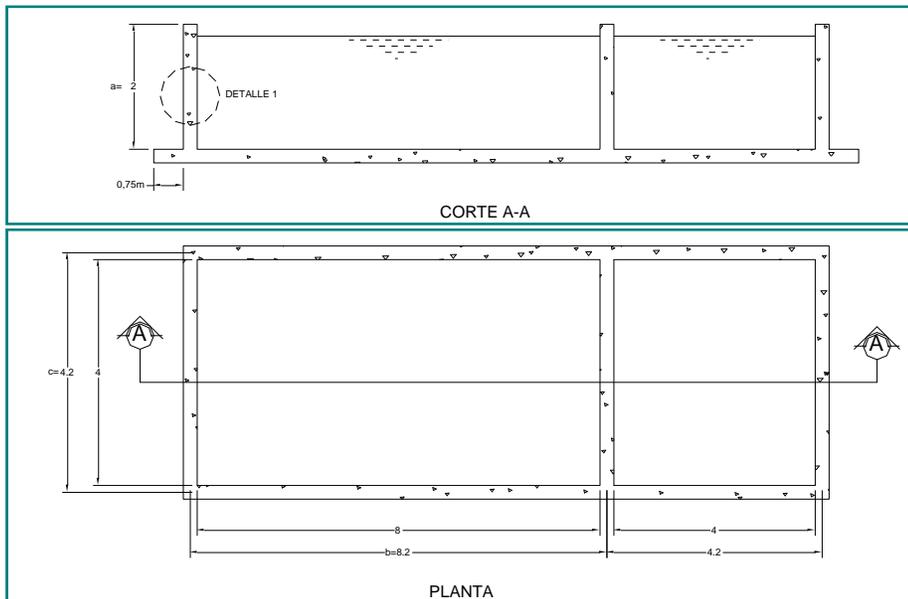
$$S = \frac{A_{bf} b_w}{A_s}$$

$$S_v = 9.301 \text{ "}$$

Usar $S_v = 9.00 \text{ "}$ (20 cm) $A_s = 0.147 \text{ plg}^2$

Usar Acero de refuerzo var# 3 @ 20 cm en ambas direcciones.

H.3. Tanque séptico



Dimensiones

Las dimensiones fueron determinadas del análisis Hidráulico-Sanitario y será considerado solo el muro de la celda mas grande ya que a mayores dimensiones se tiene las condiciones más críticas en cuanto al tamaño a obtener. Conservadoramente

Altura de agua

$$h_w = a = 2 \text{ m}$$

$$h_w = a = 6.56 \text{ pie}$$

Altura de suelo

$$h_s = a = 2 \text{ m}$$

$$h_s = a = 6.56 \text{ pie}$$

Selección del espesor

Usar $t = 8.00 \text{ "}$ (0.20 m)
 $t < 10 \text{ "}$, Requiere solo una capa de refuerzo.

Longitud de muro largo

Interna $L = 8.0 \text{ m}$
 Diseño $b = L + t$
 $b = 8.20 \text{ m}$
 $b = 26.90 \text{ pie}$

Longitud del muro corto

Interna	$B = 3.5 \text{ m}$
Diseño	$c = 3.70 \text{ m}$
	$c = 12.14 \text{ pie}$

Condición de apoyo

El tanque será considerado empotrado en la base que lo garantiza la proyección de la losa de fondo, y libre en la parte superior.

Diseño de Muros

Selección de carga a emplear

Presión de agua

$$q_w = K_{aw} \cdot \gamma_w \cdot a$$

$$q_w = 410.10 \text{ lb/pie}^2$$

Presión de suelo

$$q_s = K_{as} \cdot \gamma_s \cdot a$$

$$q_s = 196.85 \text{ lb/pie}^2$$

Presión de diseño

$$q = 410.10 \text{ lb/pie}^2$$

$$a = 6.56 \text{ pie}$$

1. Diseño por fuerzas de corte

En este caso como se tiene dos celdas (cámaras) se considerarán todos los coeficientes, por las tensiones que generan los muros cortos. El corte debe ser revisado a una distancia d a partir del apoyo, como en vigas, sin embargo el autor sugiere que no es crítico para este cálculo.

1.a. Revisión del cortante al fondo en punto medio

Cortante mayorado (El corte no incluye coeficiente sanitario)

$$V_u = F_c V; V = C_s \cdot q \cdot a$$

C_s : coeficiente de cortante

Coeficiente de cortante (Caso 3 de Losas y Placas pag.2-17 Cap.2)

Para muro largo

$$b/a = 4.10$$

Usar $b/a = 4.00$

Para muro corto

$$c/a = 1.85$$

Usar $c/a = 2.00$

$$C_s = 0.5$$

$$V_u = 2152.78 \text{ Lb}$$

Localización	C_s
Bottom edge-Midpoint	0.5
Side edge-Maximum	0.38
Side edge-Midpoint	0.23

Localización	C_s
Bottom edge-Midpoint	0.45
Side edge-Maximum	0.27
Side edge-Midpoint	0.26

Resistencia al corte

La tensión que genera el muro adyacente (corto) se considera pequeña en comparación con la del muro largo, así la resistencia al corte está dada por:

$$\phi V_c = \phi \cdot 2 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d_v$$

ϕ : Factor de reducción por corte

$$\phi = 0.85$$

b_w : ancho unitario

$$b_w = 12.00 \text{ "}$$

d_v : peralte efectivo para corte

Proponiendo:

r.recubrimiento

$$r = 3 \text{ "}$$

$$d_v = \frac{t}{2}$$

d_{bv} : diámetro de varilla de corte

$$d_{bv} = 4/8 \text{ "}$$

$$A_{bh} = 0.196 \text{ plg}^2$$

d_{bv} : diámetro de varilla de flexión

$$d_{bf} = 4/8 \text{ "}$$

$$A_{bv} = 0.196 \text{ plg}^2$$

$$d_v = 4.00 \text{ "}$$

$$\phi V_c = 4469.42 \text{ Lb} > V_u, \text{ espesor satisfactorio}$$

1.b. Revisión del cortante en el punto medio del eje lateral

Cortante mayorado

$$C_s = 0.38$$

$$V_u = 1636.11 \text{ Lb}$$

Resistencia al corte

Puesto que el muro largo está sometido a fuerza de tensión simultánea debido al cortante en el lado del muro corto, de acuerdo a la sección 11.3.2.3 ACI 318-95, el corte permisible está dado por:

$$\phi V_c = \phi \cdot 2 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d \cdot \left(1 + \frac{N_u}{500 A_g} \right)$$

N_u : Tensión en muro largo debida al corte en el muro corto

Corte en muro corto

$$N_u = V_u = -F_c \cdot C_s \cdot q \cdot a$$

$$C_s = 0.27$$

$$N_u = -1162.50 \text{ Lb}$$

Ag: area unitaria gruesa

$$A_g = t \cdot b_w$$

$$A_g = 96.00 \text{ plg}^2$$

$$\phi V_c = 4361.17 \text{ Lb} > V_u, \text{ espesor satisfactorio}$$

Muro es resistente a corte

2. Diseño por flexión

2.a. Diseño por momento flexionante vertical

Momento mayorado

$$M_{ux} = F_c M_x; M_x = qa^2 \text{Coef} \cdot M_x / 1000$$

$\text{Coef} \cdot M_x$: coeficiente de momento alrededor del eje X

$$\text{Coef} \cdot M_x = -150 \quad (\text{Caso 3 Cap.3})$$

$$M_{ux} = 4237.76 \text{ lb-pie}$$

$$M_{ux} = 50.85 \text{ Klb-plg}$$

Acero de refuerzo vertical ($A_s > A_{smin}$)

$$A_{sv} = \frac{M_{ux}}{\phi f_y j d_f} \quad d_f = \frac{t}{2} + \frac{d_{bv}}{2} + \frac{d_{bf}}{2}$$

ϕ : Factor de reducción por flexión

$$d_f = 4.5000 \text{ "}$$

$$\phi = 0.9$$

$$A_{sv} = 0.349 \text{ plg}^2$$

Área mínima de acero

$$A_{smin} = \text{mayor} \left[\frac{3\sqrt{f'c} b_w d_f}{f_y}, \frac{200 b_w d_f}{f_y} \right]$$

$$\frac{3\sqrt{f'c} b_w d_f}{f_y} = 0.222 \text{ plg}^2 \quad \frac{200 b_w d_f}{f_y} = 0.270 \text{ plg}^2 \quad A_{smin} = 0.270 \text{ plg}^2$$

Área de acero vertical a utilizar

$$A_{sv} = 0.349 \text{ plg}^2$$

Separación del acero vertical

$$S_v = \frac{A_{bv} b_w}{A_{sv}}$$

$$S_v = 6.755 \text{ "}$$

Usar $S_v = 6 \text{ "}$ (15 cm) $\rightarrow A_{sv} = 0.393 \text{ plg}^2$

2.b. Diseño por momento flexionante horizontal

Momento mayorado

$$M_{uy} = F_c M_y; M_y = q a^2 \text{Coef} \cdot M_y / 1000$$

$\text{Coef} \cdot M_y$: coeficiente de momento alrededor del eje Y

$$\text{Coef} \cdot M_y = -81 \quad (\text{Caso 3 Cap.3})$$

$$M_{uy} = 2288.39 \text{ lb-pie}$$

$$M_{uy} = 27.46 \text{ Klb-plg}$$

Acero de refuerzo horizontal ($A_s > A_{smin}$)

$$A_{sf} = \frac{M_{uy}}{\phi f_y j d_v} \quad A_{sf} = 0.212 \text{ plg}^2$$

Área de acero horizontal requerida por tensión directa en muro largo

$$A_{shT} = \frac{N_{uT}}{\phi f_y} \quad N_{uT} = S |N_u|$$

S: coeficiente sanitario

$$S = 1.65 \text{ (Tensión Directa)}$$

$$N_{uT} = 1918.13 \text{ Lb}$$

$$A_{sT} = 0.053 \text{ plg}^2$$

Este área de acero es distribuida equitativamente en las caras internas y externas del muro.

Área de acero horizontal total

$$A_{sh} = A_{sf} + \frac{A_{sr}}{2} \quad A_{sh} = 0.239 \text{ plg}^2$$

Área mínima de acero

$$A_{s\text{min}} = \text{mayor} \left[\frac{3\sqrt{f'c}b_w d_f}{f_y}, \frac{200b_w d_f}{f_y} \right]$$

$$\frac{3\sqrt{f'c}b_w d_v}{f_y} = 0.197 \text{ plg}^2 \quad \frac{200b_w d_v}{f_y} = 0.240 \text{ plg}^2 \quad A_{s\text{min}} = 0.240 \text{ plg}^2$$

Área de acero horizontal a utilizar

$$A_{sh} = 0.240 \text{ plg}^2$$

Separación del acero horizontal

$$S_h = \frac{A_{bh}b_w}{A_{sh}} \quad S_h = 9.82 \text{ "}$$

Usar $S_h = 8 \text{ "}$ (20 cm) $\rightarrow A_{sh} = 0.295 \text{ plg}^2$

Usar Acero de refuerzo vertical var# 4 @ 15 cm y Acero de refuerzo horizontal var# 4 @ 20cm.

2.c. Revisión de espaciamiento máximo de barras para control de agrietamiento

Está limitada para el control de agrietamiento por flexión (Sección 10.6 ACI 318-95).

Momento máximo no factorado

$$M = \frac{M_u}{F_c}$$

$$M_u = 50.85 \text{ Klb-plg}$$

$$M = 31.78 \text{ Klb-plg}$$

La resistencia en el refuerzo es calculada usando el Método de Esfuerzos de Trabajo (ASD):

$$f_s = \frac{M}{A_s j d} \quad A_s = 0.393 \text{ plg}^2$$

$$d = 4.5000 \text{ "}$$

Relación entre Mód. Elast. Acero y Mód. Elast. Concreto

$$n = E_s / E_c$$

$$n = 9.29$$

Cuantía de acero

$$\rho = \frac{A_s}{b_w d}$$

$$\rho = 0.0073$$

Constante k

$$k = \sqrt{2\rho n + (\rho n)^2} - \rho n$$

$$k = 0.306$$

$$f_s = 20.03 \text{ Ksi}$$

Constante j

$$j = 1 - \frac{k}{3} \quad j = 0.898$$

Espaciamiento máximo para control de grieta

$$S_{m\acute{a}x} = z^3 / (2d_c^2 f_s^3)$$

$$d_c = t - d \quad d_c = 3.5000 \text{ "}$$

$$A_c = 2d_c b_w \quad A_c = 84.00 \text{ plg}^2$$

$$z = f_s \sqrt[3]{d_c A_c} \quad z = 133.19 \text{ Klb/plg}$$

$$S_{m\acute{a}x} = 12 \text{ "} \quad S = 6 \text{ "}$$

La separación propuesta es adecuada

2.d. Refuerzo por contracción y temperatura

Asumiendo que los muros serán vertidos en longitudes de 30 pies, es decir las juntas sean cada 30 pies, entonces la cuantía de acero por contracción y temperatura, de acuerdo a la Fig.1-2 del Manual es:

$$\rho_t = \frac{A_{st}}{bh} = 0.0042$$

Refuerzo en cada cara

$$A_{st} = \frac{1}{2} \rho_t b_w t \quad A_{st} = 0.202 \text{ plg}^2$$

As>Ast, Cuantía provista es adecuada

2.e. Longitud de desarrollo o anclaje

Longitud básica

$$\ell_{db} = \frac{fy\alpha\beta}{25\sqrt{f'c}} d_b$$

$$\alpha = 1$$

($d < 12 \text{ plg}$)

$$\beta = 1$$

(Barras no recubiertas de epóxicos)

$$d_b = 0.5000 \text{ "}$$

$$\ell_{db} = 14.60593487$$

Longitud de desarrollo

$$\ell_d = \gamma \varepsilon \ell_{db}$$

$$\gamma = 0.8$$

(Barra menor que #6)

$$\varepsilon = 1$$

(Empalme Clase A)

$$\ell_d = 11.68 \text{ "}$$

Usar

$$\ell_d = 12 \text{ "}$$

Diseño de la losa de techo

Espesor propuesto

$$t_L = 6 \text{ "}$$

Condición de apoyo

Simplemente apoyada

Cargas

Carga viva	$LL = 100 \text{ lb/pie}^2$	(Sugerida por el autor)
Carga Muerta	$DL = \gamma_c t_L$	
	$DL = 75 \text{ lb/pie}^2$	

Caso de análisis

Será diseñada usando Resultados de Análisis de Placas Caso 10 Cap.2. Los coeficientes de diseño, al igual que en los muros que también se diseñaron como placas, están basados en la relación b/a.

$$b = 26.90 \text{ pie}$$

$$a = 12.14 \text{ pie} \quad (\text{En el diseño de la losa } a=c)$$

$$b/a = 2.216$$

Usar $b/a = 2.30$

1. Diseño por Momento flexionante

Los coeficientes de momento M_x , M_y , M_{xy} para la relación b/a son tomados de las tablas del Manual Pag.2-62. Los coeficientes de momento de diseño total M_{tx} y M_{ty} son mostrados en las siguientes tablas, y son obtenidos usando el procedimiento descrito en e

Cuando los momentos positivos producen tensión (Centro geométrico)

$$M_{tx} = M_x + |M_{xy}| \geq 0$$

$$M_{ty} = M_y + |M_{xy}| \geq 0$$

Cuando los momentos negativos producen tensión (Esquinas)

$$M_{tx} = M_x - |M_{xy}| \leq 0$$

$$M_{ty} = M_y - |M_{xy}| \leq 0$$

Coef. $M_{tx} = \text{Coef. } M_x + \text{Coef. } |M_{xy}|$ para momento positivo a lo largo del claro corto

$$\text{Max} = 100$$

Coef. $M_{ty} = \text{Coef. } M_y + \text{Coef. } |M_{xy}|$ para Momento positivo a lo largo del claro largo

$$\text{Max} = 54$$

Coef. $M_{tx} = \text{coef. } M_x - \text{Coef. } |M_{xy}|$ para Momento negativo a lo largo del claro corto

$$\text{Max} = 100$$

Coef. $M_{ty} = \text{coef. } M_y - \text{Coef. } |M_{xy}|$ para Momento negativo a lo largo del claro largo

$$\text{Max} = 54$$

1.a. Acero en la dirección corta (acero paralelo a a)

Se considera como refuerzo secundario. A este acero corresponde el Momento último M_{tx} que gira alrededor del eje X.

Momento positivo al centro

$$M_{tx} = \text{Coef. } M_{tx} q_u a^2 / 1000$$

$$\text{Coef. } M_{tx} = 100$$

$$M_{tx} = 3904.99 \text{ lb-pie}$$

$$M_{tx} = 46.86 \text{ Klb-plg}$$

$$q_u = 1.4DL + 1.6LL$$

$$q_u = 265 \text{ lb/pie}^2$$

Cuantía de acero

$$\rho = \frac{0.85f'c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85f'c}} \right] \quad R_n = \frac{M_u}{\phi b_w d^2}$$

Asumiendo var. #4

$$d_{bs} = 4/8 \text{ "}$$

Recubrimiento

$$A_b = 0.196 \text{ plg}^2$$

$$r = 1.0 \text{ "}$$

Peralte efectivo

$$d_s = \frac{t}{2} \quad d_s = 3.0000 \text{ "}$$

$$R_n = 482.10 \text{ Psi}$$

$$\rho = 0.0135$$

Área de acero

$$A_s = \rho b_w d \quad A_s = 0.485 \text{ plg}^2$$

1.b. Acero en la dirección larga (Paralelo a *b*)

Se ha considerado como acero de refuerzo principal. A este acero corresponde el Momento último M_{ty} que gira alrededor de eje Y.

Momento positivo

$$M_{ty} = Coef. M_{ty} q_u a^2 / 1000$$

$$Coef. M_{ty} = 54$$

$$M_{ty} = 2108.69 \text{ lb-pie}$$

$$M_{ty} = 25.30 \text{ Klb-plg}$$

Cuantía de acero

$$\rho = \frac{0.85f'c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85f'c}} \right]$$

Asumiendo var. #4

$$d_{bp} = 4/8 \text{ "}$$

Peralte efectivo

$$d_p = \frac{t}{2} + \frac{d_{bp}}{2} + \frac{d_{bs}}{2} \quad d_p = 3.5000 \text{ "}$$

$$R_n = 191.26 \text{ Psi}$$

$$\rho = 0.0050$$

Área de acero

$$A_s = \rho b_w d \quad A_s = 0.209 \text{ plg}^2$$

1.c. Acero mínimo para el mayor momento

Según sección 10.5 ACI 318-95

$$A_{s \text{ min}} = \text{mayor} \left(\frac{3\sqrt{f'c} b_w d}{f_y}, \frac{200b_w d}{f_y} \right)$$

$$\frac{3\sqrt{f'c} b_w d}{f_y} = 0.148 \text{ plg}^2$$

$$\frac{200b_w d}{f_y} = 0.180 \text{ plg}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.180 \text{ plg}^2$$

Por contracción y temperatura

$$\rho_t = \frac{A_{st}}{bh} = 0.0042 \quad h = t \quad A_{st} = 0.302 \text{ plg}^2$$

Según sección 13.3 y 7.12 ACI 318-95

$$\rho_{mín} = 0.002 \quad A_{smín} = \rho_{mín} bh \quad A_{smín} = 0.144 \text{ plg}^2$$

Área de acero a utilizar

Se utilizará la misma en ambas direcciones

$$A_s = 0.485 \text{ plg}^2$$

Separación

$$s = \frac{A_b b_w}{A_s} \quad \text{Usar} \quad s = 4.86 \text{ "}$$

$$s = 4.00 \text{ "}$$

1.d. Espaciamiento máximo

De acuerdo a sección 13.3.2 ACI 318-95

$$s_{máx} = 2h \quad s_{máx} = 12 \text{ "} \quad > s, \text{ Usar } s \text{ requerida}$$

De acuerdo a sección 7.12.2.2 ACI 318-95

$$s_{máx} = \min(5t, 18)$$

$$s_{máx} = 18 \text{ " } > s, \text{ Usar } s \text{ requerida}$$

Usar Acero de refuerzo var# 4 @ 10 cm en ambas direcciones.

El refuerzo en las esquinas debe prolongarse un quinto de la longitud de la losa

$$\ell_d = L/5$$

$$\ell_d = 1.64 \text{ m}$$

$$\ell_d = 2 \text{ m}$$

Usar

2. Revisión por cortante

Cortante mayorado

$$V_u = C_s q_u a$$

Coefficiente de cortante

$$C_s = 0.46 \quad (\text{Caso 10 Cap.2 } b/a=2)$$

$$q_u = 1.4DL + 1.7LL \quad (\text{Corte no incluye coef. Sanit.})$$

$$q_u = 275 \text{ lb/pie}^2$$

$$V_u = 1535.60 \text{ Lb}$$

Resistencia permisible a corte

$$\phi V_c = 2\phi \sqrt{f'c} b_w d$$

$$\phi V_c = 3910.74 \text{ Lb} \quad > V_u, \text{ espesor satisfactorio}$$

3. Revisión de la deflexión

Deflexión por caga de servicio en sección sin grieta

$$\Delta = \frac{C_d q L^4}{1000D} \quad L = \max(a, b)$$

$$L = 26.90 \text{ pie}$$

q: carga viva de servicio

$$q = 100 \text{ lb/pie}^2 \quad 0.69 \text{ lb/plg}^2$$

C_d : Coeficiente de deflexión máxima

$$C_d = 10.1$$

$$D = \frac{E_c t^3}{12(1-\mu^2)} \quad D = 58537848.3 \text{ lb-plg}$$

$$\Delta = 1.301 \text{ "}$$

$$\Delta = 3.25 \text{ cm}$$

Deflexión permisible por carga viva

$$\Delta_p = \frac{L}{180} \quad L(\text{m})=b$$

$$\Delta_p = 0.046 \text{ m}$$

$$\Delta_p = 4.56 \text{ cm} \quad >\Delta, \text{ espesor satisfactorio}$$

Revisión de la fuerza de levantamiento

Dependiendo de la altura de la tabla de agua, las fuerzas que pueden desarrollarse bajo el tanque pueden ser tan grandes para levantar la estructura cuando esta vacío. El peso de: la losa, los muros y el suelo que reposa sobre la proyección de la losa de

Fuerza resistente

$$F_R = W_W + W_{LR} + W_{LF} + W_S$$

W_S : peso de suelo sobre proyección de losa

$$W_S = A_S a \gamma_s$$

W_W : peso de muros

$$A_S = 278.93 \text{ pie}^2$$

$$W_W = a L_W t \gamma_c$$

$$W_S = 183026.66 \text{ Lb}$$

LW: longitud total de muros

$$F_R = 318734.20 \text{ Lb}$$

$$L_W = 78.08 \text{ pie}$$

$$W_W = 51236.21 \text{ Lb}$$

Fuerza actuante

$$F_A = W_w$$

W_{LR} : peso de la losa de techo

$$W_{LR} = A_{LR} t_L \gamma_c$$

W_w : peso de agua

$$A_{LR} = 353.05 \text{ pie}^2$$

$$W_w = A_w a \gamma_w$$

$$W_{LR} = 26478.71 \text{ Lb}$$

$$A_w = 300.99 \text{ pie}^2$$

W_{LF} : peso de la losa de piso

$$W_w = 123438.93 \text{ Lb}$$

$$W_{LF} = A_{LF} t \gamma_c$$

Factor de seguridad

$$A_{LF} = 579.93 \text{ pie}^2$$

$$FS = F_R / F_A$$

$$W_{LF} = 57992.61 \text{ Lb}$$

$$FS = 2.58$$

FS > 1.5, Dimensiones de Tanque adecuadas



**APÉNDICE I:
“DIAGNOSTICO DE IMPACTO
AMBIENTAL”**

I. DIAGNOSTICO DE IMPACTO AMBIENTAL

I.1. Lista de chequeo modificada / Etapa de Construcción

FACTOR AMBIENTAL	IMPACTO	DESCRIPCIÓN
AIRE	Generación de partículas en suspensión	Contaminación de la atmósfera por partículas debido al movimiento de tierra, al transporte de materiales, a la nivelación, al relleno y construcción.
	Generación de ruido	La construcción traerá consigo la empleo de maquinarias que producirán ruido que afectarán la zona del proyecto.
	Emisiones de gases	Debido al uso de maquinaria pesada.
SUELO	Modificación de las características fisicoquímicas	Con la construcción se introducirá material diferente al del terreno natural para adecuarlo para el proyecto.
	Contaminación del Suelo	La utilización de materiales de construcción originará residuos que pueden llegar a contaminar el suelo.
	Erosión	Con el movimiento de tierra el suelo se encontrará en estado suelto lo que facilitará la erosión.
AGUA	Contaminación del agua subterránea	La construcción generaría residuos líquidos que podrían llegar a infiltrarse al subsuelo y contaminar las aguas subterráneas.
MEDIO PERCEPTUAL	Estética	La acumulación de materiales de construcción en el zona del proyecto afectará la estética del medio natural.
MEDIO SOCIO ECONÓMICO	Afectación a la salud de trabajadores y a la población	Con la emisión de gases de las maquinarias, la generación de ruido y de partículas en suspensión se degrada la calidad del aire y provoca afectaciones en la salud de las personas.
	Empleo Temporal	En la etapa de construcción se necesitará de trabajadores originando fuente temporal de empleo a los pobladores del sector.

I.2. Lista de chequeo modificada / Etapa de Operación

FACTOR AMBIENTAL	IMPACTO	DESCRIPCIÓN
AIRE	Generación de olores	La descomposición de la materia orgánica provocara el desprendimiento de gases que generarán olores desagradables, no así en el Biofiltro.
SUELO	Contaminación del Suelo	Una vez en operación el sistema de tratamiento podría tener deficiencias como fisuras que provocaría que el agua residual cruda se infiltre en el suelo y lo contamine, a menos que sea una estructura bien impermeabilizada.
AGUA	Contaminación del agua subterránea	Deficiencia en el sistema provocaría la infiltración del agua residual en los mantos acuíferos y los contaminaría.
	Afectación en drenaje natural	Las estructuras del sistema impermeabilizarían ciertas partes del terreno lo que dificultaría el drenaje en la zona.
	Contaminación del agua superficial	El efluente resultante puede ser vertido a cuerpos superficiales de agua lo que provocaría la degradación de los mismos si no son capaz de asimilar las altas concentraciones de sólidos, DBO, DQO, etc.
MEDIO PERCEPTUAL	Estética	Infraestructura estéticamente incompatible con el medio natural de la zona, excepto con Biofiltro.
MEDIO SOCIO ECONÓMICO	Estilo y calidad de vida	La recolección y disposición de las aguas residuales a través del sistema de tratamiento mejora las condiciones de vida de quienes viven cerca del proyecto y de quienes hacen uso de las instalaciones del recinto.

I.3. Matriz de Valoración o de Importancia

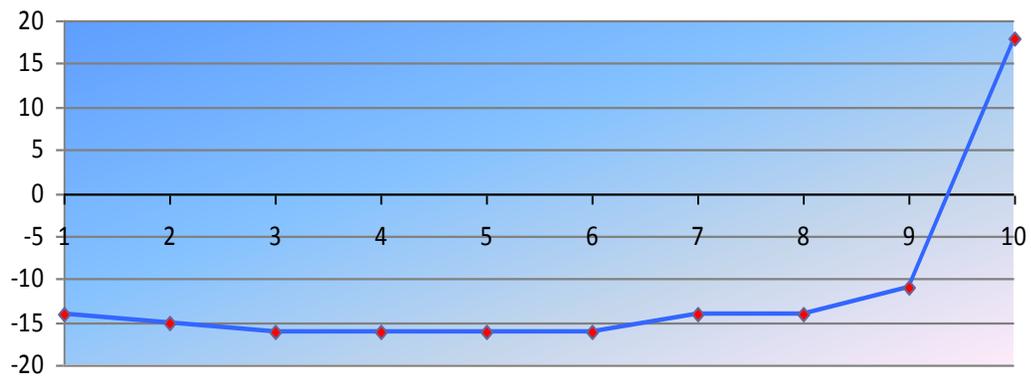
ELEMENTO DEL MEDIO	ETAPA DE CONSTRUCCIÓN						ETAPA DE OPERACIÓN					
	INTENSIDAD	EXTENSIÓN	MOMENTO	PERSISTENCIA	REVERSIBILIDAD	IMPORTANCIA	INTENSIDAD	EXTENSIÓN	MOMENTO	PERSISTENCIA	REVERSIBILIDAD	IMPORTANCIA
AIRE												
Ruido	-2	-2	-4	-1	-1	-16						
Contaminación por partículas en suspensión	-2	-2	-4	-1	-1	-16						
Contaminación por gases	-2	-1	-4	-2	-2	-16						
Contaminación por olores							-1	2	2	4	2	9
SUELO												
Modificación de las características físicoquímicas	-2	-1	-4	-2	-2	-16						
Erosión	-1	-1	-2	-2	-2	-11						
Contaminación del suelo	-1	-2	-4	-2	-2	-15	2	2	1	2	2	15
AGUA												
Afectación en el drenaje natural							-1	-1	-1	-2	-1	-9
Contaminación del agua subterránea	-1	-2	-4	-2	-1	-14	4	2	1	4	2	23
Contaminación del agua superficial							4	2	1	4	4	25
MEDIO PERCEPTUAL												
Estética	-2	-1	-4	-1	-1	-14	2	2	1	4	2	17
MEDIO SOCIO ECONÓMICO												
Afectaciones en la salud	-1	-2	-4	-2	-1	-14						
Estilo y calidad de vida							4	2	4	4	4	28
Empleo temporal	2	2	4	2	2	18						

I.4. Balance de Impactos

I.4.1. Etapa de Construcción

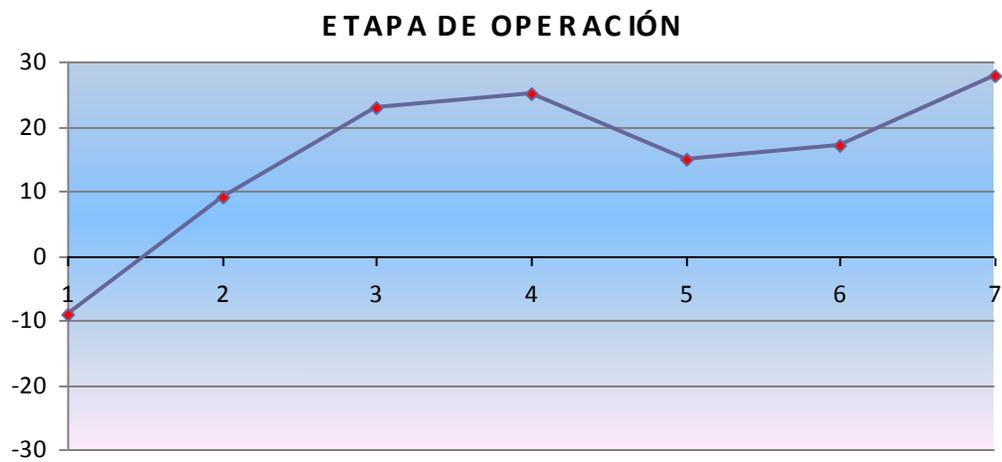
IMPACTO	VALORACIÓN DE IMPACTO	ORDEN DE IMPACTO
Contaminación del agua subterránea	-14	1
Contaminación del suelo	-15	2
Ruido	-16	3
Contaminación por partículas en suspensión	-16	4
Contaminación por gases	-16	5
Modificación de las características fisicoquímicas	-16	6
Afectaciones en la salud	-14	7
Estética	-14	8
Erosión	-11	9
Empleo temporal	18	10

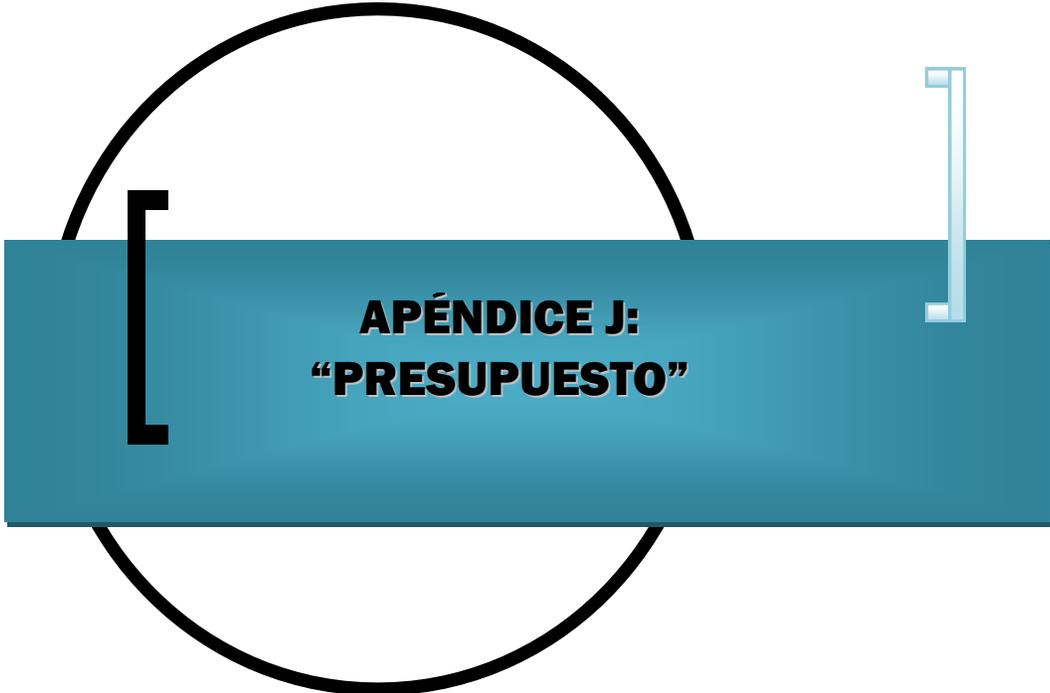
ETAPA DE CONSTRUCCIÓN



I.4.2. Etapa de Operación

IMPACTO	VALORACIÓN DE IMPACTO	ORDEN DE IMPACTO
Afectación en el drenaje natural	-9	1
Contaminación por olores	9	2
Contaminación del agua subterránea	23	3
Contaminación del agua superficial	25	4
Contaminación del suelo	15	5
Estética	17	6
Estilo y calidad de vida	28	7





**APÉNDICE J:
“PRESUPUESTO”**

PROYECTO: SISTEMA DE TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES DEL RECINTO UNI - NORTE, ESTELÍ

OBJETO DE OBRA : TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA REHUSO.
FECHA: OCTUBRE 2009

Cambio:1 Dolar U\$ = C\$20.65

ITEM	DESCRIPCIÓN DE LA ETAPA	UND.	CANT	COSTO UNIT. C\$	COSTO TOTAL, C\$	OBSERV
1	MOVIMIENTO DE TIERRA					
	Descapote (Incluye 3 m de ronda)	C/U	30.00	24.67	740.10	
	Cortar (Para una profundidad de 0.30 m)	M³	960.37	60.00	57,622.45	
	Botar material sobrante	M³	1,056.41	50.00	52,820.58	
	Escarificar (Compra en BP, transporte y escarificado)	M²	1,056.41	122.98	129,917.50	
	Compactación	M³	960.37	48.70	46,770.22	
2	ANDENES DE CONCRETO					
	Andén de concreto perimetral (t=2", Fc=2500 PSI), Acabado integral arenillado con sisa de 3 cm @ 1.00 m, máximo.(Ver detalle en planos).	M²	422.79	145.32	61,439.84	
3	POZO DE BOMBEO Y CAJA DE VÁLVULA					
	Hacer Niveletas Sencillas	C/U	2.00	149.52	299.04	
	Hacer Niveletas Dobles	C/U	12.00	246.58	2,958.94	
	Corrida de Niveles	ML	10.00	59.80	598.04	
	Excavación Estructural (Incluye sobreexcavación)	M³	10.75	150.00	1,612.50	
	Relleno y Compactación (Con Material Selecto)	M³	19.43	51.30	996.76	
	Botar Material Sobrante	M³	11.83	50.00	591.25	
	Impermeabilización (Geotextil no tejido 250p.)	M²	34.75	37.35	1,297.91	
	Refuerzo de Acero corrugado	QQ	5.00	947.12	4,735.60	
	Formaleta (Hechura, colocación y desencofre)	M²	33.76	507.16	17,120.91	
	Concreto de 3000 psi	M³	5.53	3,327.71	18,402.24	
	Suministro e instalación de un sistema de bombeo (2 bombas sumergibles de 1.5 Kw)	C/U	1.00	185,842.80	185,842.80	
4	CANAL CON REJILLA - DESARENADOR - C. PARSHALL					
	Hacer Niveletas Sencillas	C/U	2.00	149.52	299.04	
	Hacer Niveletas Dobles	C/U	4.00	246.58	986.31	
	Corrida de Niveles	ML	25.24	59.80	1,509.46	
	Excavación Estructural (Incluye sobreexcavación)	M³	2.66	150.00	399.00	
	Relleno y Compactación (Con Material Selecto)	M³	1.54	51.30	79.00	
	Botar Material Sobrante	M³	2.93	50.00	146.30	
	Refuerzo de Acero corrugado (3/8", G 40)	QQ	3.00	608.74	1,826.22	
	Formaleta	M²	45.81	507.16	23,233.00	
	Concreto de 3000 psi	M³	3.05	3,327.71	10,140.20	
	Repello en Pared	M²	24.51	75.23	1,843.66	
	Impermeabilización	M²	24.51	378.00	9,264.16	
	Rejas de Acero de varilla corrugada de 3/8"	C/U	1.00	150.00	150.00	
	Placa de acero A-36 (0.525 M X 0.40 M X 3/8")	C/U	1.00	1,022.00	1,022.00	
	Pernos de anclaje (1/2")	C/U	4.00	205.31	821.24	
	Compuerta de entrada de (0.90 M X 0.75 M X 1/4")	C/U	1.00	2,188.00	2,188.00	
	Compuerta de salida de (0.75 M X 0.75 M X 1/4")	C/U	1.00	1,825.00	1,825.00	
	Canaleta Parshall prefabricada 9"	C/U	1.00	103,246.00	103,246.00	

ITEM	DESCRIPCIÓN DE LA ETAPA	UND.	CANT	COSTO UNIT. C\$	COSTO TOTAL, C\$	OBSERV
5	TRAMPA DE GRASAS, CANT = 2 U					
	Hacer Niveletas Dobles	C/U	4.00	246.58	986.31	
	Corrida de Niveles	ML	7.60	59.80	454.51	
	Excavación Estructural	M³	1.93	150.00	289.50	
	Relleno y Compactación (Con Material Selecto)	M³	0.84	51.30	43.09	
	Botar Material Sobrante	M³	2.12	50.00	106.15	
	Formaleta	M²	19.38	507.16	9,828.76	
	Concreto de 3000 psi	M³	0.96	3,327.71	3,201.26	
	Repello en Pared	M²	10.37	75.22	779.93	
6	TANQUE SÉPTICO Y FILTRO ANAEROBICO, CANT = 2 U					
	Hacer Niveletas Sencillas	C/U	4.00	149.52	598.07	
	Hacer Niveletas Dobles	C/U	4.00	246.58	986.31	
	Corrida de Niveles	ML	84.70	59.80	5,065.42	
	Excavación Estructural (Incluye sobreexcavación)	M³	602.71	60.00	36,162.60	
	Relleno y Compactación (Con Material Selecto)	M³	314.18	48.70	15,300.70	
	Botar Material Sobrante	M³	317.38	50.00	15,869.00	
	Refuerzo de Acero corrugado (1/2", G 40)	QQ	81.00	947.12	76,716.72	
	Formaleta	M²	360.19	507.16	182,673.96	
	Concreto de 3000 psi	M³	112.47	3,327.71	374,252.90	
	Repello en Pared	M²	192.70	75.22	14,495.53	
	Fino en Pared	M²	192.70	45.86	8,838.24	
	Impermeabilización	M²	192.70	378.00	72,841.22	
	Filtro de Grava de 2", H= 95 CM	M³	35.25	523.38	18,446.53	
	Filtro de Grava de 4", H= 95 CM	M³	35.25	523.38	18,446.53	
7	PILA DE SECADO DE LODO					
	Hacer Niveletas Sencillas	C/U	2.00	149.52	299.04	
	Hacer Niveletas Dobles	C/U	4.00	246.58	986.31	
	Corrida de Niveles	ML	26.20	59.80	1,566.87	
	Excavación Estructural (Incluye sobreexcavación)	M³	41.51	60.00	2,490.60	
	Relleno y Compactación (Con Material Selecto)	M³	10.93	48.70	532.29	
	Botar Material Sobrante	M³	23.10	50.00	1,155.00	
	Refuerzo de Acero liso (1/4", G 40)	QQ	2.00	827.36	1,654.72	
	Refuerzo de Acero corrugado (3/8", G 40)	QQ	3.00	947.12	2,841.36	
	Formaleta	M²	20.00	507.16	10,143.20	
	Concreto de 3000 psi	M³	2.20	3,327.71	7,320.96	
	Bloque de 6"x8"x16"	M²	13.31	308.23	4,103.20	
	Piqueteo en Columnas, Vigas	M²	20.00	31.03	620.64	
	Repello en Pared	M²	23.31	75.23	1,753.67	
	Fino en Pared	M²	23.31	45.86	1,069.20	

ITEM	DESCRIPCIÓN DE LA ETAPA	UND.	CANT	COSTO UNIT. C\$	COSTO TOTAL, C\$	OBSERV
	Filtro de Arena de H= 8 CM	M³	3.90	358.00	1,396.20	
	Filtro de Arena gruesa de H= 8 CM	M³	3.90	358.00	1,396.20	
	Filtro de Grava de 3/4", H= 8 CM	M³	3.90	438.83	1,711.45	
	Filtro de Grava de 1", H= 8 CM	M³	3.90	502.29	1,958.94	
	Ladrillo de barro tipo chiltepe de 4"x8"x2", con junta de arena de 2cm.	M²	41.25	167.38	6,904.60	
	Rampas de acceso (concreto simple)	M²	2.55	145.32	370.01	
8	BIOFILTRO DE FLUJO HORIZONTAL					
	Hacer Niveletas Sencillas	C/U	12.00	149.52	1,794.22	
	Hacer Niveletas Dobles	C/U	8.00	246.58	1,972.62	
	Corrida de Niveles	ML	230.40	59.80	13,778.89	
	Excavación Estructural	M³	2,533.54	60.00	152,012.40	
	Botar Material Sobrante	M³	2,786.89	50.00	139,344.70	
	Filtro de grava de 4"	M³	240.40	500.00	120,200.00	
	Filtro de Hormigón rojo	M³	814.70	438.83	357,518.12	
	Arcilla para impermeabilizar	M³	281.84	375.38	105,795.85	
	Planta Phragmites australis (Carrizo).	M²	1,508.30	169.00	254,902.70	
9	CANAL DE DIST., CANT = 2 U Y CAJA DE RECOLECCIÓN CJ/R, CANT = 2 U					
	Hacer Niveletas Sencillas	C/U	8.00	149.52	1,196.15	
	Hacer Niveletas Dobles	C/U	16.00	246.58	3,945.25	
	Corrida de Niveles	ML	123.20	59.80	7,367.88	
	Excavación Estructural	M³	41.51	150.00	6,226.08	
	Relleno y Compactación (Con Material Selecto)	M³	1.97	51.30	101.06	
	Botar Material Sobrante	M³	45.66	50.00	2,282.90	
	Formaleta	M²	82.14	507.16	41,659.02	
	Concreto de 3000 psi	M³	9.71	3,327.71	32,299.34	
	Repello en Pared	M²	43.95	75.22	3,305.72	
10	CAJA DE REGISTRO C/R, CANT = 10 U					
	Hacer Niveletas Dobles	C/U	40.00	246.58	9,863.12	
	Corrida de Niveles	ML	32.00	59.80	1,913.74	
	Excavación Estructural (Incluye sobreexcavación)	M³	5.08	150.00	761.28	
	Relleno y Compactación (Con Material Selecto)	M³	12.65	51.30	648.73	
	Botar Material Sobrante	M³	5.58	50.00	279.14	
	Formaleta	M²	25.88	507.16	13,127.09	
	Concreto de 3000 psi	M³	8.43	3,327.71	28,054.26	
	Repello en Pared	M²	13.85	75.22	1,041.66	

ITEM	DESCRIPCIÓN DE LA ETAPA	UND.	CANT	COSTO UNIT. C\$	COSTO TOTAL, C\$	OBSERV
11	RED DOMICLIAR, TUBERIAS EN LA PLANTA Y SISTEMA DE BOMBEO					
	Suministro e instalación de tubería de Ø8" PVC, (SDR-41). Incluye Accesorios, excavación, relleno, compactación y desalojo de material producto de la excavación.	ML	93.65	832.25	77,936.93	
	Suministro e instalación de tubería de Ø6" PVC, (SDR-41). Incluye Accesorios, excavación, relleno, compactación y desalojo de material producto de la excavación.	ML	329.60	582.61	192,028.62	
	Suministro e instalación de tubería de Ø4" PVC, (SDR-26). Incluye Accesorios, excavación, relleno, compactación y desalojo de material producto de la excavación.	ML	134.44	344.75	46,347.04	
	Suministro e instalación de Válvula de compuerta Ø4" con adaptadores.	C/U	2.00	1,450.00	2,900.00	
	Suministro e instalación de Válvula de retención Ø4" con adaptadores.	C/U	2.00	1,750.00	3,500.00	
	COSTO DIRECTO				C\$ 3273,507.47	
	COSTO INDIRECTO, 15%				C\$ 491,026.12	
	COSTO (ADM), 5%				C\$ 188,226.68	
	COSTO (UTILIDAD), 5%				C\$ 188,226.68	
	COSTO (ALMA), 1%				C\$ 41,409.87	
	COSTO (IVA), 15%				C\$ 621,148.04	
	GRAN TOTAL EN C\$				C\$ 4803,544.87	
	GRAN TOTAL EN US \$				\$232,626.20	



**APÉNDICE K:
“ESPECIFICACIONES TÉCNICAS”**

K. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

K.1. Alcances de la obra

Estas especificaciones técnicas se han elaborado a fin de adquirir los bienes y servicios requeridos para la construcción del proyecto: “Diseño del Sistema de tratamiento de las Aguas Residuales del Recinto universitario UNI-Norte, Estelí”.

Esto abarca los aspectos más importantes sobre los requerimientos mínimos que deben cumplir los materiales de construcción, la mano de obra, las herramientas, equipo y procedimientos constructivos a ser incorporados en el proyecto.

Todos los materiales y equipos suministrados deberán ser nuevos, de diseño corriente, hechura y calidad de primera clase. Trabajos de montaje y construcción deberán ser nítidos y de primera clase. Tanto los materiales como los equipos, deberán ser productos fabricados por manufactureros de reconocida experiencia y habilidad en el ramo y de la calidad, clases y tipos especificados. Todo el equipo o material defectuoso o dañado durante su instalación o pruebas deberá ser reemplazado.

K.2. Normas y Códigos

Toda instalación deberá ser ejecutada de acuerdo con las Normas establecidas por el INAA y las Normas NIC-80, con los requisitos de ley gubernamental, códigos, reglamentos y ordenanzas.

K.3. Seguridad

Los trabajadores deberán usar el equipo apropiado como botas, anteojos protectores, orejeras, gorra, vestimenta, mascarar protectoras (faciales) y todo cuanto sea necesario para prever accidentes al personal durante el proceso de construcción.

Se podrá ordenar el paro de la obra si los trabajadores se exponen al peligro y/o riesgos de algún tipo, por falta del equipo apropiado durante la ejecución de la obra.

Se deberá ser sumamente cuidadoso en el montaje de sustancias toxicas tales como combustibles, lubricantes, pintura y líquidos limpiadores en el sitio del proyecto. Estas sustancias deberán ser debidamente almacenadas en un lugar seguro.

Cualquier equipo de construcción o vehículo que observe fuga de combustible, lubricantes, etc. no podrá permanecer en el sitio de la obra.

K.4. Barricadas, Avisos preventivos y Luces

Se deberá colocar avisos preventivos indicando que se esta construyendo, generalmente cuando se trata de proyectos pequeños se utiliza una cinta.

K.5. Operación y mantenimiento

K.5.1. Medidor de Caudal

Se recomienda realizar mediciones periódicas de caudales las cuales tendrán como objetivo primordial establecer una correlación entre el número de usuarios y el caudal de aguas negras que aportan.

Estas mediciones se efectuaran en la canaleta Parshall, mediante una simple medición del tirante de agua y se deben de llevar a cabo por lo menos una vez a la semana y tomar 5 medidas del tirante entre las siguientes horas del día: 6:00 a.m y 7:30 a.m, entre 9:00 a.m y 11.00 a.m, entre 12:00 m y 1:00 p.m, entre 3:00 p.m y 5:00 p.m.

En los canales y estructuras de medición deben eliminarse depósitos y costras, los electrodos deben limpiarse con regularidad, de ser posible a diario, empleando cepillos de alambre, palas, agua a presión, pintura.

K.5.2. Conexiones domiciliarias

- El contratista deberá construir las conexiones domiciliarias en los lugares donde indique el ingeniero y de acuerdo con los detalles mostrados en los planos.
- La conexión domiciliar deberá quedar taponada con un tapón de barro.
- El contratista deberá suministrar al dueño un registro exacto de la manera indicada por el ingeniero, de la localización y dirección de las conexiones domiciliarias que queden instaladas.
- En la siguiente tabla se muestra a manera resumida las actividades de operación y mantenimiento a realizar y los medios a emplear.

Trabajo a realizar y frecuencia	Materiales, Equipos y Herramientas requeridos
Inspección periódica	
Grietas y roturas en la tapa de la caja de registro, o falta de la misma.	Herramientas (pala, barra, piocha).
Abrasión, rotura y/o dislocación de los bloques.	Bloques, agua, cemento, cuchara de albañilería.
Irregularidad con nivel del terreno que rodea la caja.	
Estado de la conexión domiciliar.	
Socavación, rotura en la parte inferior del tubo (invert.).	Tierra.
Acumulación de tierra y/o arena.	Pala, carretillas.
Conexión indebida de tubería en un sistema del tipo separado.	
Infiltración de agua residual de calidad indeseable.	
Rotura, agrietamiento y desviación en la tubería.	Tubería, agua, cemento, balde, cuchara de albañilería.
Abrasión, corrosión, agrietamiento en la parte interna de la tubería.	
Infiltración de agua subterránea.	
Rotura, agrietamiento	Cemento, agua, cuchara de albañilería, balde.

Caja de Registro

La conexión domiciliar concluirá en una caja de registro. Las cajas de registro deberán colocarse en los cambios de dirección, diámetro, pendiente, como se especifica en los planos. Las tuberías son de PVC SDR-41.

Esta caja de registro será de concreto simple con una resistencia a compresión a los 28 días de 3000Psi, de igual manera la tapa. Los detalles de la caja se muestran en los planos.

En el punto de aguas arriba de la conexión, deberá dejarse un tapón de ladrillo de barro que servirá para proteger a la conexión de introducciones de tierra o basura.

K.5.3. Equipo de bombeo

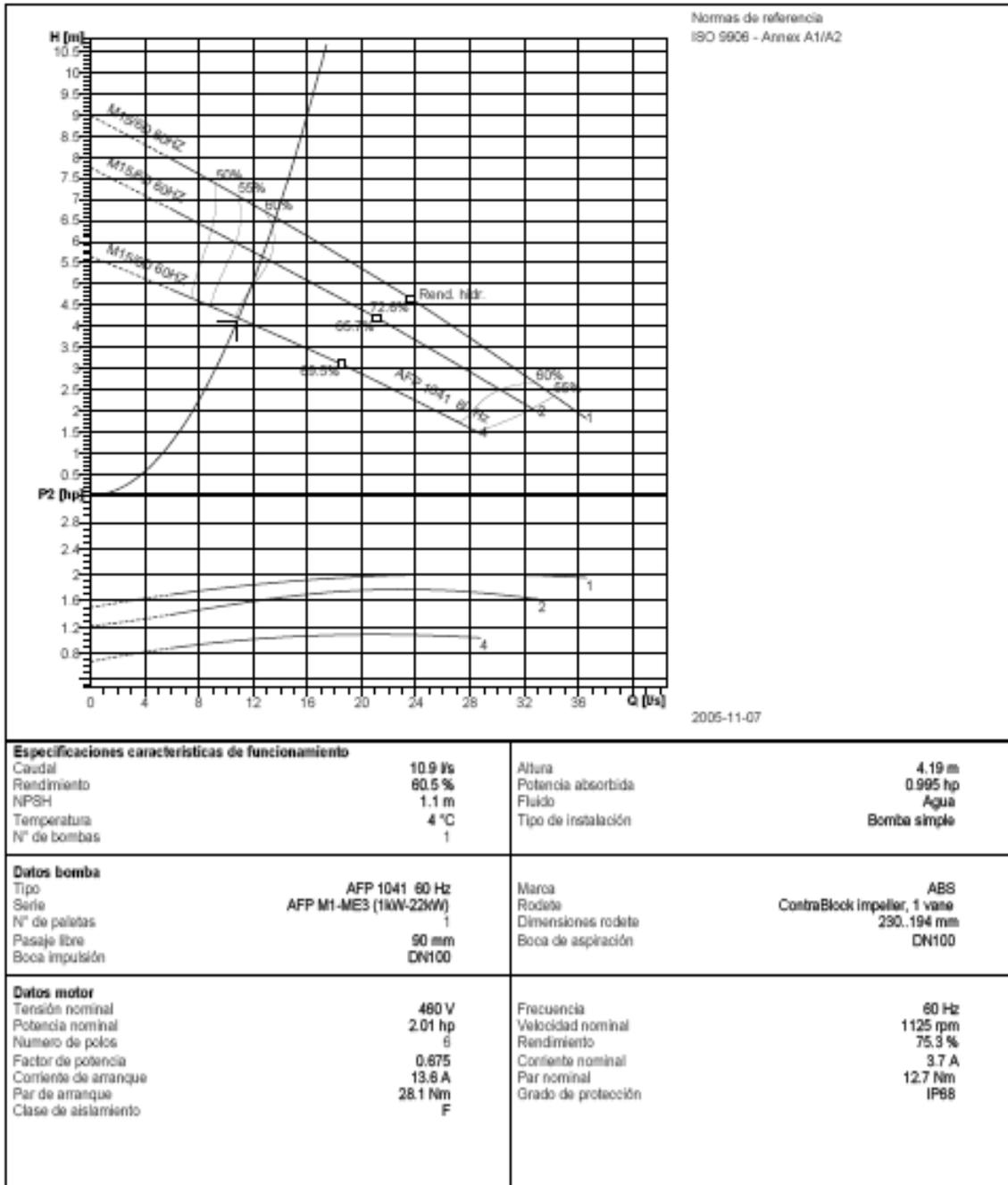
En la siguiente tabla se muestra las operaciones necesarias para dar mantenimiento al equipo de bombeo a utilizar.

TRABAJO A REALIZAR Y FRECUENCIA	MATERIALES, EQUIPOS Y HERRAMIENTAS MÍNIMOS REQUERIDOS
Diario	
Reporte de alturas piezométricas o niveles del pozo húmedo, según el caso, y presiones de descarga.	Formatos especiales, Manómetro.
Control del sistema de lubricación.	Aceite
Trimestral	
Extracción y revisión del émbolo, barra de conexión, cruceta.	Émbolo, barra de conexión, cruceta.
Revisión, ajuste o cambio de los empaques del prensaestopa.	Empaques
Revisión y control de las válvulas.	Válvula
Revisión de la camisa y del cojinete.	Camisa, cojinete.
Limpieza de la cámara de aire.	Fuente de abastecimiento de agua, compresor.
Anual	
Desmontaje total del sistema y limpieza completa de todas las partes.	Tubería de columna con uniones. Llaves fijas y ajustables, martillo, desarmadores, equipo de izado.
Inspección de todos los elementos de fricción con el eje. Cambio en las partes defectuosas.	Guías, ejes, Bushing de caucho y bronce.
Revisión del tornillo de impulsión y anillos de fricción. Cambio de las partes dañadas.	Anillos de desgaste. Tornillo de impulsión.
Limpieza del pascón de succión.	Prensa estopa.
Revisión y comprobación del funcionamiento de las válvulas. Realizar las reparaciones y cambios requeridos.	Válvulas empaques, pernos y tuercas. Partes de válvulas. Herramientas y equipo de izado.
Cambio de los empaques del pistón.	
Revisión y limpieza del motor reductor.	

A continuación se muestra las características del modelo de bombeo utilizado.



AFP 1041 60 Hz

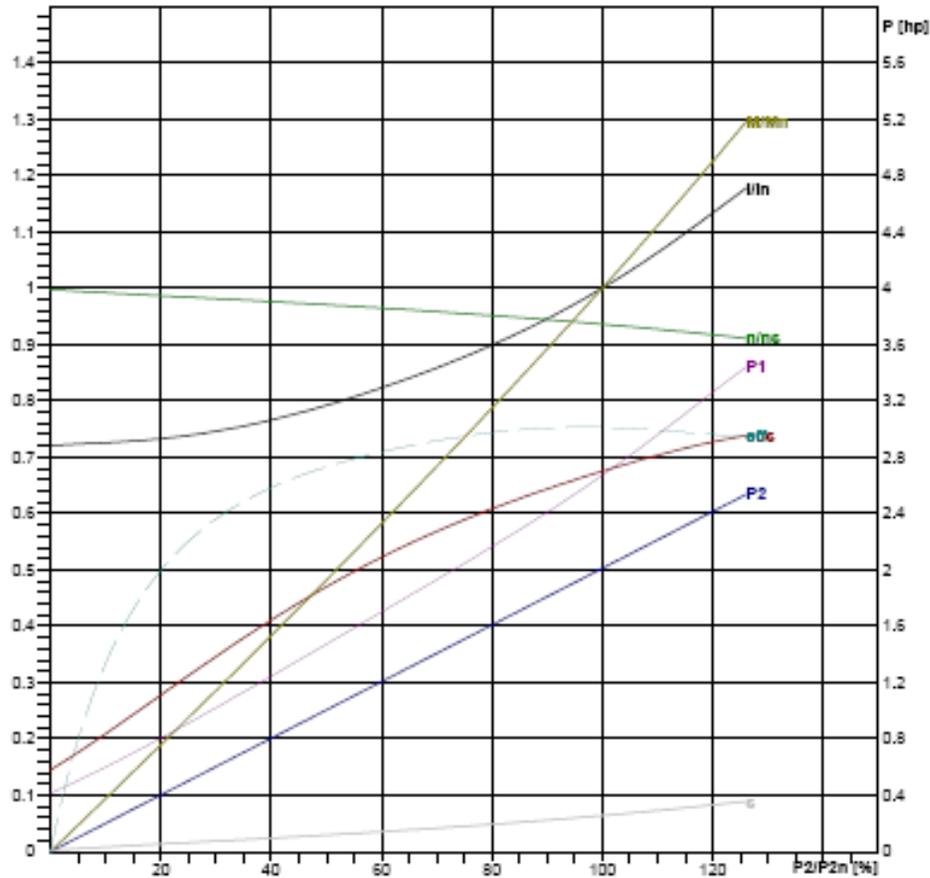




**Curvas motor
M15/6D 60HZ**

Frecuencia
60 Hz

Potencia nominal 2.01 hp	Factor de servicio	Velocidad nominal 1125 rpm	Numero de polos 6	Tensión nominal 460 V	Fecha 06.11.2009
-----------------------------	--------------------	-------------------------------	----------------------	--------------------------	---------------------



Carga	En vacio	25 %	50 %	75 %	100 %	125 %
P1 [hp]	0.413	0.9129	1.473	2.047	2.672	3.41
P2 [hp]	0	0.5029	1.006	1.509	2.012	2.514
i [A]	2.669	2.735	2.934	3.253	3.704	4.333
eff [%]	0	55.09	68.27	73.71	75.29	73.74
cos	0.1448	0.3123	0.47	0.589	0.6751	0.7365
n [rpm]	1197	1181	1165	1146	1123	1094
M [Nm]	0	3.033	6.15	9.376	12.75	16.36
s [%]	0.2393	1.612	2.951	4.514	6.407	8.816

Tolerancias potencia nominal según la VDE 0530 T1 12.84

Corriente de arranque 13.6 A	Par de arranque 26.1 Nm	Momento dinámico 0.00267 kg m²		
---------------------------------	----------------------------	-----------------------------------	--	--



AFP 1041 60 Hz

AFP/M1-ME3

Bombas sumergibles de ABS, robustas y fiables, con potencias de 1,3 a 30 kW, idóneas para la evacuación de aguas residuales domésticas o urbanas en edificios y obras, así como en la industria.

Los motores son estancos, encapsulados y totalmente sumergibles, disponibles en versión standard o anti-deflagrante. Hidráulicas con si cb (contra-bloqueo) o impulsores vortex.

Existe la posibilidad, bajo pedido, de suministrarlas con camisa de refrigeración para funcionamiento en seco.

Caudales hasta 820 m³/h
Altura máx. 92 mts.

Modelo: AFP 1041 60 Hz

Datos técnicos

Caudal	: 10.9 l/s
Altura de impulsión	: 4.19 m
Rendimiento hidráulico	: 60.5 %
Rendimiento total	: 41.2 %
Potencia en el eje	: 0.995 hp
Velocidad	: 1125 rpm
Tipo de impulsor	: ContraBlock impeller, 1 vane
Potencia del motor	: 2.01 hp
Tensión	: 460 V
Frecuencia	: 60 Hz
Orificio de aspiración	: DN100
Salida de descarga	: DN100

K.5.4. Sistema de Tratamiento¹

Generalidades

Una planta de tratamiento de aguas servidas sólo puede cumplir sus objetivos si se opera en forma apropiada y se le somete periódicamente a un mantenimiento efectivo, realizado por personal calificado. La frecuencia y la magnitud de este mantenimiento dependen del tipo y tamaño de la planta. La operación y el mantenimiento, incluida la apropiada disposición de los lodos, deben seguir las instrucciones formuladas por el diseñador y el fabricante del equipo. Estas instrucciones deben ser detalladas, de fácil comprensión, describir la frecuencia y el alcance de los trabajos de rutina, así como las medidas necesarias para el mantenimiento de todos los componentes de la planta, incluyendo el control de su grado de rendimiento.

El operador de las instalaciones debe llevar un diario de la operación, usando los formatos correspondientes, en los cuales deben anotarse los trabajos, observaciones y

¹ Manual de Mantenimiento de los Sistemas de Alcantarillado Sanitario y Sistemas de Tratamiento, INAA, 2005.

mediciones rutinarias efectuadas, las acciones de mantenimiento realizadas, los resultados obtenidos de cada uno de los procesos de tratamiento, y los sucesos específicos acaecidos.

Debe disponerse en todo momento del personal, materiales, equipos y herramientas para efectuar el mantenimiento requerido. Cuando se presenten obstrucciones, se observe la formación de nudos y se detecten hundimientos, fugas, grietas y cualquier otro daño en las estructuras y equipos, éstas deben eliminarse de inmediato. La operación y mantenimiento de la planta deben ejecutarse de tal modo, que no representen ningún peligro o molestia para el personal, ni para el ambiente. Esto se aplica en especial, a la extracción, transporte y disposición final de lodos, de las natas y del material retenido en las rejillas. Debe mantenerse una reserva adecuada de piezas de repuesto.

A continuación se señalan algunas medidas, que deben cumplirse para asegurar la conservación y el funcionamiento apropiado de una planta de tratamiento:

- Cercado del terreno de la planta de tratamiento para evitar el acceso a personas sin autorización o animales que puedan provocar daños en las instalaciones, esto se hará a 3 metros del borde de la planta.
- Asignar para operación de la planta a personal calificado, y debidamente entrenado. En el caso de sistemas con Biofiltro no se necesita a alguien especializado o con conocimientos superiores, ya que el trabajo a realizar es sumamente sencillo.
- La persona encargada de la operación y mantenimiento de la planta de tratamiento debe dedicarse a tiempo completo a su cuidado y funcionamiento.
- Conservar la planta perfectamente limpia y ordenada.
- Establecer un plan sistemático para la ejecución de las operaciones.
- Establecer un programa rutinario de inspección y lubricación.

- Registrar los datos operativos de cada equipo, enfatizando en lo relativo a incidentes poco usuales, y condiciones de funcionamiento anormales.
- Observar las medidas de seguridad establecidas.
- Establecer y desarrollar un programa de mantenimiento de los equipos, siguiendo las recomendaciones de los fabricantes.

Trampa de grasas

Trabajo a realizar y frecuencia	Materiales, Equipos y Herramientas requeridos
Las trampas de grasa deben limpiarse regularmente para prevenir el paso a través de la trampa, de apreciables cantidades de grasas y la generación de malos olores.	Manual o Bombeo.
La frecuencia de limpieza se determina con base en la observación.	Fuente de agua a presión.
Generalmente, la limpieza se hace cada vez que se alcance el 75% de la capacidad de retención como mínimo.	Cepillos y útiles de limpieza, tales como, carretillas, palas, agua a presión.

Canales abiertos

Trabajo a realizar y frecuencia	Materiales, Equipos y Herramientas requeridos
Inspección anual	
Acumulación de tierra y otras suciedades que puedan ocasionar obstrucciones.	Herramientas de limpieza, como palas, rastrillos, carretillas de mano.
Crecimiento de árboles y plantas.	
Fractura, deterioro, corrosión de paredes laterales.	Cepillos de alambre, cemento, suministro de agua.
Rotura, atascamiento del tamiz o pantalla.	Cepillos de alambre.

Reja de limpieza manual

En la rejilla, hay que remover diariamente de forma manual los sólidos gruesos retenidos entre las barras y los acumulados sobre la platina perforada, utilizando un rastrillo metálico. El material inorgánico debe ser recolectado y enviado al basurero municipal y el material orgánico se deposita en la pila de secado de lodos. Si el canal de entrada tiene poca pendiente o caudal, hay que sacar el material sedimentado en el fondo del mismo cada dos semanas con una pala. En el canal de alimentación se puede determinar el caudal de agua que entra al sistema de tratamiento, para lo cual será necesario medir con una regla graduada el tirante de agua al menos tres veces al día (6

am, 1 pm y 7 pm). La otra opción para conocer el afluente del sistema es con la canaleta Parshal que se instalará después del Desarenador. En la siguiente tabla se muestra un resumen de las actividades a realizar.

Trabajo a realizar y frecuencia	Materiales, Equipos y Herramientas requeridos
Inspección diaria	
Limpiar y lavar cuantas veces sea necesario.	Utensilios de limpieza, como cepillos de alambre, agua limpia, pala, rastrillo.
Cualquier residuo sólido de gran tamaño, como piezas de madera, plástico, etc., deberá ser eliminado mediante el uso de una malla similar a la que se emplea para limpiar piscinas.	Medios para coleccionar y transportar el material residual hasta el sitio de disposición final. Malla.

Desarenador

Es necesario extraer el material acumulado en el fondo del desarenador con pala y carretilla. La frecuencia de limpieza se determina en función de la acumulación de material en el volumen establecido para el almacenamiento de los sedimentos, debiéndose hacer semanalmente como mínimo.

Trabajo a realizar y frecuencia	Materiales, Equipos y Herramientas requeridos
Medición periódica del lecho de arena acumulada.	Regla graduada.
Aislamiento del desarenador en el momento en que la arena ocupe 2/3 del volumen.	Regla graduada.
Drenaje del agua residual en la cámara. Este puede realizarse, en algunas instalaciones, por medio de canalizaciones que devuelven el líquido drenado al efluente o a una unidad del sistema de tratamiento.	
Remoción de arena.	Palas y carretillas para transporte de arena.
Estimación de la cantidad de arena removida para los registros en las fichas de operación.	Medio para medición de la arena, como un cubo calibrado.
Transporte del material removido hacia el sitio de disposición.	Carretilla.
Lavado del desarenador para ser puesto nuevamente en operación.	Agua a presión, pala, cepillos.
Análisis de una muestra de la arena removida para determinación de sólidos volátiles. Adopción de medidas correctivas para las muestras que presenten alto contenido de éstos.	Aparatos para toma de muestras, Servicios de laboratorio.
Verificación de la cantidad de arena en las unidades de tratamiento subsecuentes.	Regla graduada.
Remoción de la arena, si fuere el caso, acumulada en las demás unidades de tratamiento.	Palas, cubos, cepillos, agua a presión.

Tanque séptico con Filtro Anaerobio de Flujo ascendente

En general, antes de efectuar alguna operación de mantenimiento en las fosas sépticas se debe dejar airear el tiempo suficiente para la evacuación de gases nocivos. Nunca deberá encenderse ningún tipo de fuego cerca de la fosa.

Las fosas no deben lavarse ni desinfectarse después de las operaciones de remoción de lodos o natas, más bien debe dejarse un fondo de lodos de unos 0.10 m a fin de proporcionar la degradación de la materia entrante.

Unas de las operaciones previstas para la operación y mantenimiento de este tratamiento son las siguientes:

Medición periódica de lodos

Esta medición se hará con una pértiga, que no es más que una vara a la cual en uno de sus extremos se le cubre con un trapo de color claro, preferiblemente blanco con una longitud de 2.0m.

Para la medición de lodos se introduce en la fosa séptica la pértiga hasta que toque fondo y se deja en esa posición por un espacio de 5-10 min. Luego se extrae con cuidado quedando la altura de lodos señalada en el trapo. Antes de introducir la vara se debe limpiar de espuma la superficie e igualmente antes de sacarla.

Cuando el lodo llegue a 10 cm de los agujeros entre cámaras es tiempo de evacuarlos. Esto significa que los lodos se almacenan en la primer cámara.

Esta actividad debe llevarse a cabo cada cuatro meses y la deben de realizar dos operarios en conjunto con el responsable de la PTAR, pero la extracción deberá realizarse como mínimo una vez al año.

Medición periódica de espumas

Esta es una actividad similar a la medición de lodos y debe llevarse a cabo cada cuatro meses al mismo tiempo que se efectúe la medición de lodos. Para esto también se utilizará una pértiga a la cual se le ha articulado una charnela pesada. La pértiga se empuja a través de la capa, la charnela articulada se pone en posición horizontal y la

pértiga se levanta hasta que la resistencia del fondo de la nata se siente. Las espumas y las natas no deben de llegar hasta los orificios entre las cámaras.

Toma de muestras para análisis de laboratorio

Para efectuar análisis de laboratorio se deberán tomar dos muestras periódicamente. Una muestra se tomará de la segunda cámara de la fosa séptica y otra a la salida del filtro anaerobio. Para la toma, preservación y transporte de estas muestras se deberán seguir recomendaciones oportunas que suministren los laboratorios en donde se efectuarán los análisis.

Estas tomas de muestras tienen como objeto verificar el funcionamiento del filtro anaerobio y se deberán realizar una cada cuatro meses durante los primeros tres años y deberá realizarse al mismo tiempo que la medición de lodos.

Entre otras actividades a realizar están las que se muestran en la siguiente tabla.

Trabajo a realizar y frecuencia	Materiales, Equipos y Herramientas requeridos
Inspección general	
Los lodos y espumas acumulados, deben ser removidos en intervalos de uno año (1-5). Este intervalo se puede ampliar o disminuir, siempre que esta modificación sea justificada y no afecte el rendimiento de operación del tanque, ni se presenten olores indeseables.	Bomba de lodos y sus accesorios.
La remoción de lodos debe ser realizada por personal capacitado, que disponga del equipo adecuado para garantizar que no haya contacto entre el lodo y las personas.	Equipo adecuado para protección del personal.
Antes de cualquier operación, en el interior del tanque, la cubierta debe mantenerse abierta durante un tiempo suficiente (>15 minutos) para permitir la expulsión de gases tóxicos o explosivos. En ningún caso los lodos removidos pueden arrojarse a cuerpos de agua, sino que serán dispuestos en la pila de secado. Los lodos pueden disponerse en rellenos sanitarios o en campos agrícolas, cuando estos últimos no estén dedicados al cultivo de hortalizas, frutas o legumbres que se consumen crudos. Rastrillar o cambiar la capa superior del filtro, en intervalos que pueden variar entre 30 a 150 días, dependiendo del tamaño efectivo del material granular.	

Biofiltro

Para garantizar un buen funcionamiento de la unidad, se debe realizar las siguientes actividades:

- Remoción de los flóculos sedimentados en el canal de distribución una vez por mes y reposición de la cubierta del mismo cuando esté en mal estado, para evitar la proliferación de mosquitos y zancudos transmisores de enfermedades.
- Cosecha de plantas en función de su ciclo vegetativo. En caso de usar *Phragmites australis* (carrizo) es de 10 meses y para Zacate Taiwán 3 meses.
- Limpieza de la superficie del lecho filtrante después del corte, para evitar que la descomposición de estas plantas en el sitio sature el lecho.
- En caso que se note un flujo superficial de aguas residuales en la entrada al Biofiltro, se recomienda remover el primer metro del material del lecho filtrante (después del material grueso) en todo el ancho de cada unidad del Biofiltro, sustituyéndose con material nuevo de las mismas características, para mantener la alta eficiencia de la planta durante varios años. De acuerdo al diseño es el primer metro cada 3 años.
- Controlar que el espejo de agua, siempre esté por debajo del lecho filtrante. Esto se hace con la manguera flexible de la caja de salida, ubicando la salida a la altura establecida en función de la pendiente hidráulica de diseño.

Análisis a realizar para controlar la eficiencia del Biofiltro

La eficiencia del tratamiento de aguas residuales por medio del Biofiltro se determina realizando análisis periódicos de los parámetros establecidos en las normas nacionales de vertido. Para ello, se deben efectuar muestreos compuestos de al menos 12 horas, tomando muestras del afluente al sistema de tratamiento y el efluente del mismo, con una frecuencia de 4 meses (3 muestreos por año), tal como se establece también en las normas.

K.6. Especificaciones de Construcción

K.6.1. Sistema de Tratamiento

Tanque séptico²

Para garantizar el correcto funcionamiento del tanque séptico, deberá considerarse lo siguiente.

- Se deberá hacer 12 agujeros de 10 cm de altura por 30 cm de ancho, en la pantalla que comunica las cámaras repartidos uniformemente a lo ancho del tabique. El borde inferior de la abertura de pase entre las cámaras deberá estar a $\frac{2}{3}$ de la profundidad útil (H) y el superior a una distancia mínima de 0.30 m bajo el nivel del líquido. El área total de la abertura deberá estar entre el 5 y 10% del área de la sección transversal del volumen útil. Generalmente el tamaño del agujero resultante es demasiado grande con respecto a la sección transversal del tanque.
- La rasante del tubo de entrada deberá estar a 0.075 m por encima de la superficie libre del líquido.
- Solo deberán proveer los correspondientes dispositivos de entrada y salida en los cuales la parte sumergida será no menor de 0.30 m y la parte fuera de la superficie del agua no menor de 0.20 m.
- Los dispositivos de entrada y salida de agua residual al tanque séptico estarán constituidos por Tees o pantallas. Cuando se usen pantallas, éstas deberán estar distanciadas de las paredes del tanque a no menos de 0,20 m ni mayor a 0,30 m. El diámetro mínimo de las tuberías de entrada y salida del tanque séptico será de 4" (100 mm).
- La rasante de la tubería de salida del tanque séptico deberá estar situada a 0,05 m por debajo de la rasante de la tubería de entrada.
- El techo de los tanques sépticos deberá estar dotado de losas removibles y registros de inspección con un diámetro mínimo de 60 cm. La tapa deberá estar colocada sobre un bordillo de 0.15 m de alto respecto al nivel superior del tanque. En su defecto bocas de limpieza (en cada cámara) de 0.60 m x 0.60 mm como mínimo.

² Especificaciones Técnicas para la Construcción de Tanque séptico, Tanque Imhoff y Lagunas de Estabilización, UNATSABAR-CEPIS, Lima 2005.

- Las bocas de limpieza deberán ubicarse en forma tal que permitan limpiar las Tees de entrada y salida y efectuar la limpieza de cada cámara. Se recomienda ubicarlas directamente encima del sitio donde convergen las pendientes en el fondo.
- El número de tapas de inspección debe ser como mínimo 2 para longitudes mayores a 2 m.
- La parte superior de los dispositivos de entrada y salida deberán dejar una luz libre para ventilación de no más de 0,05 m por debajo de la losa de techo del tanque séptico.
- Entre el nivel superior de natas y la superficie inferior de la losa de cubierta deberá quedar un espacio libre de 30 cm como máximo y 25 cm como mínimo.
- El fondo del séptico deberá tener pendiente del 10% hacia el punto de descarga o extracción de lodos y de 2% orientada al punto de ingreso de los líquidos.

Materiales

Concreto Simple

Cuando se mezcla cantidad de cemento, arena, grava y agua que se necesita para el concreto, hay que tener presente los siguientes puntos:

- Una común mezcla por volumen es una parte de cemento, dos partes de arena, tres partes de grava y dos terceras partes de agua.
- El concreto mezclado es acerca de las dos terceras partes del volumen original de todas las partes.

Concreto reforzado

Si el reforzamiento del material es por acoplamiento con alambre, entonces la cantidad aproximada será igual a la combinación del área superficial de cada losa, unidos a la suma del área de la tapa, más el área del fondo, más el área de los lados, más el área de los dos extremos. El área de la tapa es la longitud de la salida y el ancho a la vez. El área de los dos extremos es una vez el ancho interior y 2 veces la altura interior.

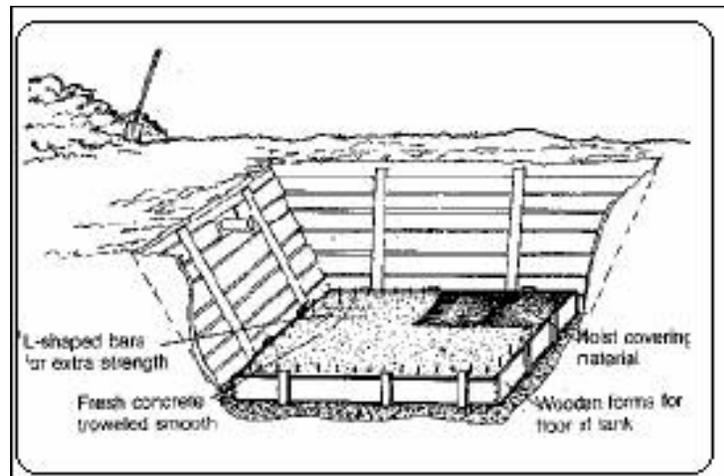
Tuberías

Las tuberías de entrada y salida deberán ser no corrosiva (PVC), como se indica en los planos.

Tanque de concreto reforzado

Procedimiento

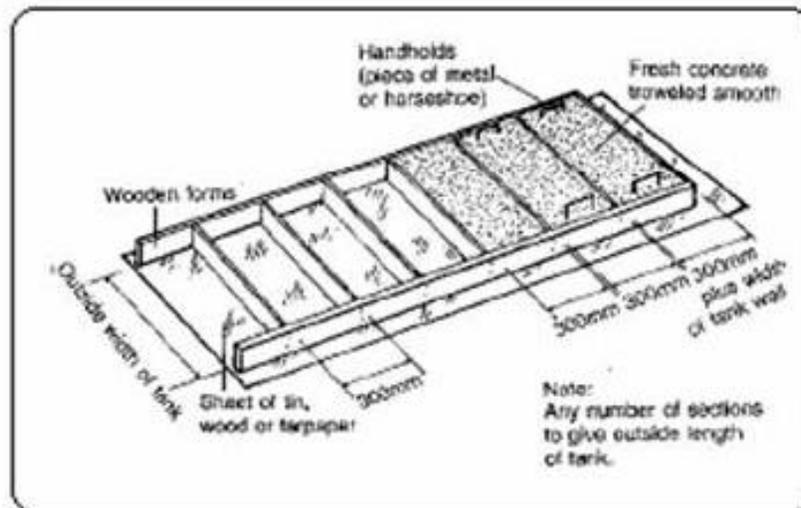
1. Armar los encofrados para el fondo del tanque. Se colocarán en el fondo del hoyo acorde con las dimensiones (largo, ancho y grosor) del plano. Formas alineadas con la tubería de alcantarillado. Chequear la distancia abajo desde la línea de alcantarillado hasta la tapa del encofrado.
2. Posición y seguro reforzamiento del material dentro del encofrado. Algunas barras serán usadas para ayudar a la seguridad de las paredes del fondo del tanque.
3. Verificar todas las medidas antes de vaciar el concreto.
4. Mezclar el concreto con las proporciones de cemento, arena, grava y agua.
5. Verter el concreto en los encofrados. Cubrir el concreto fresco con paja u otro material para prevenir que el concreto seque rápidamente y pierda fuerza.
6. Mantener el material de cubierta húmedo por 7 días, luego removerlo, al igual que las tablas de madera. Durante 7 días continuar con los dos pasos siguientes.



7. Armar los encofrados para la tapa del tanque séptico, la cual estará dividida en secciones y cada sección, excepto una, de 0,30 m de ancho. El ancho de la sección restante será de 0,30 m más una fracción de pie necesario para obtener el

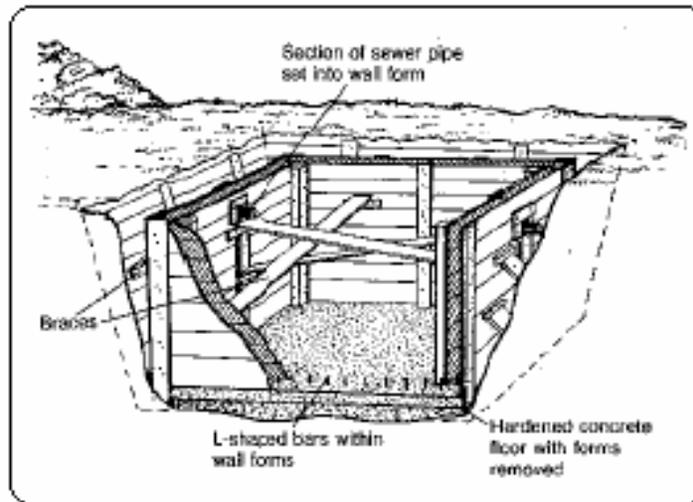
resto del total de la longitud exterior del tanque. Cada longitud de la sección es igual al ancho exterior del tanque séptico.

8. Mezclar y verter el concreto en el encofrado como se describe en el paso 4 y 5.
9. Fijar las manijas dentro del concreto cerca, ambas a los extremos de cada sección de tapa. Cubrir el concreto húmedo con paja u otro material. El material de cobertura y la madera deberán permanecer por 7 días, luego serán removidos.



10. Armar el encofrado de madera para las paredes y reforzarlo, esto es para evitar el riesgo que colapse.
11. Mezclar y vaciar el concreto en el encofrado de las paredes como se describe en el paso 4 y 5.
12. Cubrir las tapas de las paredes con material húmedo por 6 días y luego removerlas.
13. Los empalmes serán con mortero entre la pared y el piso para que el tanque sea hermético. Una común mezcla de mortero es un parte de cemento, tres partes de arena y suficiente agua para formar una buena mezcla.
14. Se colocará una extensión de las tuberías y con mortero en el lugar, para asegurarla.

15. Excavar por lo menos 3 metros de zanja desde la salida del tanque séptico hasta el siguiente tratamiento.



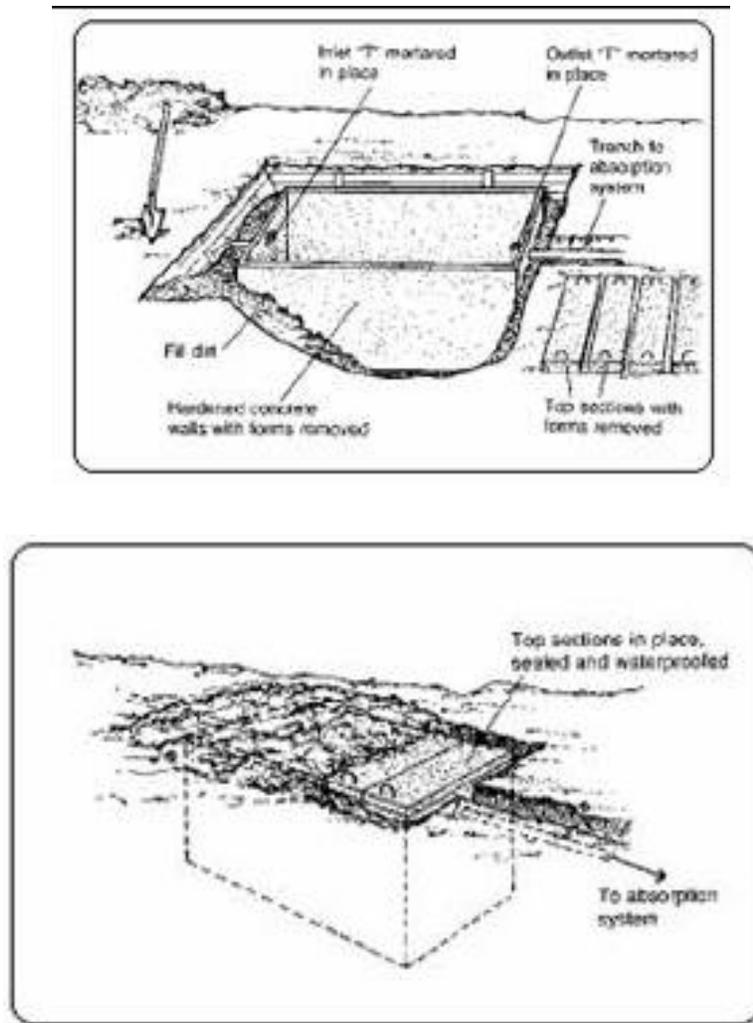
16. Añadir un poco de agua en el espacio entre las paredes del tanque y la tierra, para ayudar a evitar luego el que haya un estanque sucio. Tener cuidado con dañar la tubería de alcantarillado.

17. Realizar un chequeo del tanque séptico. Verificar que todos los empalmes estén unidos con mortero.

18. Remover el material de cobertura y las maderas de la tapa del tanque séptico.

19. Determinar si el tanque está cubierto con tierra.

- No cubrir el tanque si no será inspeccionado por lo menos una vez al año.
- Cubrir el tanque si este fuera dañado o abierto por personas no autorizadas.



20. Cubrir el tanque con bastante tierra para prevenir el agua superficial, para evitar la formación de charcos o que se empoce el agua.

Filtro Anaerobio de Flujo ascendente

Para garantizar el buen funcionamiento a este nivel de tratamiento, se deberá hacer las siguientes consideraciones, lo cual se puede confirmar en los planos constructivos (Ver Apéndice L).

- El fondo falso deberá tener aberturas de 0.03 m de diámetro espaciadas 0.15 m de centro a centro.
- El paso de tanque séptico hacia el filtro podrá ser de tubo con una Tee en la salida del tanque y su rama vertical deberá estar curvada próximamente al fondo del filtro. El tubo deberá ser de PVC o polietileno con un $\varnothing_{\text{mínimo}}$ de 4 " (100 mm).

- El filtro deberá proveerse de su boca de inspección similar a la del tanque séptico. Se proveerá de un sistema adecuado para aplicarle agua a presión en la parte superior del lecho filtrante cuando sea necesaria su limpieza.
- La boca de inspección será de forma circular con un diámetro no menor de 0.60 m si es circular y la tapa deberá estar colocada sobre un bordillo de 0.15 m de alto con respecto al nivel superior del tanque.
- La pérdida de carga en el filtro deberá ser de 0.10 m; por lo tanto el nivel de salida del efluente del filtro estará a 0.10 m abajo del nivel de la superficie del agua en el tanque séptico.

Biofiltro³

Movimiento de tierra y conformación de las pilas

El movimiento de tierra, corte y relleno, debe ser realizado con tractor de oruga, trasladando el material removido a los lados para la conformación de las bermas, compactándolo en capas. Luego los taludes se perfilan con una motoniveladora y se compactan con una vibrocompactadora.

Una vez perfilados los taludes, se procede a la impermeabilización de los mismos y del fondo de las pilas. Antes de incorporar el material impermeable a las pilas, éste tiene que ser mezclado con agua, fuera de las pilas, por medio de una cargadora frontal, para garantizar una compactación del 100 % Proctor.

El material impermeable (arcilla) debe cumplir con las siguientes condiciones:

- Permeabilidad suficientemente baja, menor de 10^{-4} cm/seg.
- Índice de plasticidad medianamente plástico, es decir, mayor de 15 %.
- Límite líquido mayor de 55 %.

Luego se incorpora el material impermeable, trasladándolo usando camiones que lo depositan en montículos en el fondo de las pilas, después de lo cual se extiende y compacta al 95% Proctor con la vibrocompactadora hasta formar una capa de 25 cm.

³ Proyecto ASTEC-CIEMA, 2005

Concluidas estas actividades, se deben realizar pruebas de compactación en varios lugares, con un mínimo de 6 pruebas de compactación por pila.

Canales de alimentación de las pilas (Canal de distribución de caudal)

Los canales de alimentación del Biofiltro se construyen de mampostería de piedra cantera, bloques, concreto o pueden usarse canales prefabricados de PVC, en este caso de concreto como se especifica en los planos. La distribución de las aguas residuales pretratadas se efectúa generalmente mediante la construcción de pequeños vertederos triangulares en la parte superior de la pared del canal, los cuales tienen una separación uniforme en toda la longitud del mismo. Normalmente, esta separación oscila entre 1.5 y 2 m, en función del ancho de la pila. En lugar de vertederos se utilizó tubería PVC de 4" a cada 1 m.

El canal de entrada se ubica en el borde de la pila cuando se construye de concreto o sobre el material de relleno cuando se utiliza canales prefabricados de PVC.

Material de relleno

El material de relleno del Biofiltro tiene que cumplir con las siguientes exigencias:

- Alta resistencia contra el desgaste químico por las aguas residuales.
- Tener una superficie rugosa (porosidad 50 %), que es la base para el establecimiento de una capa bacteriana apropiada.
- Dureza suficientemente alta, para no quebrarse con el peso de persona o equipos livianos.

El relleno del Biofiltro se hace en capas de diferente granulometría: en los primeros 2.5 m (zona de entrada) y los últimos 1.5 m (zona de recolección) se utiliza piedra gruesa de diámetro entre 2" y 4", mientras que el resto del lecho filtrante se rellena con el material de diseño, formando un lecho homogéneo. El material del lecho filtrante puede ser depositado dentro de la pila en camiones volquete o cargadora frontal y dejarlos en montones, teniendo mucho cuidado que no circule equipo pesado sobre el lecho filtrante, ya que esto provoca que el material se quiebre y se produzca un aumento de la granulometría fina. Por esta razón el material debe ser conformado a su nivel y estado final solamente con equipos manuales livianos.

Instalación de las tuberías de drenaje de las pilas

Se instalan tubos de drenaje de PVC de 6" de diámetro y el largo depende de las dimensiones obtenidas en el diseño, con una tee al centro de la longitud para conectarlos con el tubo de salida del agua tratada a la caja de recolección. En estos tubos se perforan tres filas de agujeros de ½", separados @ 5 cm. Los tubos se colocan en el extremo opuesto al canal de alimentación, en el fondo de las pilas, sobre una capa de piedra triturada de 5 cm de espesor por 40 cm de ancho, con los agujeros hacia arriba y con una pendiente hacia el centro de 0.2 %. Luego se cubren con piedra volcánica de 2" - 4" de diámetro, similar al de la entrada al Biofiltro. (Ver Planos en Apéndice L).

La capa de piedras de 2" y 4" de diámetro proporciona espacios libres que facilitan la introducción del agua en los tubos de recolección, formando al mismo tiempo una barrera que evita que el material del lecho filtrante, de granulometría más fina, entre en contacto directo con los tubos de recolección y pueda causar problemas de obstrucción de los agujeros.

Caja de recolección del efluente

El efluente se extrae del Biofiltro mediante una caja de recolección que se construye separada 1.0 m del borde del mismo, a la cual llega el tubo de salida que está conectado con la tubería perforada. A este tubo se conecta una manguera flexible de 6" de diámetro que permite regular el nivel del agua dentro del Biofiltro, así como tomar muestras y medir el caudal de salida del sistema de tratamiento por el método de aforo.

Las mangueras flexibles están conectadas con bridas a los tubos de salida de cada pila del Biofiltro en un extremo y por el otro, se les sujeta con una cuerda a la pared de la caja, para poder subirla o bajarla fácilmente y regular así el nivel de agua dentro del Biofiltro. Las dimensiones recomendadas para una caja de recolección son las siguientes:

Largo	2.0 m
Ancho	1.0 m
Profundidad	Variable (Depende del terreno)
Material a usar	Piedra cantera, Bloque
Piso de concreto	0.15 m de espesor
Manguera flexible	4"- 6" (100 mm – 150 mm)
Cubierta	Tapa de madera de pino

Selección y siembra de las plantas de pantano

Las plantas a sembrar se pueden seleccionar en base a la eficiencia proporcionada en el tratamiento de las aguas residuales. Hasta el momento, se tiene información fundamentada sobre el uso de plantas como el platanillo (*Heliconia*), zacate taiwán (*Pennisetum purpureum*), carrizo (*Phragmites australis*), tule (*Typha domingüensis*), *Cyperus articulatus* y *Phalaris arundinacea*. Todas estas plantas resultan efectivas en el tratamiento de aguas residuales y pueden indistintamente elegirse si se desea obtener algún efecto u obtener algún provecho de ellas. Por ejemplo, el platanillo u otras plantas de la familia de las *Heliconia* se pueden seleccionar con propósitos ornamentales, pues produce flores de diferentes colores, el zacate taiwán puede utilizarse como alimento de ganado vacuno y el tule y *Phalaris arundinacea* para obtener material de trabajo para la elaboración de artesanías. Sin embargo, cuando se desea remover en mayor medida gérmenes patógenos, la planta más conveniente a utilizar es el carrizo (*Phragmites australis*), pues se ha comprobado que esta planta aumenta la eficiencia del Biofiltro en la remoción de bacterias coliformes fecales. Además, si hay presencia de metales pesados en las aguas residuales, *Phragmites* y *Typha* son las plantas que remueven éstos en mayor cantidad (Cooper *et al.* 1996).

Phragmites australis (carrizo)

Phragmites australis es la planta de pantano más utilizada en Biofiltros a nivel mundial, pues es capaz de introducir entre 5 y 12 mg de oxígeno por m²/día al lecho filtrante. Los rizomas bien desarrollados de esta planta pueden llegar hasta una profundidad de 1.5 metros después de dos a tres años. Otra de las muchas ventajas en el uso de esta planta de pantano, es su gran tamaño y superficie de hojas que permite una evapotranspiración considerable del agua extraída del subsuelo. El lecho de raíces proporciona una vía o ruta hidráulica a través de la cual fluye el agua a tratar. Esta vía espaciosa, llamada rizósfera, es el espacio angular entre los rizomas, las raíces y el suelo circundante. El movimiento de la trama radicular en crecimiento (raíces y rizomas), abriéndose espacio en el suelo, previene la obstrucción de la rizósfera. Las plantas aportan oxígeno atmosférico a la rizósfera a través de las hojas, tallos y rizomas. El agua residual se trata así aeróbicamente por la actividad bioquímica y microbiana en la rizósfera, y anaeróbicamente en el suelo circundante. Las diferentes zonas permiten así que se desarrolle una gran variedad de microorganismos dentro del lecho, incluyendo no sólo bacterias sino también protozoos.

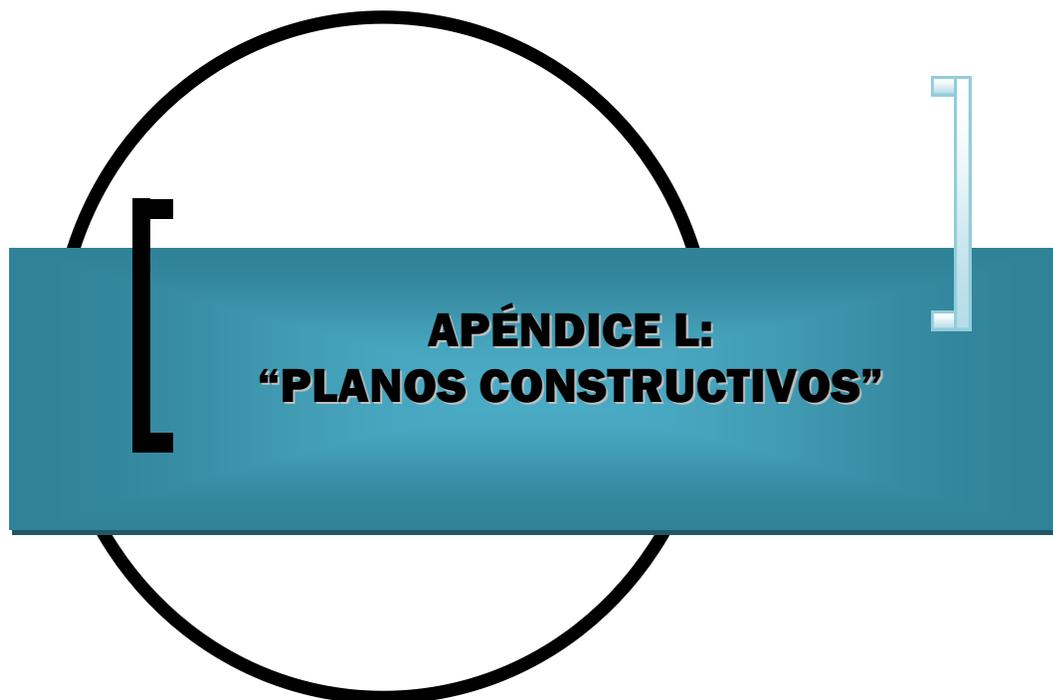
Procedimiento de siembra de las plantas

Platanillo y tule

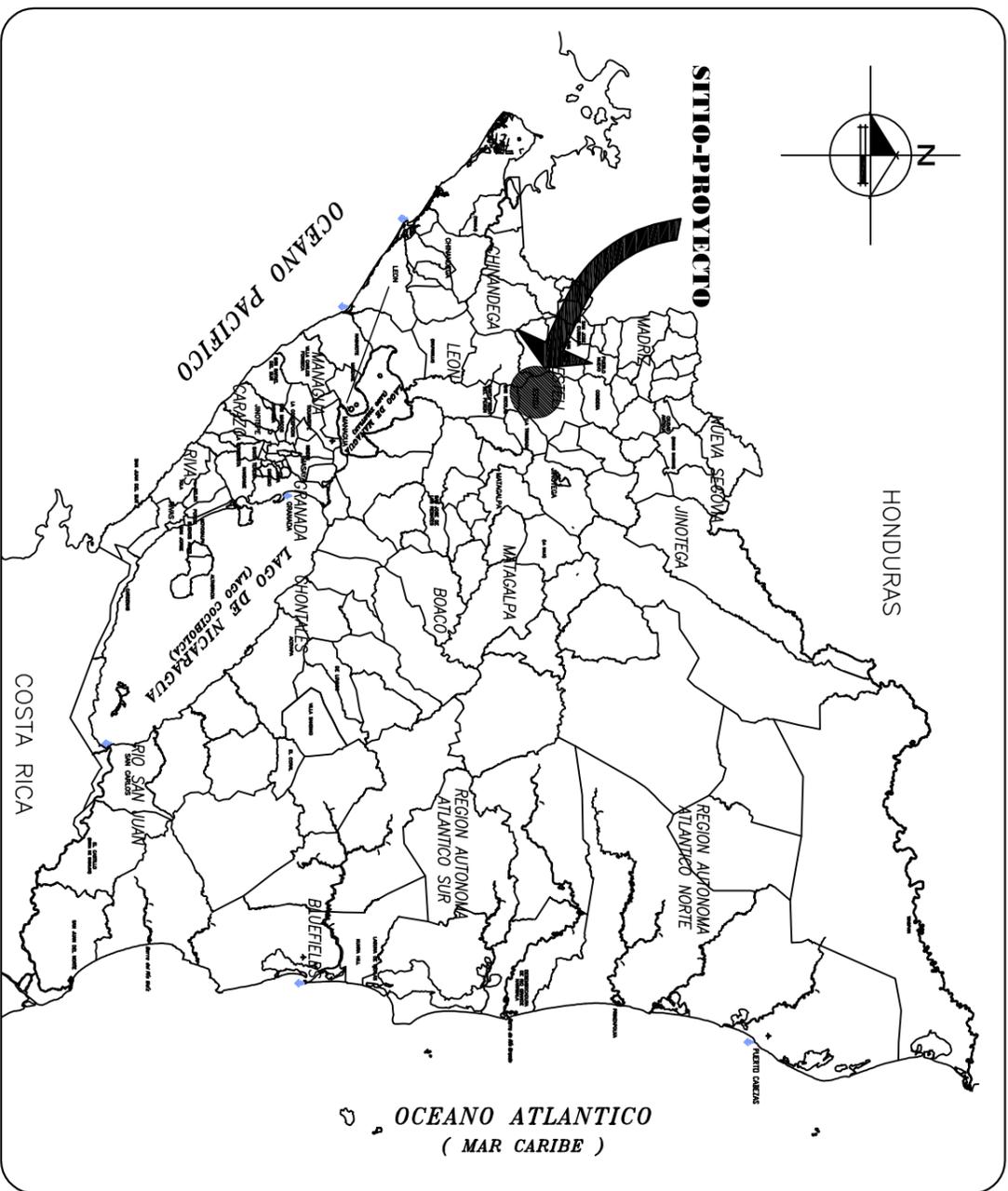
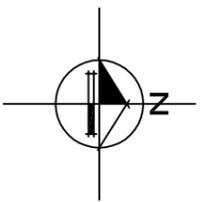
Se establece un vivero y cuando la planta alcanza un tamaño mínimo de 8" (con un crecimiento adecuado de las raíces), se transplanta al Biofiltro, donde se siembra en surcos a una distancia de 60 cm entre filas y columnas. La profundidad de siembra es de 10 cm., que es la profundidad inicial a la que debe estar el nivel de agua dentro del Biofiltro al momento del arranque.

Carrizo y zacate taiwán

La siembra se realiza mediante estacas de aproximadamente 15 - 20 cm. de longitud que contengan 3 nodos cada una a una profundidad de 3-4 cm sobre el espejo de agua del lecho filtrante. Debido a su mayor crecimiento, la distancia entre filas y columnas es de 1 m para evitar que el Biofiltro tenga una sobrepoblación de plantas. En cada punto de siembra se depositan 3 estacas juntas para garantizar que al menos una de ellas se establezca. Para que el carrizo se desarrolle satisfactoriamente, es necesario que el lecho filtrante permanezca saturado de agua todo el tiempo. La maduración del carrizo toma cerca de un año, antes de que el proceso funcione con 100% de eficiencia. La cosecha de la *Phragmites australis* (carrizo) debe realizarse entre 8 y 12 meses, dejando limpia de hojas y otro tipo de material vegetativo seco la superficie de los lechos filtrantes después del corte, para evitar de esta forma que la descomposición de estas plantas pueda colmatar el lecho filtrante del Biofiltro.



**APÉNDICE L:
“PLANOS CONSTRUCTIVOS”**



HONDURAS

OCEANO ATLANTICO
(MAR CARIBE)

COSTA RICA

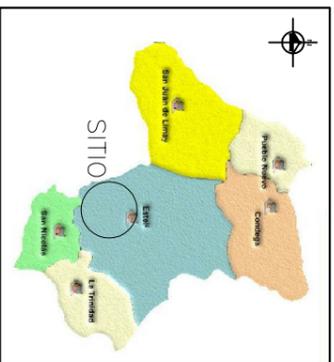
INDICE

HOJA	DESCRIPCIÓN
1/12	PORTADA
2/12	NOTAS GENERALES
3/12	PLANTA ARQUITECTÓNICA CONJUNTO UNINORTE
4/12	PLANTA ARQUITECTÓNICA DE TECHO CONJUNTO UNINORTE
5/12	PLANO TOPOGRÁFICO
6/12	PLANO TOPOGRÁFICO-DERROTERO
7/12	UBICACIÓN DE RED DOMICILIAR Y PTAR
8/12	PERFIL LONGITUDINAL DE RED DOMICILIAR
9/12	PLANTA ESQUEMÁTICA DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO
10/12	PERFIL HIDRÁULICO DEL STAR Y DETALLES DE SISTEMA DE BOMEO
11/12	DETALLES REJA, DESARENADOR, C. PARSHALL, TANQUE Y FILTRO ANAEROBIO
12/12	DETALLES DE BIOFILTRO Y PILA DE SECADO DE LODOS

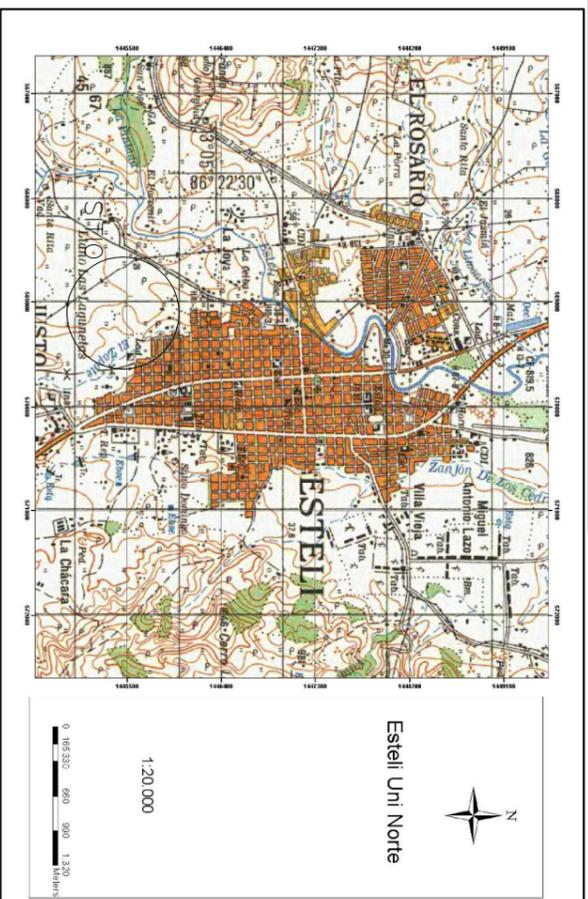
INFORMACIÓN DEL PROYECTO

ÁREA PTAR: 2342.43 M ²
ÁREA CERCADA: 3714.82 M ²
ML TUBERIAS RED: 321.64 M

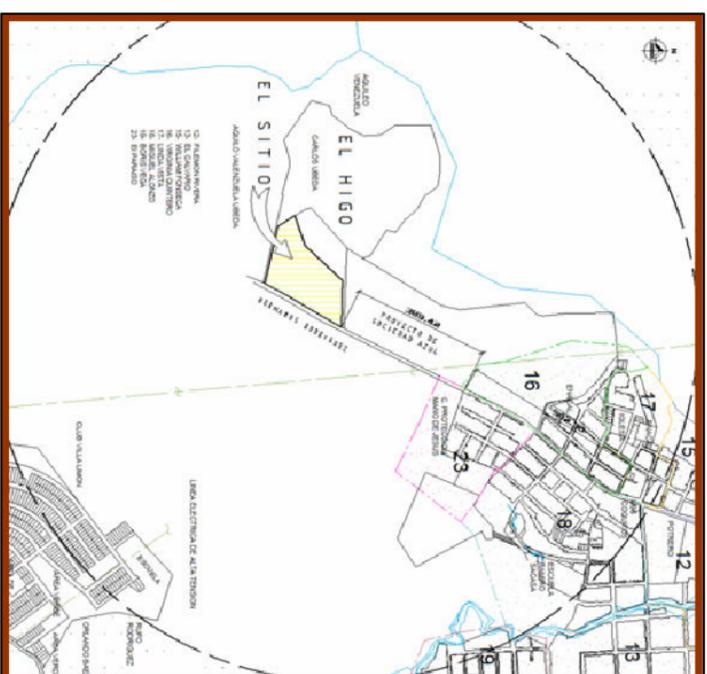
MACROLOCALIZACIÓN-NICARAGUA
Sin Escala



LOCALIZACIÓN DEPTO. ESTELÍ
Sin Escala



LOC. MUNICIPIO ESTELÍ
Sin Escala



UBICACIÓN HACIENDA EL HIGO
Escala: 1:20000

NUM. DE LAM. GEN.	G-1 / G-12
NUM DE LAM. ESP.	A-1 / A-1

CONTENIDO :
PORTADA
LOCALIZACIÓN: MUNIC. ESTELÍ
UBICACION: HACIENDA "EL HIGO"
FECHA: OCTUBRE 2009
ESCALA: INDICADA

DISEÑO :
JESENIA L. CASTELLON MARTINEZ
TANIA C. VANEGAS CORRALES
TUTOR :
ING. MIGUEL E. BLANCO CHÁVEZ
ASESOR :
ING. MARIA ELENA BALDIZÓN - ING. VIDAL CÁCERES

PROYECTO : TESIS MONOGRAFICA
SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES " UNI NORTE ESTELÍ "



NOTAS GENERALES

COTAS:

TODAS LAS COTAS ESTRUCTURALES SE ENCUENTRAN EN METROS, A MENOS QUE SE ESPECIFIQUEN DE OTRA MANERA. CUALQUIER DISCREPANCIA ENTRE COTAS ESTRUCTURALES Y ARQUITECTONICAS DEBERAN CONSULTARSE AL SUPERVISOR DE LA OBRA.

SUELO Y RELLENOS ESTRUCTURALES:

EL SUELO DONDE SE CIMENTARÁ EL TANQUE DEBE TENER COMO MINIMA CAPACIDAD SOPORTE 0.90 kgf/cm² (9 Ton/m²), EN CASO QUE NO POSEA ESTA CAPACIDAD DE SOPORTE RELLENAR CON MATERIALES SELECCIONADOS QUE TENGAN UN CBR MAYOR QUE 30, UN LIMITE LIQUIDO MENOR QUE 25 Y UN INDICE DE PLASTICIDAD MENOR QUE 8, SI NO ENCONTRARAN MATERIALES CERCANOS AL SITIO CON ESTAS CARACTERISTICAS OTRA ALTERNATIVA ES USAR DE RELLENO EL MISMO MATERIAL EXCAVADO PERO ESTABILIZADO CON 8% DE CEMENTO PORTLAND HOMOGENIZANDO ESTRICTAMENTE LA MEZCLA, ESTE PORCENTAJE DE CEMENTO EQUIVALE A USAR APROX. 2.5 SACOS DE CEMENTO POR CADA METRO CUBICO DEL MATERIAL SUELTO. EN AMBOS CASOS EL RELLENO SE HARÁ A UNA PROFUNDIDAD DE 1m POR DEBAJO DE LA LOSA DE FONDO Y EXEDIENDO EN LO ANCHO Y LARGO 0.5m A CADA LADO, LA COLOCACION DEL MISMO SE DEBERA HACER EN CAPAS CUYO ESPESOR SUELTO NO EXCEDA LOS 20 cm Y CADA CAPA DEBERA COMPACTARSE HASTA ALCANZAR COMO MINIMO EL 95% DE SU DENSIDAD MAXIMA DETERMINADA EN LA PRUEBA ASTM D 698 (ASTM D-558 EN CASO SE SELECCIONE LA ALTERNATIVA CON MATERIAL DEL SITIO MEZCLADO CON CEMENTO).

CONCRETO:

TODO EL CONCRETO DEBE SER DE PESO VOLUMETRICO NORMAL, CON UN ESFUERZO MINIMO DE RUPTURA A LOS 28 DIAS, $f'_c=210$ kgf/cm² (3000 PSI), EXCEPTO DONDE SE ESPECIFIQUE LO CONTRARIO, PROBADO POR MEDIO DE RUPTURA DE CILINDRO STANDARD, MAXIMA RELACION AGUA-CEMENTO A/C=0.45, MAXIMO REVENIMIENTO = 15 cm, CONTENIDO DE AIRE = 5%+-1%, MAXIMO TOMADO DEL AGREGADO = 1", NO USAR ADITIVOS CON CLORURO DE CALCIO EL CEMENTO SERA PORTLAND TIPO II Y LOS AGREGADOS DEBERAN AJUSTARSE A LAS ESPECIFICACIONES A.S.T.M CORRESPONDIENTES LISTADAS EN EL CODIGO ACI-318-08. EL CONTRATISTA DEBERA GARANTIZAR LA FLUIDEZ DEL CONCRETO MANTENIENDO LA RESISTENCIA DEL MISMO PARA LO CUAL SUMINISTRARA LOS ADITIVOS NECESARIOS, ASIMISMO DEBERA ADICIONAR UN IMPERMEABILIZANTE INTEGRAL EN LA MEZCLA DE CONCRETO, SE SUGIERE LA UTILIZACION DE PASTOCRETE DE SIKA I.

ACERO DE REFUERZO:

EL ACERO DE REFUERZO DEBE SER CORRUGADO DEL TIPO ASTM A-40 PARA VARILLAS DE TODOS LOS DIAMETROS CON UN LIMITE DE

FLUENCIADE $f_y=2800$ Kg/cm² (40ksi).

TODO EL ACERO DE REFUERZO CUMPLIR CON LO ESTABLECIDO EN LAS NORMAS ACI-318-08 CORRESPONDIENTES, LAS ESPERAS DE VARILLAS DEACERO DEBERAN SER PINTADAS CON DOS MANOS DE PINTURA ANTICORROSIVA.

LAS VARILLAS DE REFUERZO DEBERAN ESTAR LIMPIAS Y LIBRES DE TRAZOS DE OXIDACION, GRASA, ACEITES U OTROS MATERIALES QUE PUEDAN AFECTAR LA ADHERENCIA CON EL CONCRETO.

BLOQUES DE MAMPOSTERIA

LOS BLOQUES DE MAMPOSTERIA A UTILIZARSE SON DE 6"x8"x16", LOS CUALES DEBERAN TENER UNA RESISTENCIA MINIMA A LA COMPRESION DE 55 Kgf/cm²

RECUBRIMIENTO:

EL ACERO DE REFUERZO DEBERA PROTEGERSE UTILIZANDO LOS RECUBRIMIENTOS MINIMOS INDICADOS A CONTINUACION:
a) LECHO INFERIOR DE FUNDACIONES SERA DE 7 cm.
b) ESTRIBOS EN VIGAS Y COLUMNAS, PAREDES EN GENERAL MINIMO 3 cm.

SELLADORES (IMPERMEABILIZANTE)

UTILIZAR IMPERMEABILIZANTE TIPO SIKA-1 O SIMILAR, PARA IMPERMEABILIZAR MORTEROS DE RECUBRIMIENTOS QUE SE ADHIERE A LA SUPERFICIE Y NO SE CUARTEA.

TRASLAPES:

ESTOS SE INDICAN EN LA TABLA DE TRASLAPES PRESENTE EN ESTE PLANO.
LOS EMPALMES DE VARILLAS INDIVIDUALES DEBERAN HACERSE DE MANERA ESCALONADA Y CON UNA SEPARACION MINIMA DE TRASLAPE DE 60 cm.

PASATUBOS:

LOS PASATUBOS DEBEN SER DEL DIAMETRO COMERCIAL INMEDIATO SUPERIOR AL DIAMETRO DEL TUBO A INSTALARSE.

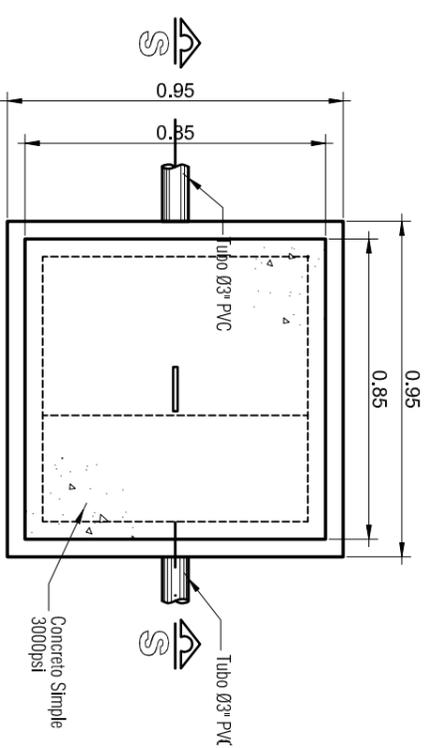
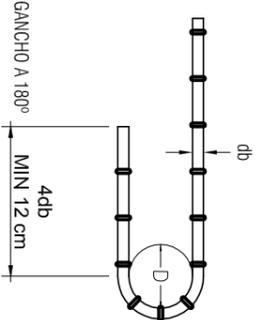
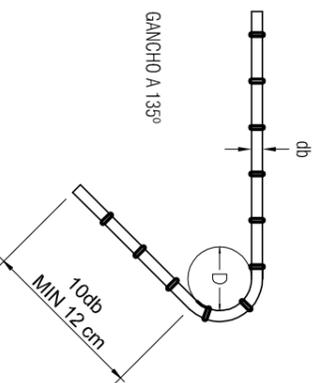
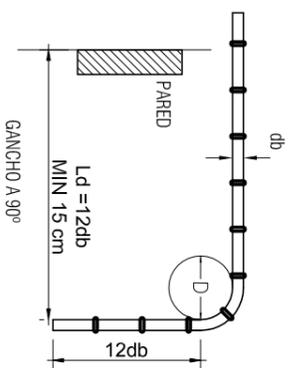
TUBERIAS

TODAS LAS TUBERIAS TENDRAN SDR-41 CON DIAMETROS COMO SE ESPECIFICA EN LOS PERFILES

NOTAS ESPECIALES:

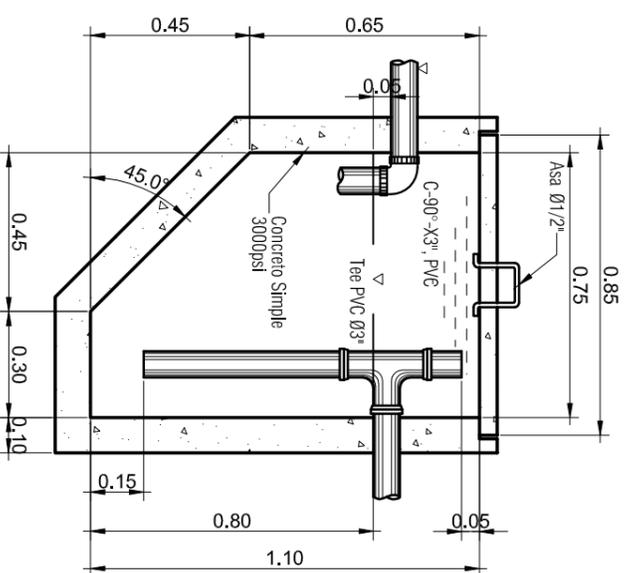
LA PRUEBA HIDROSTATICA DE HERMETICIDAD DEBERA REALIZARSE CON UN NIVEL MAXIMO DE AGUA DE 1.5 METROS SIN RELLENO CONFINANTE.

DOBLADO TÍPICO DE VARILLAS, $f_y=2800\text{Kg/cm}^2$, $f'_c=210\text{Kg/cm}^2$.



PLANTA-TRAMPA DE GRASAS

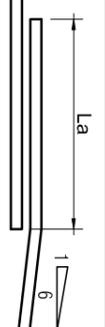
Esc. 1:20



SECCION S-S

Esc. 1:20

TABLA DE TRASLAPES Y BAYONETEADO, $f_y=2800\text{Kg/cm}^2$.



Nº	2	3	4	5	6	8
La	0.30	0.30	0.40	0.50	0.60	0.80

NOTAS: EN LAS VIGAS EL TRASLAPE SE HARÁ DE LA SIGUIENTE MANERA:

- EN LA PARTE SUPERIOR: EN EL CENTRO DEL CLARO.
- EN LA PARTE INFERIOR: EN LOS EXTREMOS

NOTAS: PARA REFUERZO MAYOR QUE LA #8, EL TRASLAPE DEBERA SOLDARSE DE ACUERDO CON LAS NORMAS DE A.W.S.

12.1 V/O A.S.T.M.A 706.

PROYECTO : TESIS MONOGRAFICA

SISTEMA DE TRATAMIENTO
DE AGUAS RESIDUALES
" UNI NORTE ESTELÍ "



CONTENIDO :

NOTAS GENERALES
DETALLES TRAMPA DE GRASAS

LOCALIZACION: MUNIC. ESTELI
UBICACION: HACIENDA "EL HIGO"
FECHA: OCTUBRE 2009
ESCALA: INDICADA

DISEÑO :

JESENIA L. CASTELLON MARTINEZ
TANIA C. VANEGAS CORRALES

TUTOR :

ING. MIGUEL E. BLANCO CHÁVEZ

ASESOR :

ING. MARIA ELDA BALDIZÓN - ING. VIDAL CÁCERES

NUM. DE LAM. GEN.

G-2 / G-12

NUM DE LAM. ESP.

A-1 / A-1



PLAN MAESTRO UNI NORTE ESTELI

AREA TOTAL DEL TERRENO
31,946.1433 MT2
FOT = 0.45
FOS = 0.25



LEYENDA

PLAN MAESTRO UNI - NORTE ESTELI.

1. ACCESO PRINCIPAL (CONTROL)
2. AREA DE BICICLETAS
3. FUENTES
4. PLAZA VESTIBULAR
5. EDIFICIO EDUCATIVO
6. BIBLIOTECA
7. ADMINISTRACION
8. AUDITORIO
9. INTERNADO
10. AREA DEPORTIVA
11. AREA RECREATIVA
12. AREA FUTURO CRECIMIENTO
13. ESTACIONAMIENTO VEHICULAR
14. AREAS VERDES
15. PLAZAS SECUNDARIAS
16. CALLE DE SERVICIO
17. BAHIA DE BUS

TABALA DE ARBOLES PROPUESTOS

1. CEDRO REAL		6. ROBLE	
2. GENIZARO		7. CAÑAFISTULA	
3. LAUREL		8. LLAMADA DEL BOSQUE	
4. MAROÑO		9. JACARANDA	
5. POCHOTE		10. PALMERA	

PLANTA ARQUITECTONICA DE CONJUNTO PLAN MAESTRO UNI - NORTE ESTELI.

ESCALA 1 : 1000

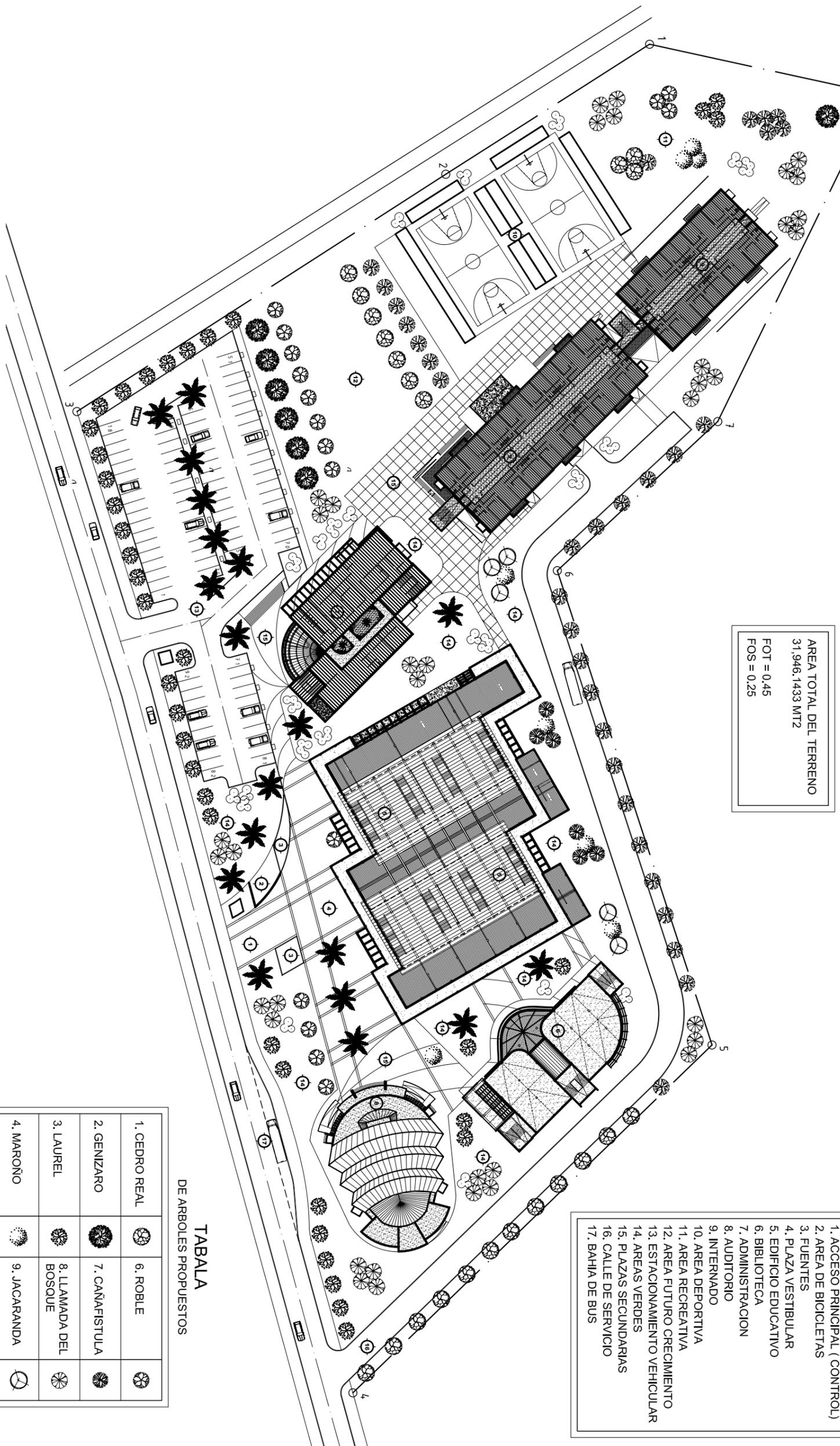
NUM. DE LAM. GEN.	GEN.
G-3	G-12
NUM DE LAM. ESP.	ESP.
A-1	A-2

CONTENIDO :	PLANTA ARQUITECTÓNICA CONJUNTO UNI NORTE	DISEÑO :	
LOCALIZACION:	MUNIC. ESTELÍ	TUTOR :	
UBICACION:	HACIENDA "EL HIGO"	ASESOR :	
FECHA:	2007		
ESCALA:	1 : 1000		

PROYECTO : TESIS MONOGRAFICA

**SISTEMA DE TRATAMIENTO
DE AGUAS RESIDUALES
" UNI NORTE ESTELÍ "**





PLAN MAESTRO UNI NORTE ESTELI

AREA TOTAL DEL TERRENO
31,946.1433 MT2
FOT = 0,45
FOS = 0,25

LEYENDA

PLAN MAESTRO UNI - NORTE ESTELI.

1. ACCESO PRINCIPAL (CONTROL)
2. AREA DE BICICLETAS
3. FUENTES
4. PLAZA VESTIBULAR
5. EDIFICIO EDUCATIVO
6. BIBLIOTECA
7. ADMINISTRACION
8. AUDITORIO
9. INTERNADO
10. AREA DEPORTIVA
11. AREA RECREATIVA
12. AREA FUTURO CRECIMIENTO
13. ESTACIONAMIENTO VEHICULAR
14. AREAS VERDES
15. PLAZAS SECUNDARIAS
16. CALLE DE SERVICIO
17. BAHIA DE BUS

TABALA DE ARBOLES PROPUESTOS

1. CEDRO REAL	6. ROBLE	
2. GENIZARO	7. CAÑAFISTULA	
3. LAUREL	8. LLAMADA DEL BOSQUE	
4. MAROÑO	9. JACARANDA	
5. POCHOTE	10. PALMERA	

PLANTA ARQUITECTONICA DE TECHOS DEL CONJUNTO

PLAN MAESTRO UNI - NORTE ESTELI.
ESCALA 1 : 1000

NUM. DE LAM. GEN.	GEN.
G-4	G-12
NUM DE LAM. ESP.	ESP.
A-2	A-2

DISEÑO :	
TUTOR :	
ASESOR :	

CONTENIDO : PLANTA ARQUITECTÓNICA DE TECHO CONJUNTO UNI NORTE	
LOCALIZACION:	MUNIC. ESTELÍ
UBICACION:	HACIENDA "EL HIGO"
FECHA:	2007
ESCALA:	1 : 1000

PROYECTO : TESIS MONOGRAFICA
SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES " UNI NORTE ESTELÍ "





PLANO TOPOGRAFICO
Escala: 1:1200



PROYECTO : TESIS MONOGRAFICA

**SISTEMA DE TRATAMIENTO
DE AGUAS RESIDUALES
" UNI NORTE ESTELÍ "**

CONTENIDO :

PLANO TOPOGRAFICO

LOCALIZACION:	MUNIC. ESTELÍ
UBICACION:	HACIENDA EL HIGO
FECHA:	2004
ESCALA:	1 : 1200

DISEÑO :

JESEÑA L. CASTELLON MARTINEZ
TANIA C. VANEGAS CORRALES

TUTOR :

ING. MIGUEL E. BLANCO CHÁVEZ

ASESOR :

ING. MARIA ELENA BALDIZÓN- ING. VIDAL CÁCERES

NUM. DE LAM. GEN.

G-5 / G-13

NUM DE LAM. ESP.

A-1 / A-2

MEMORIA DE CALCULO TOPOGRAFICO

LEVANTO: Ing. Jose Bustamante A.

LIC. CAT: B -48 -04

UBICACION: ESTELI - HACIENDA EL HIGO

DUENO: UNI

LOTE No. : POLIGONAL REAL

FECHA: Septiembre -17 - 2004 HOJA: 1/1

PTO	DIST(m)	RUMBO	N	S	E	W	N	S	E	W	X	Y	DDM	DOBLE AREA	
1	58,946	S 32		49,69	31,71			49,69	31,71		-6,23	135,11	31,71	1575,67	
2	107,035	S 32		90,01	57,92			90,01	57,92		25,48	85,42	121,34	10921,81	
3	69,861	N 72	20,84		66,68		20,84		66,68		83,40	-4,59	245,94		
4	83,593	N 75	21,39		80,81		21,39		80,81		150,08	16,25	393,43		
5	95,356	N 74	25,15		91,98		25,15		91,98		230,89	37,64	566,22		
6	7,855	N 69	2,69		7,38		2,69		7,38		322,87	62,79	665,58		
7	6,156	N 38	4,82			3,83	4,82			3,83	330,25	65,48	669,13		
8	58,865	N 43	42,86			40,35	42,86			40,35	326,42	70,30	624,95		
9	82,217	N 43	59,68			56,55	59,68			56,55	286,07	113,16	528,05		
10	80,350	N 42	59,59			53,90	59,59			53,90	229,52	172,84	417,60		
11	38,982	S 84		3,86		38,79		3,86		38,79	175,62	232,43	324,91		
12	60,750	S 88		1,11		60,74		1,11		60,74	136,83	228,57	225,38		
13	36,460	N 78	7,16			37,75	7,16			37,75	76,09	227,46	128,89		
14	23,481	N 81	3,66			23,13	3,66			23,13	40,34	234,62	70,01		
15	26,019	S 13		25,33		5,95		25,33		5,95	17,21	238,28	40,93		
16	22,843	S 13		22,20		5,38		22,20		5,38	11,26	212,95	29,60		
17	56,943	S 12		55,64		12,11		55,64		12,11	5,88	190,75	12,11		
1											-6,23	135,11			
			915,649	247,84	336,48	336,48	247,24	247,24	336,48	336,48				117,160,160	16,369,480
			AREA=		50,395,34	m ²	AREA=		71,481,5062	vr ²	AREA=		7,14815062	mz	

MEMORIA DE CALCULO TOPOGRAFICO

LEVANTO: Ing. Jose Bustamante A.

LIC. CAT: B -48 -04

UBICACION: ESTELI - HACIENDA EL HIGO

DUENO: UNI

LOTE No. : DESMEMBRACION

FECHA: Septiembre -17 - 2004 HOJA: 1/1

PTO	DIST(m)	RUMBO	N	S	E	W	N	S	E	W	X	Y	DDM	DOBLE AREA	
1	58,946	S 32		49,69	31,71			49,69	31,71		-6,23	135,11	31,71	1575,67	
2	107,035	S 32		90,01	57,92			90,01	57,92		25,48	85,42	121,34	10921,81	
3	69,861	N 72	20,84		66,68		20,84		66,68		83,40	-4,59	245,94		
4	83,593	N 75	21,39		80,81		21,39		80,81		150,08	16,25	393,43		
5	95,356	N 74	25,15		91,98		25,15		91,98		230,89	37,64	566,22		
6	121,940	N 44	87,58			84,85	87,58			84,85	322,87	62,79	573,35		
20	121,770	S 71		37,75		115,77		37,75		115,77	238,02	150,37	372,73		
19	53,470	N 42	39,16			36,40	39,16			36,40	122,25	112,62	220,56		
18	88,960	N 64		79,97		79,97		79,97		79,97	85,85	151,78	104,19		
17	56,943	S 12		55,64		12,11		55,64		12,11	5,88	190,75	12,11		
1											-6,23	135,11			
			857,874	233,09	329,10	329,10	233,09	233,09	329,10	329,10				90,692,69	27,241,84
			AREA=		31,725,425	m ²	AREA=		4,500,00	vr ²	AREA=		4,49998187	mz	

DERROTERO POLIGONAL UNI-NORTE Y DESMEMBRACION

Esc. 1:1200

NUM. DE LAM. GEN.	G-6	G-12
NUM DE LAM. ESP.	A-2	A-2

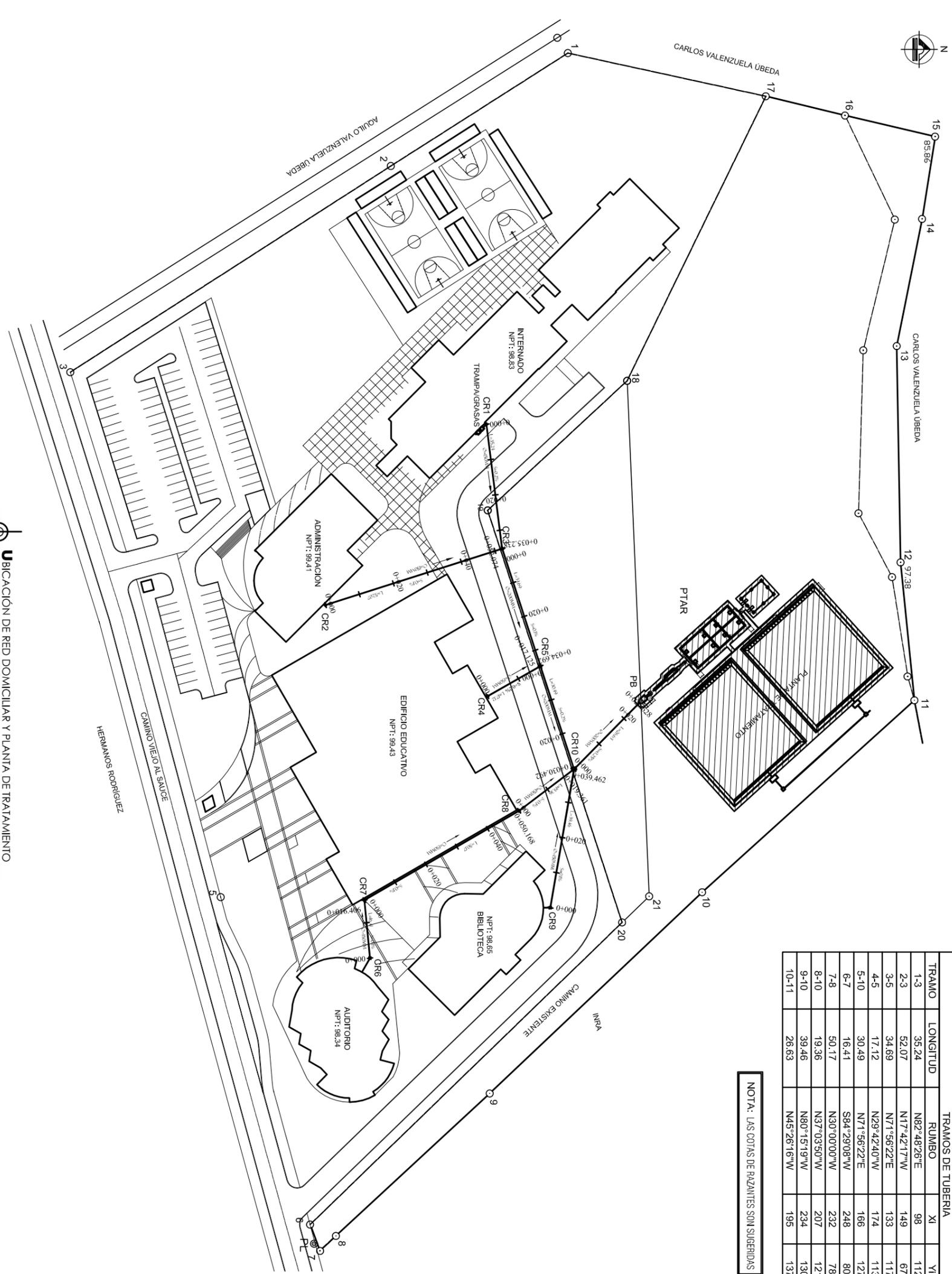
CONTENIDO :	DERROTERO POLIGONAL	DISEÑO :	
LOCALIZACION:	MUNIC. ESTELI	TUTOR :	
UBICACION:	HACIENDA EL HIGO	ASESOR :	
FECHA:	2004		
ESCALA:	1:1200		

PROYECTO : TESIS MONOGRAFICA

SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES " UNI NORTE ESTELI "



UBICACIÓN DE RED DOMICILIAR Y PLANTA DE TRATAMIENTO



TRAMOS DE TUBERIA					
TRAMO	LONGITUD	RUMBO	XI	VI	YI
1-3	35.24	N82°48'26"E	98	112	133
2-3	52.07	N17°42'17"W	149	67	133
3-5	34.69	N71°56'22"E	133	117	166
4-5	17.12	N29°42'40"W	174	113	166
5-10	30.49	N71°56'22"E	166	127	195
6-7	16.41	S84°29'08"W	248	80	232
7-8	50.17	N30°00'00"W	232	207	121
8-10	19.36	N37°03'50"W	207	121	195
9-10	39.46	N80°15'19"W	234	130	195
10-11	26.63	N45°26'16"W	195	137	176

NOTA: LAS COTAS DE PIZANTES SON SUGERIDAS



PROYECTO : TESIS MONOGRAFICA
SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES " UNI NORTE ESTELÍ "

CONTENIDO :
 UBICACION DE RED DOMICILIAR Y PLANTA DE TRATAMIENTO

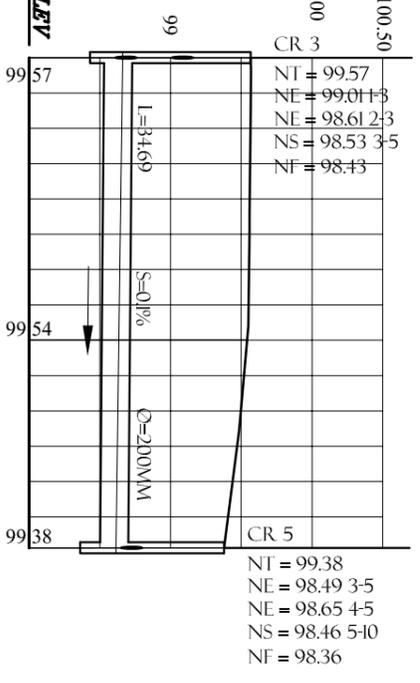
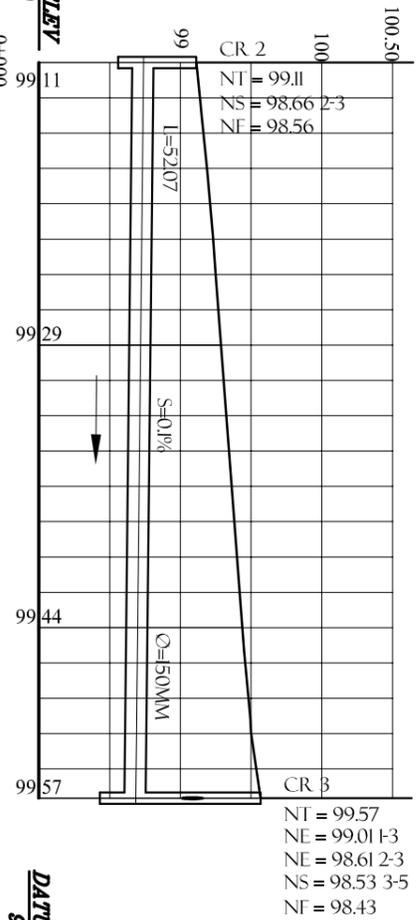
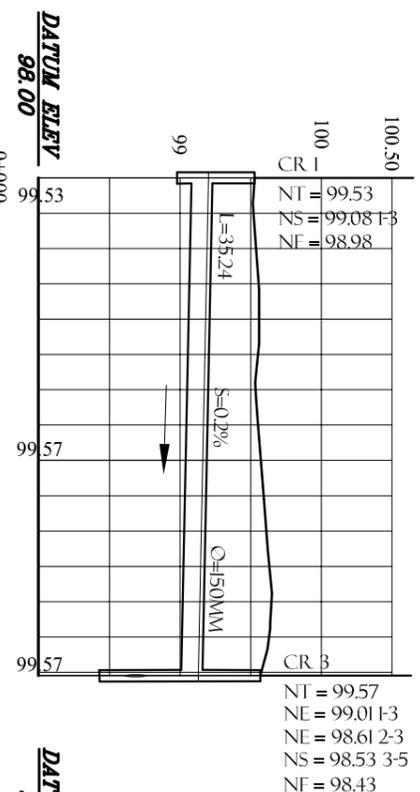
LOCALIZACION: MUNIC. ESTELÍ
 UBICACION: HACIENDA EL HIGO
 FECHA: OCTUBRE 2009
 ESCALA: 1:650

DISEÑO :
 JESEÑA L. CASTELLON MARTINEZ
 TANIA C. VANEGAS CORRALES

TUTOR :
 ING. MIGUEL E. BLANCO CHÁVEZ

ASESOR :
 ING. MARIA ELENA BALDIZÓN - ING. VIDAL CÁCERES

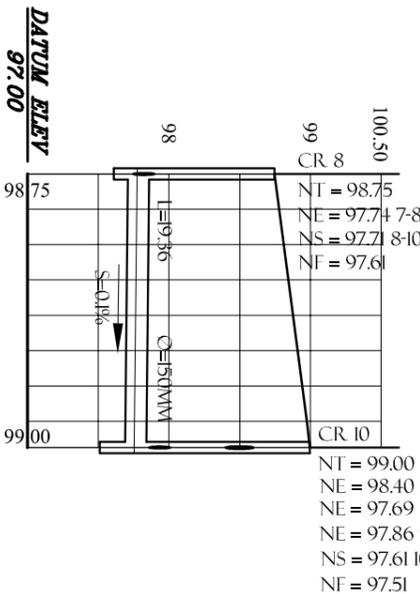
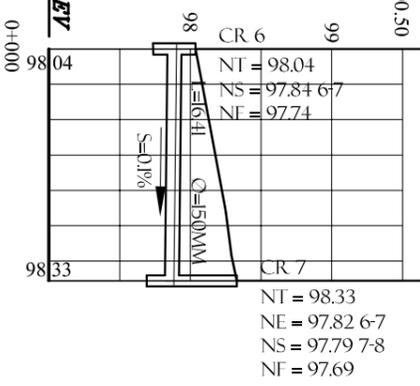
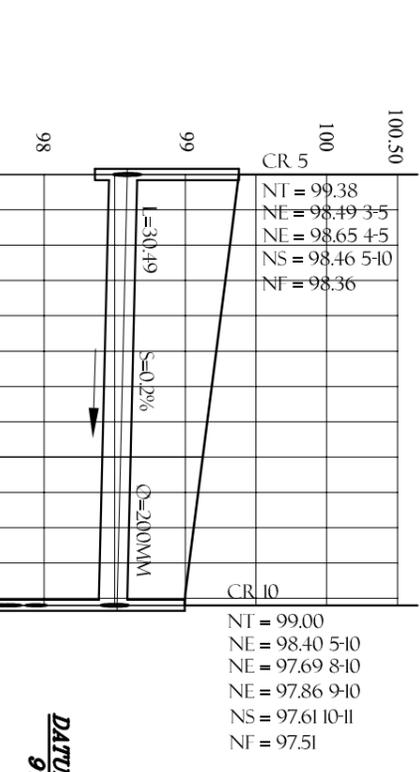
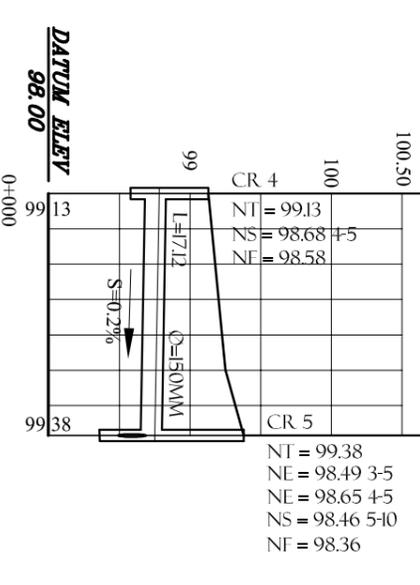
NUM. DE LAM. GEN.	
G-7	G-12
NUM DE LAM. ESP.	
A-1	A-2



PERFIL LONGITUDINAL TRAMO 1-3
Esc. Hztal. 1:500 Esc. Vical. 1:50

PERFIL LONGITUDINAL TRAMO 2-3
Esc. Hztal. 1:500 Esc. Vical. 1:50

PERFIL LONGITUDINAL TRAMO 3-5
Esc. Hztal. 1:500 Esc. Vical. 1:50

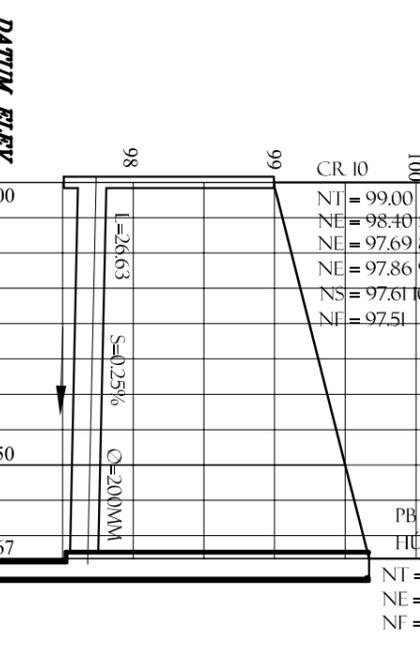
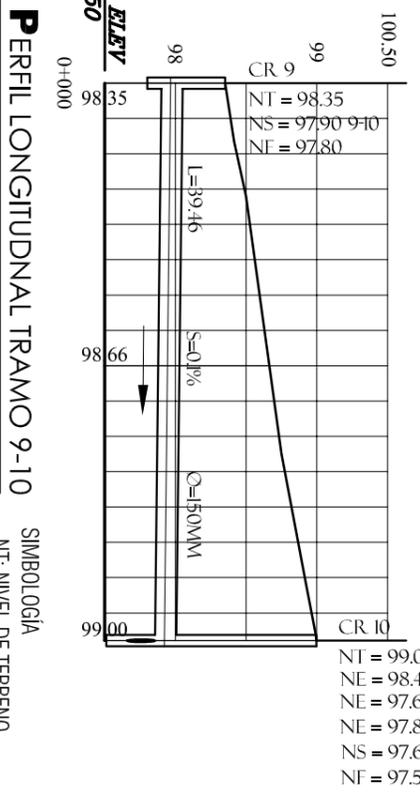
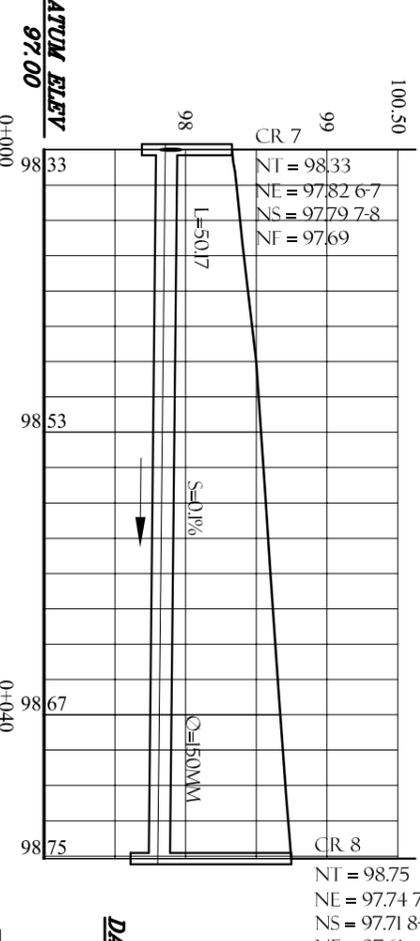


PERFIL LONGITUDINAL TRAMO 4-5
Esc. Hztal. 1:500 Esc. Vical. 1:50

PERFIL LONGITUDINAL TRAMO 5-10
Esc. Hztal. 1:500 Esc. Vical. 1:50

PERFIL LONGITUDINAL TRAMO 6-7
Esc. Hztal. 1:500 Esc. Vical. 1:50

PERFIL LONGITUDINAL TRAMO 8-10
Esc. Hztal. 1:500 Esc. Vical. 1:50



PERFIL LONGITUDINAL TRAMO 7-8
Esc. Hztal. 1:500 Esc. Vical. 1:50

PERFIL LONGITUDINAL TRAMO 9-10
Esc. Hztal. 1:500 Esc. Vical. 1:50

PERFIL LONGIT. TRAMO 10-11
Esc. Hztal. 1:500 Esc. Vical. 1:50

SIMBOLOGÍA
 NT: NIVEL DE TERRENO
 NE: NIVEL DE INVERT AGUAS ABAJO
 NS: NIVEL DE INVERT AGUAS ARRIBA
 NF: NIVEL DE FONDO DE ZANJA DE EXCAVACION

NUM. DE LAM. GEN.	G-8 / G-12
NUM DE LAM. ESP.	A-2 / A-2

CONTENIDO :
 PERFIL LONGITUDINAL RED DOMICILIAR

DISEÑO :
 JESENIA L. CASTELLON MARTINEZ
 TANIA C. VANEGAS CORRALES

LOCALIZACION: MUNIC. ESTELÍ
UBICACION: HACIENDA EL HIGO
FECHA: OCTUBRE 2009
ESCALA: INDICADA

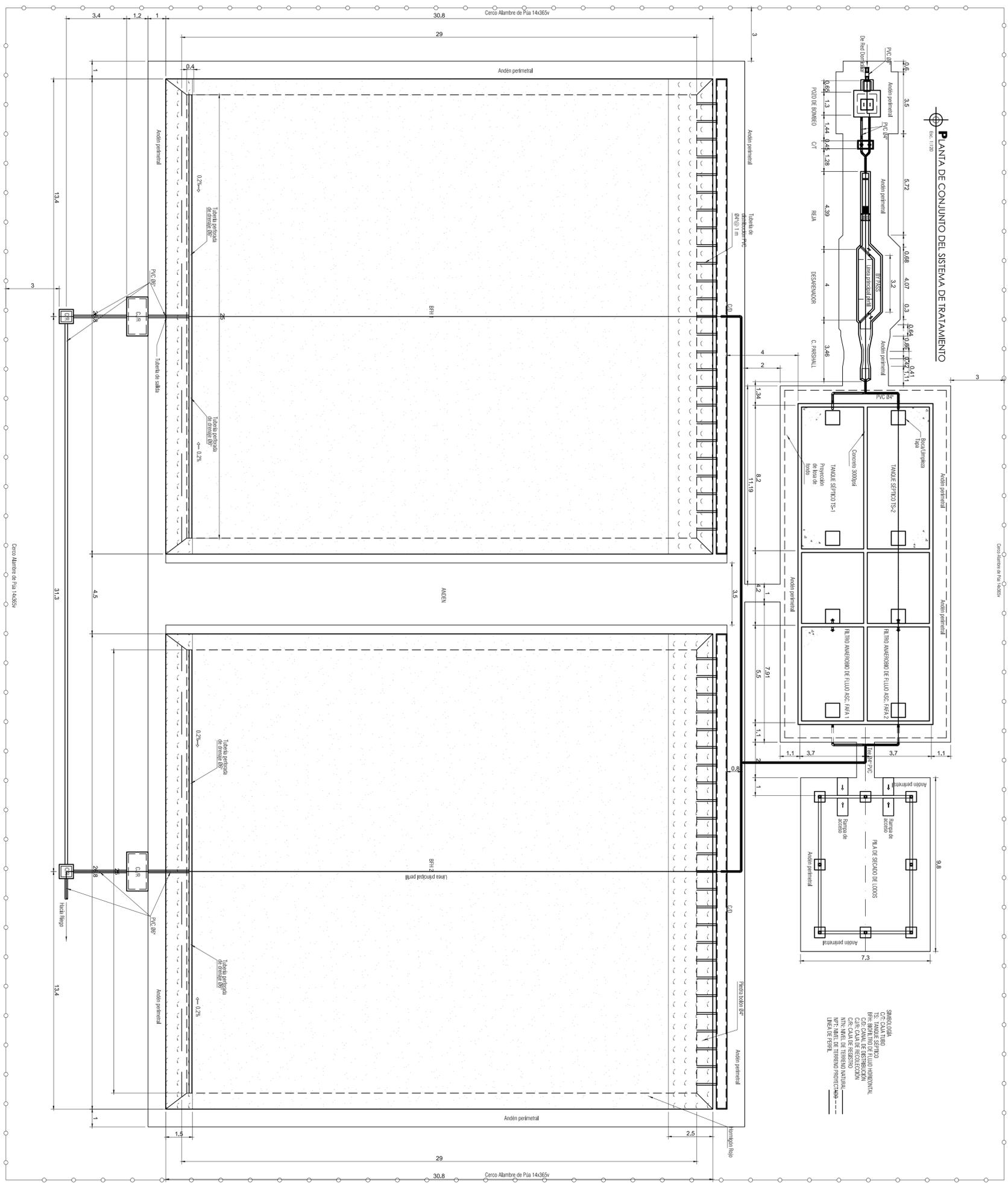
TUTOR :
 ING. MIGUEL E. BLANCO CHÁVEZ

ASESOR :
 ING. MARIA ELENA BALDIZÓN - ING. VIDAL CÁCERES

PROYECTO : TESIS MONOGRAFICA

SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES " UNI NORTE ESTELÍ "





PLANTA DE CONJUNTO DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO
Escala: 1:200

- SIEMPRE USAR
- C/7: CANAL TRINCHADO
- BH: BARRIO DE BOMBEO
- C/7: CANAL DE DISTRIBUCION
- C/7: CANAL DE RESECCION
- C/7: CANAL DE RESECCION
- INTERRUMPTOR DE TENSION AUTOMATICO



PROYECTO : TESIS MONOGRAFICA

SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES " UNI NORTE ESTELÍ "

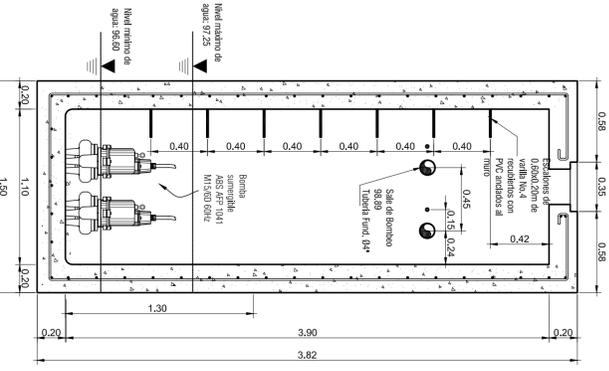
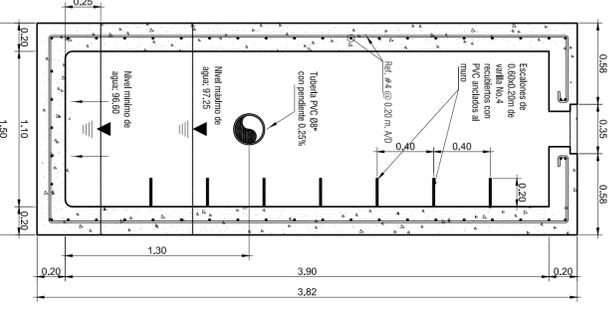
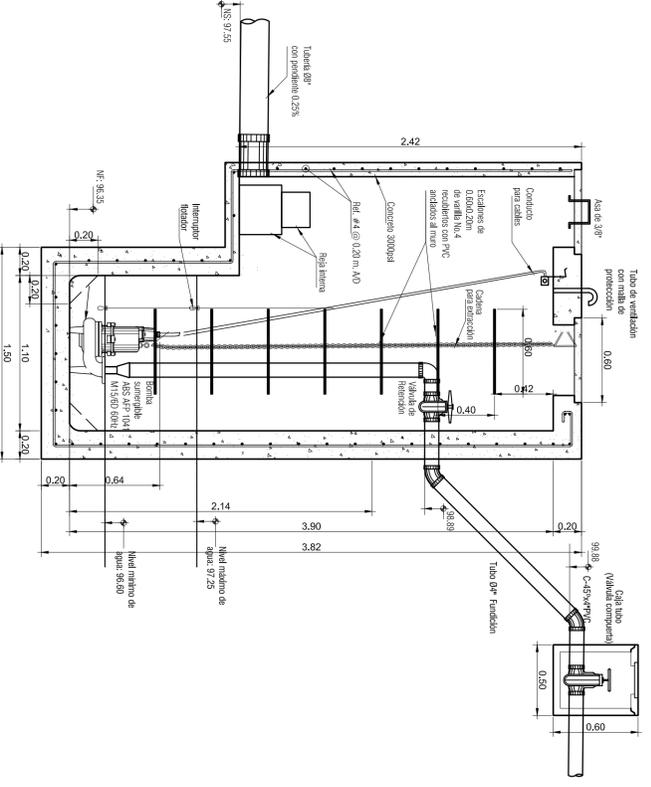
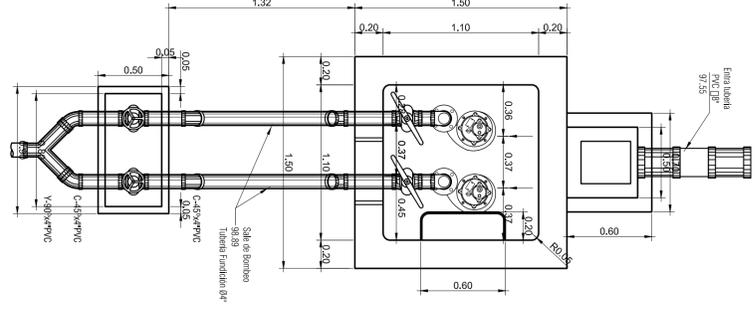
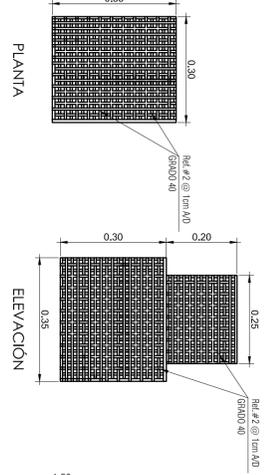
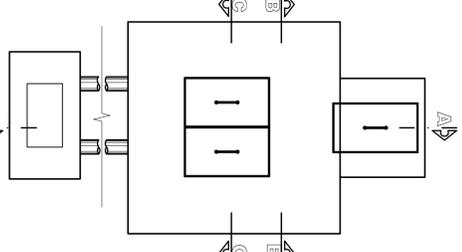
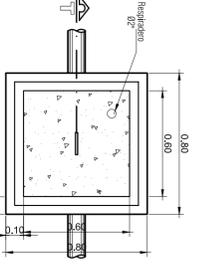
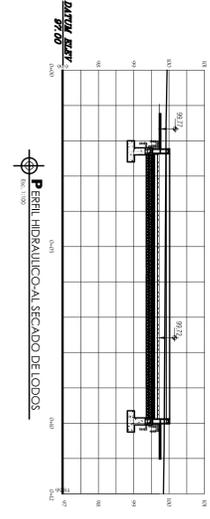
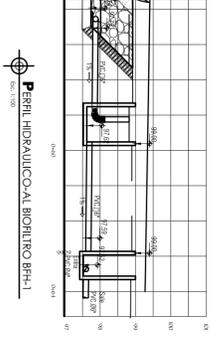
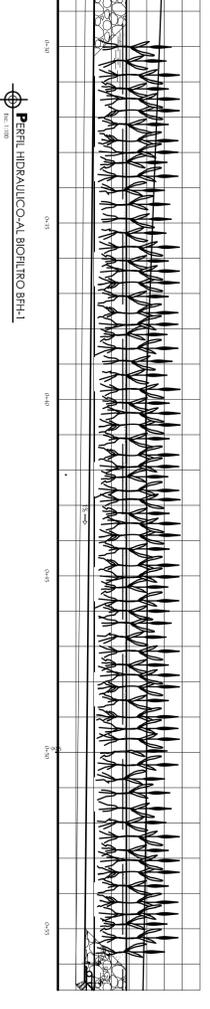
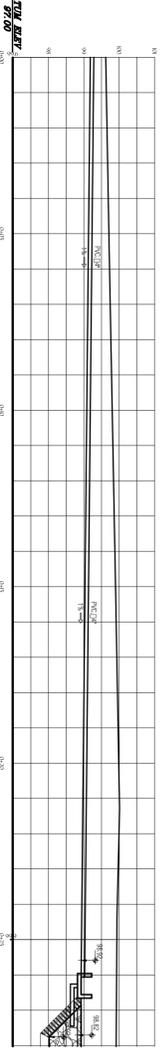
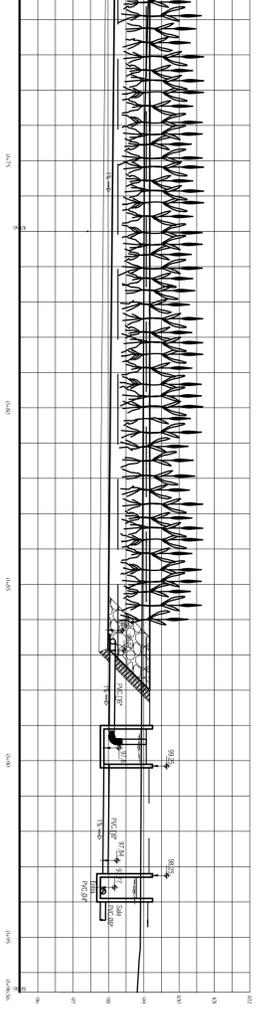
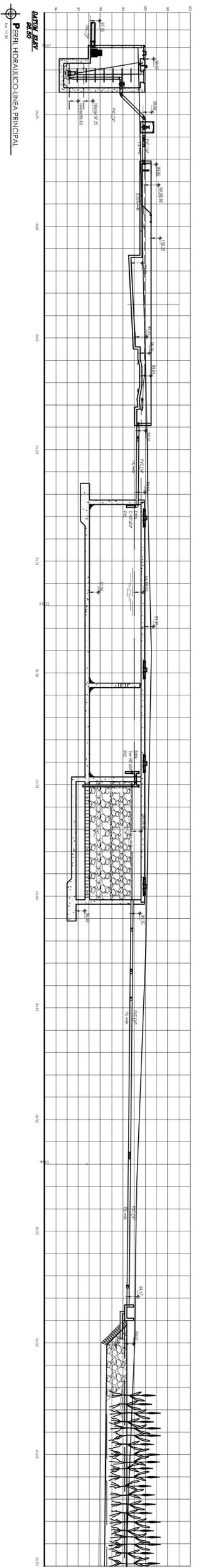
CONTENIDO :
PLANTA ESQUEMATICA DEL STAR

LOCALIZACION: MUNIC. ESTELÍ
UBICACION: HACIENDA "EL HIGO"
FECHA: OCTUBRE 2009
ESCALA: 1:100

DISEÑO :
JESENIA L. CASTELLON MARTINEZ
TANIA C. VANEGAS CORRALES

TUTOR :
ING. MIGUEL E. BLANCO CHÁVEZ
ASESOR :
ING. MARIA ELENA BALDIZÓN - ING. VIDAL CÁCERES

NUM. DE LAM. GEN.	
G-9	G-12
NUM DE LAM. ESP.	
A-1	A-4



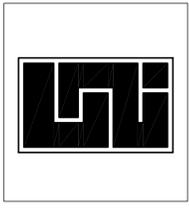
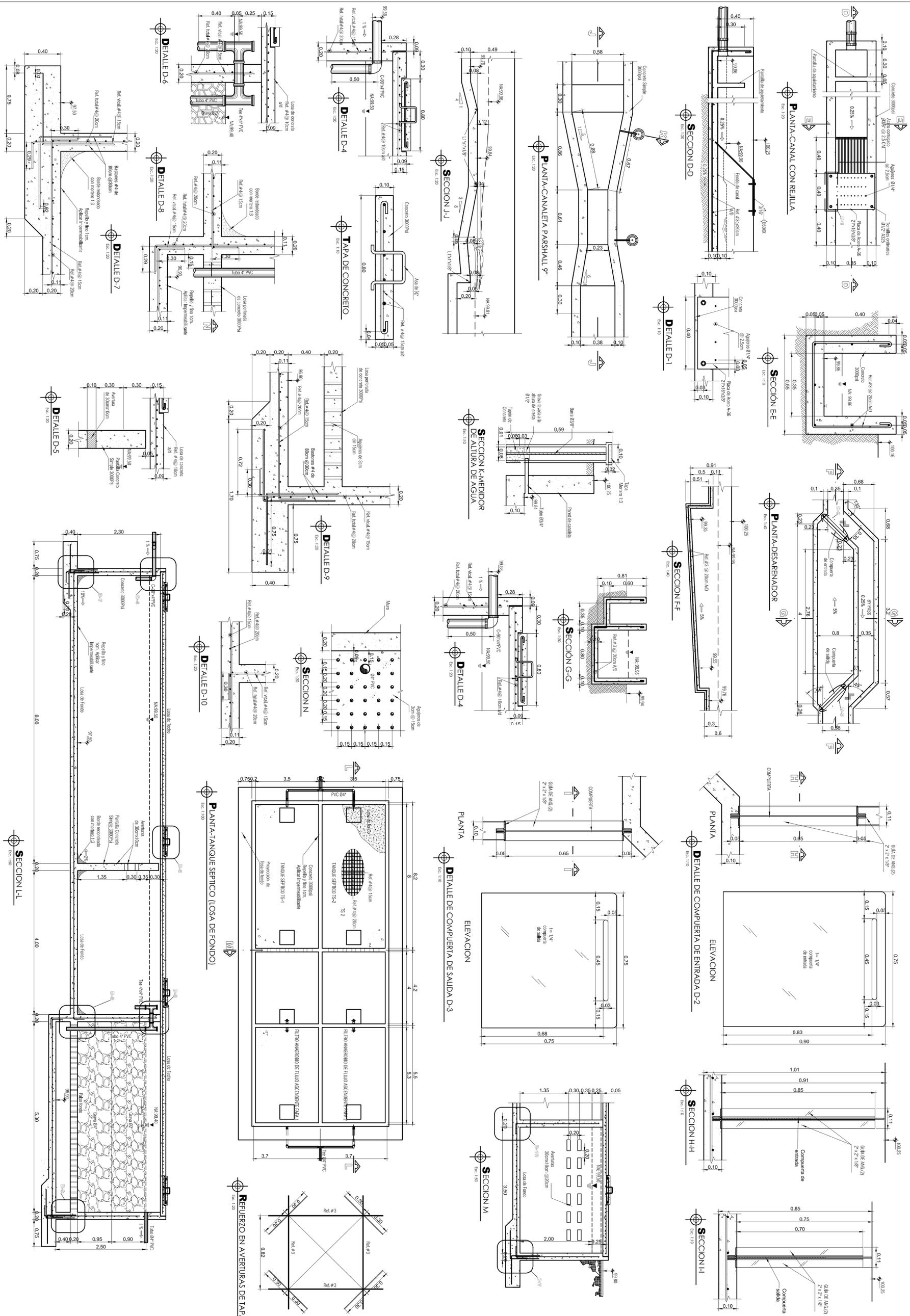
PROYECTO : TESIS MONOGRAFICA

SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES " UNI NORTE ESTELÍ "

CONTENIDO :	PERFIL HIDRAULICO STAR DETALLES DEL SISTEMA DE BOMBEO
LOCALIZACION:	MUNIC. ESTELÍ
UBICACION:	HACIENDA "EL HIGO"
FECHA:	OCTUBRE 2009
ESCALA:	INDCADA

DISEÑO :	JESENIA L. CASTELLON MARTINEZ TANIA C. VANEGAS CORRALES
TUTOR :	ING. MIGUEL E. BLANCO CHÁVEZ
ASESOR :	ING. MARIA ELENA BALDIZÓN - ING. VIDAL CÁCERES

NUM. DE LAM. GEN.	G-10 / G-12
NUM DE LAM. ESP.	A-2 / A-4



PROYECTO : TESIS MONOGRAFICA

SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES "UNI NORTE ESTELÍ"

CONTENIDO :
 DETALLES DE REJA, DESARENADOR
 CANALETA PARSHALL, TANQUE SEPTICO
 FILTRO ANAEROBIO DE FLUJO ASC.

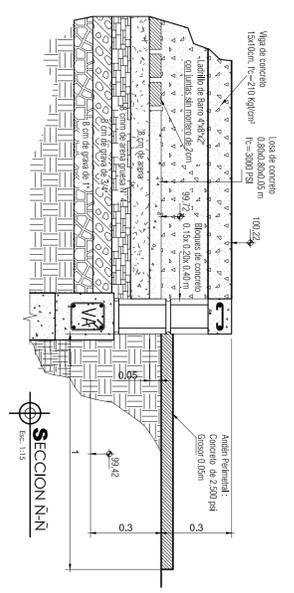
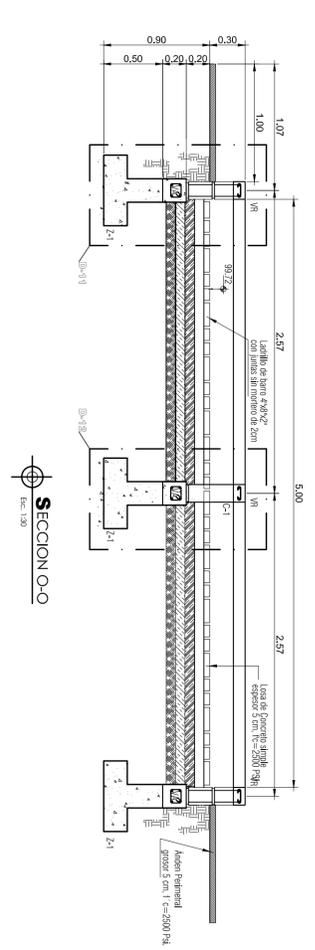
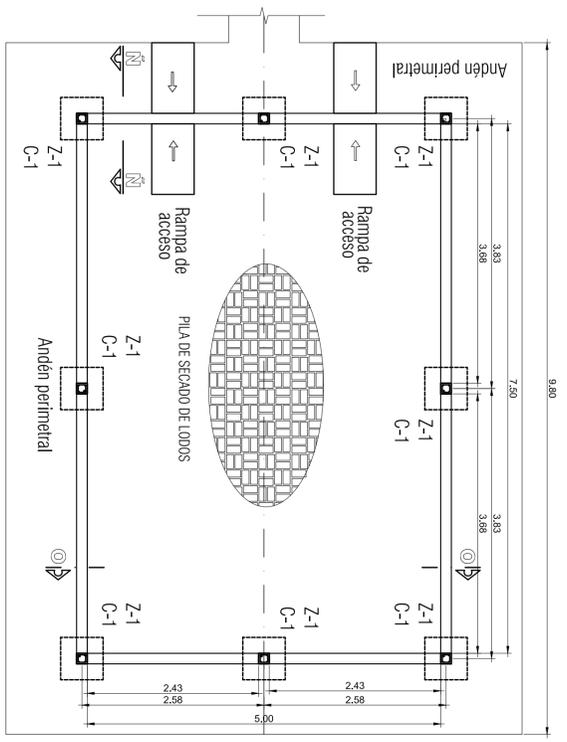
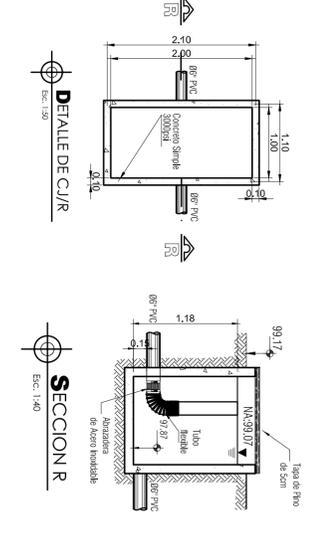
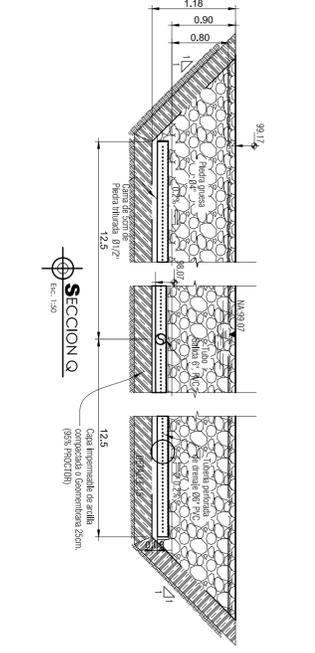
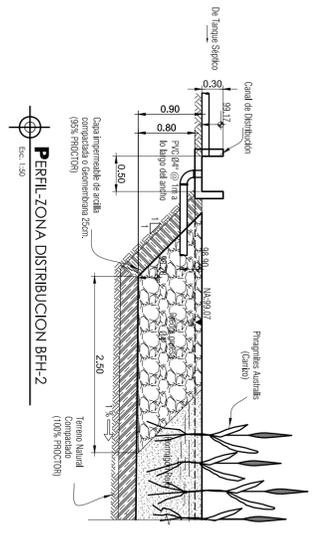
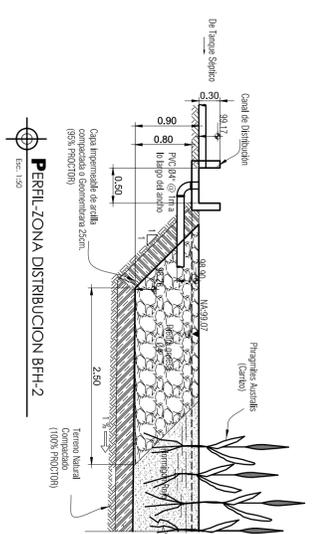
LOCALIZACION: MUNIC. ESTELÍ
 UBICACION: HACIENDA "EL HIGO"
 FECHA: OCTUBRE 2009
 ESCALA: INDICADA

DISEÑO :
 JESENIJA L. CASTELLON MARTINEZ
 TANIA C. VANEGAS CORRALES

TUTOR :
 ING. MIGUEL E. BLANCO CHÁVEZ

ASESOR :
 ING. MARIA ELENA BALDIZÓN - ING. VIDAL CÁCERES

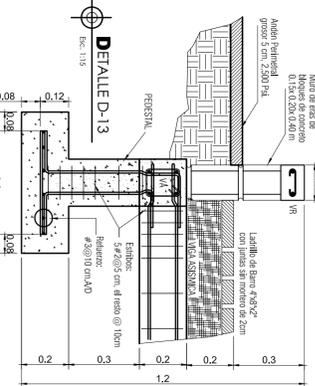
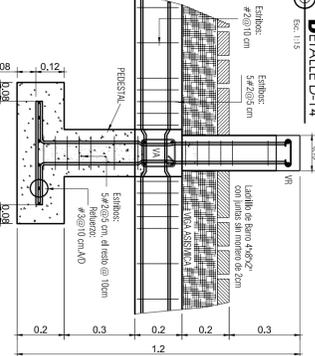
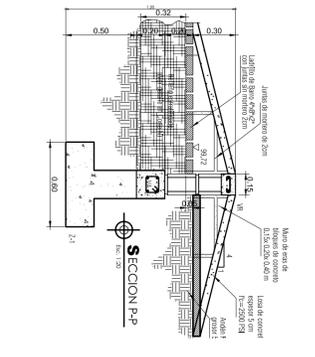
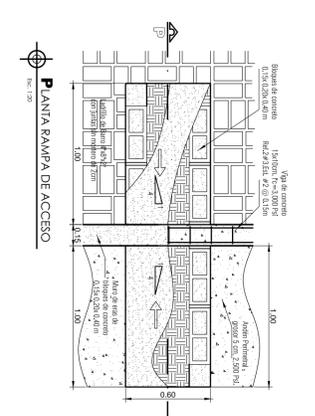
NUM. DE LAM. GEN.	
G-11	G-12
NUM DE LAM. ESP.	
A-3	A-4



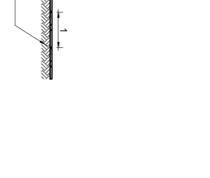
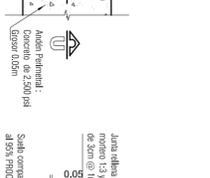
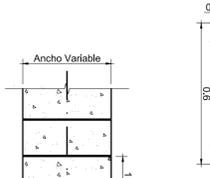
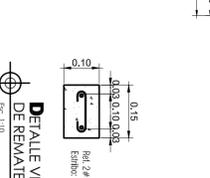
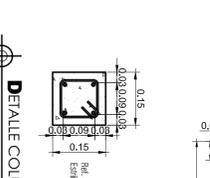
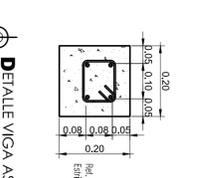
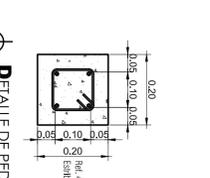
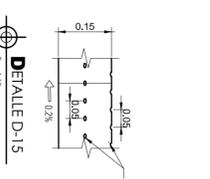
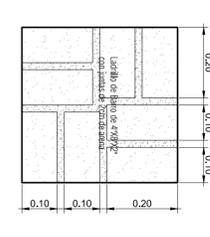
PLANTA DE PILA DE SECADO DE LODOS
Esc. 1:20

SECCION O-O
Esc. 1:20

SECCION N-N
Esc. 1:15



PLANTA RAMPA DE ACCESO
Esc. 1:20



DETALLE DE ANDEN
Esc. 1:10

SECCION U
Esc. 1:10



PROYECTO : TESIS MONOGRAFICA

SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES " UNI NORTE ESTELÍ "

CONTENIDO :	
DETALLES BIOFILTRO	
PILA DE SECADO DE LODOS	
LOCALIZACION:	MUNIC. ESTELÍ
UBICACION:	HACIENDA "EL HIGO"
FECHA:	OCTUBRE 2009
ESCALA:	INDICADA

DISEÑO :	JESENIA L. CASTELLON MARTINEZ TANIA C. VANEGAS CORRALES
TUTOR :	ING. MIGUEL E. BLANCO CHÁVEZ
ASESOR :	ING. MARIA ELENA BALDIZÓN - ING. VIDAL CÁCERES

NUM. DE LAM. GEN.	G-12 / G-12
NUM DE LAM. ESP.	A-4 / A-4