



Ministerio de Servicios
y Obras Públicas

Viceministerio
de Servicios
Básicos

GUÍA TÉCNICA DE DISEÑO DE PROYECTOS DE SANEAMIENTO PARA POBLACIONES MENORES A 10.000 HABITANTES

Julio 2005

DERECHOS RESERVADOS

Documento del Ministerio de Servicios y
Obras Públicas de la República de Bolivia.

Se autoriza la reproducción parcial o total, haciendo referencia a la fuente.

ELABORADO POR

Consortio Aguilar & Asociados - HYTSA Estudios y Proyectos

DEPÓSITO LEGAL:

4-1-266-05 P.O.

IMPRESIÓN

Publicidad e Impresión GENESIS

Av. Mariscal Santa Cruz • Edif. La Esperanza Piso 4 Of. 2

Tel.: 233 1361 - 231 2279

www.genesisycia.com

e-mail: contactos@genesisycia.com

La Paz, Julio de 2005

**MINISTERIO DE SERVICIOS Y OBRAS PÚBLICAS
VICEMINISTERIO DE SERVICIOS BÁSICOS**

**Guía Técnica de Diseño de Proyectos de
Saneamiento para Poblaciones Menores a
10.000 Habitantes**

Julio, 2005

PREFACIO

La “Guía Técnica de Diseño de Proyectos de Saneamiento para Poblaciones Menores a 10.000 Habitantes”, fue elaborada por el Ministerio de Servicios y Obras Públicas a través del Viceministerio de Servicios Básicos dentro del alcance del Programa de Saneamiento Básico para Pequeños Municipios “PROAGUAS”, en la gestión de las siguientes autoridades sectoriales:

Ing. Mario Moreno Viruéz	Ministro Servicios y Obras Públicas
Ing. Eduardo Rojas Gastelú	Viceministro de Servicios Básicos
Ing. Erico Navarro Agreda	Gerente de Proyecto PROAGUAS

La coordinación y supervisión fue realizada por los siguientes profesionales:

Ing. Edgar García R.	Director General de Servicios Básicos VSB
Ing. Reynaldo Villalba A.	Director Area Normas y Tecnología VSB
Ing. Alexander Chechilnitzky Z.	Consultor Internacional
Lic. Roxana Araujo R.	Consultora Fortalecimiento Institucional PROAGUAS
Ing. Fernando Caballero M.	Consultor Normas y Tecnología PROAGUAS
Ing. Roger Yugar Y.	Consultor Normas y Tecnología PROAGUAS
Ing. Marco Rosas B.	Consultor Seguimiento y Monitoreo PROAGUAS

La elaboración del documento estuvo a cargo del Consorcio Aguilar & Asociados – HYTSA Estudios y Proyectos, con la participación de los profesionales:

Ing. Humberto Cordero	Gerente de Proyecto
	Consultor en Saneamiento
Ing. Estanislao Aliaga	Consultor en Saneamiento

Financiamiento: Programa de Saneamiento Básico para Pequeños Municipios
(PROAGUAS) Contrato de Préstamo 1050 SF-BO
Banco Interamericano de Desarrollo B.I.D.
Elaboración: Consorcio Aguilar & Asociados-HYTSA Estudios y Proyectos

PRESENTACION

El Ministerio de Servicios y Obras Públicas a través del Viceministerio de Servicios Básicos dentro del alcance del PROAGUAS y con el financiamiento del Banco Interamericano de Desarrollo BID, presenta a las instituciones, organizaciones y profesionales del Sector de Saneamiento Básico la “Guía Técnica de Diseño de Proyectos de Saneamiento para Poblaciones Menores a 10.000 Habitantes”, documento elaborado en el marco de lo establecido en las Normas, Reglamentos y otras disposiciones legales en vigencia.

Este producto desarrollado por la Consultora Aguilar & Asociados - HYTSA Estudios y Proyectos contó con el concurso de profesionales bolivianos de reconocida trayectoria en el sector, y con el asesoramiento y contribución de un Consultor Internacional, por lo que el contenido de este documento es de alta calidad técnica.

La implementación de esta Guía facilitará y mejorará la calidad de los proyectos de preinversión e inversión del Sector de Agua y Saneamiento, apoyando el trabajo de las Prefecturas, Municipios, Instituciones del Estado, Organismos de Cooperación, Organizaciones no Gubernamentales y otras entidades vinculadas con el sector.

INDICE

Pag.

CAPITULO 1 - INTRODUCCIÓN	7
1.1 Generalidades.	7
1.2 Objetivo.	7
1.3 Alcance	7
 CAPITULO 2 - ASPECTOS PREVIOS PARA LA IMPLEMENTACIÓN DE PROYECTOS DE SANEAMIENTO	 9
2.1 Implementación de proyectos de saneamiento.	9
2.1.1. Conceptos Básicos sobre el Proceso de Implementación de Proyectos.	9
2.1.2. Acciones Institucionales en la Implementación de Proyectos de Saneamiento Básico.	9
2.1.3. Instrumentos Básicos para el Reconocimiento Técnico de una Comunidad.	10
2.1.4. Instrumentos Básicos para el Reconocimiento Socioeconómico de una Comunidad.	10
2.2. Estudios Técnicos Previos para el Diseño de Proyectos de Saneamiento.	11
2.2.1. Descripción de la localidad y de la zona del proyecto.	11
2.2.2. Climatología.	11
2.2.3. Geología y Suelos.	11
2.2.4. Topografía.	11
2.2.5. Descargas del agua residual.	12
2.2.6. Descripción de la Infraestructura Existente.	12
2.3. Estudios Socioeconómicos para Proyectos de Saneamiento.	12
2.3.1. Características Socioeconómicas.	12
2.3.2. Comunicaciones y vías de acceso.	12
2.3.3. Disponibilidad de mano de obra.	13
2.3.4. Disponibilidad de materiales de construcción.	13
2.3.5. Organización comunitaria.	13
 CAPITULO 3 - TRATAMIENTO Y DISPOSICIÓN DE EXCRETAS	 14
3.1 Letrinas tradicionales.	14
3.1.1. Letrinas sin arrastre de agua.	15
3.1.2. Letrina de pozo ciego	16
3.1.3. Inodoro Ecológico (LASF - Letrina abonera seca familiar).	28
3.1.3. Letrinas con Arrastre de Agua.	30
 CAPITULO 4 - ALCANTARILLADOS SANITARIOS PARA LA POBLACIÓN CONCENTRADA	 40
4.1. Tipos de alcantarillado.	40
4.1.1. Alcantarillado sanitario convencional.	41
4.1.2. Sistemas sanitarios no convencionales.	42
4.1.3. Cámaras de inspección.	53
4.1.4. Conexiones domiciliarias.	53
4.1.5. Tuberías y accesorios para alcantarillado sanitario.	54
 CAPITULO 5 - PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES	 59
a) Definición.	59
5.1. Consideraciones para la selección deL tratamiento del agua residual.	59
5.2. Tratamientos preliminares.	61
5.2.1. Rejas.	61
5.2.2. Desarenadores.	65
5.3. TRATAMIENTO PRIMARIO	68
5.3.1. Tanques Sépticos.	68
5.3.2. Sedimentadotes primarios	71
5.3.3. Filtros Anaeróbicos de Flujo Ascendente.	75
5.3.4. Tanque Imhoff	79
5.4. Tratamiento primario avanzado	85

5.5. Tratamientos Secundarios	86
5.5.1. Reactores Anaeróbios de Flujo Ascendente (RAFA)	86
5.5.2. Lagunas de Estabilización Convencionales	94
5.5.3. Lagunas de estabilización aereadas de mezcla completa	103
5.5.4. Lagunas de Estabilización en humedales	105

**CAPITULO 6 - DISEÑO DE OBRAS ESPECIALES PARA SISTEMAS DE ALCANTARILLADO
SANITARIO**

6.1. Pasos de quebrada:	107
a) Definición	107
b) Características técnicas	107
6.1.1. Sifones Invertidos	107
a) Definición	107
b) Características técnicas	107
c) Diseño	107
6.1.2. Puentes acueductos	110
6.2. Estaciones elevadoras de agua residual	112
a) Definición	112
b) Características técnicas	113
6.3. Entibado de Zanjas	116
a) Definición	116
b) Características técnicas	116
c) Diseño	116
6.4. Obras de protección para colectores en laderas de fuerte pendiente	118
a) Definición	118
b) Características técnicas	119
c) Diseño	119
6.5. Separadores de Caudal	122
a) Definición	122
b) Características técnicas	122
6.6. Medidores de Caudal	123
6.6.1. Canal Parshall	123
6.6.2. Vertedores Triangulares	125

CAPITULO 7 - IMPACTO AMBIENTAL

7.1 Generalidades	126
7.2 Oportunidad de Realización del Estudio y Contenido	126
7.3 Evaluación de la Calidad Ambiental Existente	127
7.4 Identificación de los Impactos Ambientales Potenciales y Evaluación	127
7.5 Medidas Adoptadas o por adoptar para la Eliminación o Mitigación de los Impactos Ambientales – Programas de monitoreo	127
7.6 Obras complementarias del Saneamiento y de Componente Ambiental	127
7.7 Planilla resumen de conclusiones	128
7.8 Alcances del estudio	128

CAPITULO 8 - OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO

8.1 Aspectos de la operación y mantenimiento en proyectos de saneamiento	130
8.2 Otros aspectos a contemplar por el proyectista	131
8.3 Manual de Operación	131
8.4 Manual de Mantenimiento	132
8.5 Planos conforme obra	133

CAPITULO 9 - Glosario técnico

CAPITULO 10 - Bibliografía consultada

CAPITULO 1 - INTRODUCCIÓN.

1.1 GENERALIDADES.

Uno de los factores más importantes para evitar afecciones a la salud, es la disposición sanitaria de las excretas y de las aguas residuales provenientes de servicios de recolección y transporte; por esta razón no debe omitirse esfuerzo para evitar el riesgo de contaminación a la población y los cuerpos de agua.

Este documento presenta criterios de diseño de sistemas de tratamiento de las aguas servidas, antes de la disposición final, aplicables a poblaciones menores a 10.000 habitantes del territorio nacional.

Esta guía se ha elaborado en el marco de la Norma Boliviana NB 688 de "Instalaciones Sanitarias - Alcantarillado Sanitario, Pluvial y Tratamientos de Aguas Residuales", "Reglamentos Técnicos de Diseño para Unidades de Tratamiento no Mecanizadas para Sistemas de Agua Potable y Aguas Residuales" 1996, correlacionado con los "Reglamentos Técnicos de Diseño para Sistemas de Alcantarillado"; considerando además, los criterios ambientales señalados en la Ley 1333 del Medio Ambiente y sus reglamentos.

En consecuencia se ha efectuado la recolección de la información pertinente, en el país y en otros, para optar por las mejores soluciones en el aspecto técnico.

1.2 OBJETIVO.

El objetivo, es apoyar al sector de agua y saneamiento con la elaboración de Guías de diseño, para su aplicación en proyectos de saneamiento ajustadas a las diferentes regiones del país, para poblaciones menores a los 10.000 habitantes..

El reglamento en vigencia NB-688 de "Reglamentos Técnicos de Diseño para Sistemas de Alcantarillado", si bien considera el manejo racional de los sistemas de alcantarillado, se circunscribe mas a la atención de poblaciones mayores que las de 10000 habitantes; siendo necesario apoyar o coadyuvar la implementación con estos servicios a toda la población boliviana; con el presente, se pretende complementar dicho reglamento para la implementación de servicios de alcantarillado y otros de disposición de excretas.

En consecuencia el objetivo de la presente, es establecer los criterios y parámetros de diseño de sistemas y tecnologías para la disposición sanitaria de las aguas residuales, en poblaciones menores a los 10.000 hab., para complementar las existentes.

1.3 ALCANCE.

Los temas considerados en esta guía se refieren a:

Estudios básicos y de campo, para conocer las condiciones físicas, sociales y las características técnicas, para el diseño de proyectos de disposición de excretas y de recolección tratamiento y disposición final de las aguas residuales domésticas.

Diseño de sistemas de disposición de aguas servidas en el área rural, mediante letrinas secas y con arrastre de agua.y criterios para el diseño para la disposición final de los líquidos residuales

El diseño de alcantarillados sanitarios: como el convencional, y los simplificados (de diámetro reducido y el condominial), aplicados a poblaciones menores a 10.000 habitantes.

Tipos de tubería, cámaras de inspección, conexiones y otras estructuras complementarias como ser pasos de quebrada para el transporte de las aguas residuales

El diseño de sistemas de tratamiento de aguas residuales, como ser: cámaras sépticas, tanques Imhoff, reactores anaeróbicos de flujo ascendente, lagunas de estabilización y de aireación extendida.

CAPITULO 2 - ASPECTOS PREVIOS PARA LA IMPLEMENTACIÓN DE PROYECTOS DE SANEAMIENTO

2.1 IMPLEMENTACIÓN DE PROYECTOS DE SANEAMIENTO.

Siendo el objetivo del presente la implementación de proyectos de saneamiento especialmente en las poblaciones menores a 10.000 habitantes, se toma como experiencia básica estratégica la participación comunitaria, que ha permitido desarrollar capacidades y conocimientos en mujeres y varones de las comunidades para lograr la buena gestión de los servicios y lograr la sostenibilidad de la inversión. Estas experiencias han permitido identificar factores de éxito en la ejecución de proyectos de saneamiento, especialmente en el área rural.

2.1.1 Conceptos Básicos sobre el Proceso de Implementación de Proyectos.

Los principios que permiten la sostenibilidad de los proyectos, básicamente son:

- ♣ La gestión o administración del proyecto.
- ♣ Operación y mantenimiento
- ♣ Satisfacción del usuario por el buen servicio
- ♣ Educación en higiene y saneamiento ambiental
- ♣ El pago de tarifas sustentables al sistema

2.1.2 Acciones Institucionales en la Implementación de Proyectos de Saneamiento Básico.

Las experiencias en el sector han permitido identificar las acciones técnicas sociales más importantes, para lograr los objetivos del proyecto, ellas son:

- ♣ La promoción o sensibilización de la comunidad
- ♣ Diagnóstico participativo
- ♣ Organización de la comunidad
- ♣ Planificación participativa en construcción de obras
- ♣ Educación sanitaria y capacitación en O & M
- ♣ Seguimiento y evaluación

Todo ello constituyen las acciones para la sostenibilidad de la gestión comunitaria.

También se deben considerar algunos criterios de sistemas sanitarios con Equidad y Sustentabilidad:

- ♣ Prevención de enfermedades: Debe ser apropiado para destruir o aislar patógenos.
- ♣ Accesibilidad: debe ser accesible para los pueblos mas pobres del mundo.
- ♣ Protección ambiental: Debe prevenir la contaminación, regresar nutrientes en los suelos y conservar las valiosas fuentes de agua.
- ♣ Aceptable: Debe ser estéticamente inofensivo y respetuoso de los valores culturales y sociales.
- ♣ Simple: Debe ser lo suficientemente sencillo y de fácil mantenimiento, considerando los limites de la capacidad técnica local en el marco institucional y los recursos económicos.

2.1.3 Instrumentos Básicos para el Reconocimiento Técnico de una Comunidad.

Los procesos de información sanitaria y ambiental, sensibilización y motivación comunitaria, relacionados con los objetivos y alcances del proyecto y la importancia de los servicios de saneamiento; sirven para demostrar los beneficios sobre las condiciones de salud, medio ambiente y la necesidad de involucrar a los participantes en todas las etapas del proyecto; la ausencia de este paso, resta la posibilidad de participación de la comunidad.

El diagnóstico participativo, está dirigido a generar información que permita el reconocimiento de las características de la comunidad de acuerdo a los objetivos del proyecto.

La organización comunitaria que permita su participación, para mantener la armonía, promover la solidaridad y cooperación; frente a la oferta del proceso del proyecto.

La capacitación en la administración y mantenimiento del sistema de saneamiento, permite a los participantes conocimientos y habilidades, para asumir la responsabilidad por la gestión del servicio. La experiencia ha permitido llegar a una nueva valoración de sistemas, para capacitar adultos, produciendo un cambio radical en la forma de comprender el proceso.

La educación sanitaria y ambiental en esencia, es lo que el individuo será capaz de comprender, que se convierte en el desarrollo de su pensamiento reflexivo y la confianza en sí mismo. Por lo tanto la experiencia del aprendizaje, debe proporcionar oportunidades de análisis crítico de su ambiente, para desarrollar confianza en su propia capacidad; lo importante no es cuanto ha aprendido, sino en qué forma está abierta para lograr cambios conscientes y perdurables de conducta.

Finalmente el seguimiento y evaluación, es el cierre del avance, previo análisis de resultados, para detectar y resolver participativamente, las situaciones críticas que se presentan en el proceso interno y externo, en el que actúa el proyecto.

2.1.4 Instrumentos Básicos para el Reconocimiento Socioeconómico de una Comunidad.

Los instrumentos básicos para el reconocimiento socio económico, son las encuestas, y sirven para conocer los parámetros de aceptación y participación para el éxito del proyecto; donde se requiere conocer básicamente la información general, consistente en: Concentración poblacional, número de habitantes, información social, que indique la actividad predominante, tiempo de ocupación por épocas, organizaciones comunales, experiencia en trabajos comunitarios, necesidades más importantes de la comunidad, interés por participar en el proyecto, interés por la administración operación y mantenimiento a largo plazo, instituciones que actúan en la comunidad, servicios con los que cuenta y otros.

2.2 ESTUDIOS TÉCNICOS PREVIOS PARA EL DISEÑO DE PROYECTOS DE SANEAMIENTO.

2.2.1 Descripción de la localidad y de la zona del proyecto.

El consultor y/o el diseñador deben describir las condiciones físicas, económicas y sociales de la localidad en la cual se planea llevar a cabo el proyecto de saneamiento básico y hacer las conclusiones pertinentes.

El detalle de los estudios de campo, debe quedar establecido en los Términos de Referencia, para su elaboración de acuerdo al nivel de complejidad del sistema.

2.2.2 Climatología.

Para proyectos de sistemas de alcantarillado sanitario, debe contemplarse los registros de temperaturas medias, precipitaciones, evaporación, elevación sobre el nivel de mar, latitud, vientos dominantes y siempre que sea justificable, se contemplaran estudios más profundos de climatología y meteorología.

2.2.3 Geología y Suelos.

Se debe establecer de manera general las características de las principales formaciones geológicas, geomorfológicas y fisiográficas de la región, del paisaje y topografía asociada con la localidad, con el fin de identificar las fallas geológicas activas que se localicen en el área circundante del proyecto.

Los estudios de suelos, deben contemplar el reconocimiento general del terreno afectado por el proyecto, para evaluar sus características en un estudio que incluya como mínimo lo siguiente: clasificación de los suelos, permeabilidad, nivel freático, características físico-mecánicas y características químicas, que identifiquen la posible acción corrosiva del subsuelo para elementos metálicos y no metálicos que van a quedar localizados en el subsuelo. Se debe determinar la capacidad de soporte del suelo donde se ubiquen las estructuras importantes del proyecto.

El diseñador puede establecer la necesidad de llevar a cabo estudios más detallados de geología y/o suelos, justificando las razones por las cuales se formula dicha recomendación. Para poblaciones menores a 10.000 habitantes, debe realizarse una justificación técnica, de la conveniencia o no para aplicar los estudios señalados en la Sección 2.3 del Reglamento Técnico de Diseño de Sistemas de Alcantarillado Sanitario NB 688, referente a estudios geotécnicos.

En el caso de requerirse la disposición final de las aguas residuales en estratos permeables del suelo, mediante zanjas o pozos de infiltración; se deben efectuar pruebas de infiltración como las que se indican en el punto correspondiente a letrinas con arrastre de agua.

2.2.4 Topografía.

Deben elaborarse estudios topográficos con el nivel de detalle y precisión de acuerdo con el tipo de obra que se proyecte.

Cuando el proyecto involucre el diseño de cualquiera de los alcantarillados sanitarios, el levantamiento topográfico se realizará siguiendo los criterios básicos señalados en el Anexo C de la Norma Boliviana NB 688 y en la Sección 2.2 del Reglamento Técnico de Diseño de Sistemas de Alcantarillado Sanitario.

Para estructuras sanitarias aisladas (letrinas), no es necesario un levantamiento topográfico a detalle, sin embargo, deberá existir al menos un croquis con la localización de viviendas y ubicación de los recursos hídricos contaminables y altimetría aproximada.

2.2.5 Descargas del agua residual.

Deben identificarse las fuentes de agua principales para el abastecimiento de agua potable del proyecto y los asentamientos humanos cercanos; los puntos de y para vertimiento de agua residual, así como las formaciones acuíferas existentes, estableciendo la forma en la cual el proyecto pueda influir en su continuidad y calidad del agua. Siendo necesarios estudios de reconocimiento hidrológico de la zona de influencia del proyecto ó estudios más profundos, si corresponde.

2.2.6 Descripción de la Infraestructura Existente.

Deben identificarse las principales obras de infraestructura construidas y proyectadas dentro de la zona de influencia del sistema por desarrollar, tales como sistemas de agua potable y saneamiento, carreteras, puentes, líneas de transmisión de energía y cualquier otra obra de importancia. Se deben identificar las redes de otros servicios públicos en la zona, tales como las de gas, teléfono, energía y oleoductos y sus respectivas áreas de servidumbre, con los cuales podrían presentarse interferencias.

2.3 ESTUDIOS SOCIO ECONÓMICOS PARA PROYECTOS DE SANEAMIENTO.

2.3.1 Características Socioeconómicas.

Deben determinarse las condiciones socioeconómicas de la localidad, con base a información primaria y/o secundaria, su estratificación, distribución espacial, niveles de ingreso y actividades económicas predominantes. Estableciendo el crecimiento y las tendencias de desarrollo industrial y comercial. Se debe tener en cuenta los períodos del año en que se presentan incrementos de la población flotante, con motivo de celebraciones típicas propias de la región.

2.3.2 Comunicaciones y vías de acceso.

Se debe identificar el tipo, calidad y cobertura de los servicios de telefonía, correo, radio aficionados y similares, en particular en municipios alejados y de difícil acceso, con el fin de conocer la oferta de los mismos y su relación con el proyecto.

Debe realizarse un inventario de las carreteras, caminos, ferrocarriles, así como de las rutas de navegación aérea, fluvial y lacustre de acceso a la localidad, estableciendo las distancias a las áreas urbanas más cercanas, permitiendo establecer la facilidad del transporte requerido de materiales y equipos para la ejecución de las obras.

2.3.3 Disponibilidad de mano de obra.

Se debe analizar la disponibilidad de mano de obra calificada y no calificada, en caso de requerirse para la construcción de las obras; el personal técnico, para labores de operación y mantenimiento y los salarios vigentes en la localidad.

2.3.4 Disponibilidad de materiales de construcción.

Se debe establecer la disponibilidad y capacidad de producción local, regional y nacional de materiales y equipos requeridos para la construcción de las obras.

Debe determinarse la disponibilidad y confiabilidad del suministro de energía eléctrica en la localidad, lo mismo que las características de tensión, potencia y frecuencia del servicio.

2.3.5 Organización comunitaria.

Debe definirse el tipo de concertación y coordinación entre el responsable del proyecto, la comunidad, las empresas de servicios públicos y otras entidades involucradas en el desarrollo del proyecto, detallando las responsabilidades y acciones concretas de cada una de ellas

Debe lograrse la participación de la comunidad en el proyecto conforme a las Leyes de Participación Popular y de Municipalidades, tales como identificación de problemas y procesos de fiscalización en ciertas etapas del proyecto.

CAPITULO 3 - TRATAMIENTO Y DISPOSICIÓN DE EXCRETAS.

Las enfermedades relacionadas con las excretas, son causa de las elevadas tasas de morbilidad y mortalidad en los países en desarrollo, especialmente entre las comunidades de bajos ingresos ubicadas en áreas marginales urbanas y en áreas rurales, donde comúnmente no se cuenta con abastecimientos de agua adecuados ni instalaciones para el saneamiento. Las limitaciones económicas y financieras indican que las tecnologías para el abastecimiento de agua y saneamiento, para el control de las enfermedades relacionadas con las excretas que se da en la población de bajos ingresos, deben estar a su alcance con criterios de sostenibilidad. Las letrinas son tecnologías de bajo costo y técnicamente factibles para estos casos; en consecuencia a continuación se examinan criterios para el diseño de ellas.

3.1 LETRINAS TRADICIONALES.

Se denomina letrina, a la unidad higiénica para recibir los residuos líquidos y sólidos provenientes de las deyecciones humanas únicamente. Esta solución se emplea donde se carecen de servicios básicos (abastecimiento de agua y alcantarillado); por su facilidad constructiva y bajo costo; con objeto de prevenir la salud humana de enfermedades de carácter digestivo o intestinales y para darle privacidad al usuario.

Se destaca que las enfermedades intestinales son causa de muerte o inhabilidad de la persona para el trabajo y predisposición para adquirir otras enfermedades.

El tipo de las letrinas depende de las condiciones socioeconómicas de los usuarios y de las condiciones físicas del terreno.

En general existen dos clases de letrinas, sin arrastre de agua o secas y con arrastre de aguas. Las letrinas sin arrastre de agua son de dos tipos: las simples que acumulan las excretas que luego de haber sido llenadas son enterradas, para reubicarlas en otro sitio temporalmente y las otras o alternantes que luego de la estabilización de los residuos que las contienen, permiten su limpieza para continuar con el servicio indefinidamente. Las letrinas con arrastre de agua llevan las excretas a cámaras sépticas luego para infiltrar luego las aguas residuales a estratos permeables mediante pozos de absorción, o a pozos de absorción y recolección de excretas que pueden ser únicos y alternantes, para permitir su limpia luego de la digestión de las excretas en el mismo pozo de absorción.

Es importante destacar que geográficamente no se las puede apropiar y que su uso depende exclusivamente de las condiciones físicas del sitio, como ser la temperatura, la distancia del fondo de la letrina al nivel freático, no estar cerca de las fuentes de abastecimiento de aguas para consumo humano, estar ubicada en partes no inundables, ser accesibles para los usuarios y de construcción simple para su aceptabilidad.. Se establece que la excreta por persona año es de 40 litros a 60 litros, tomando como promedio 50 litros por persona.

Se destaca, que los trabajos previamente deben concentrarse en obtener los parámetros que tienen influencia en una solución eficiente, siendo los más importantes: la temperatura, la ubicación de los cursos de agua, una topografía que permita una buena ubicación y naturalmente la aceptación de la población para su construcción, operación y mantenimiento.

A continuación se describen los diferentes tipos de letrinas, sus características técnicas y parámetros de diseño, para la completa conceptualización de cada solución.

3.1.1 Letrinas sin arrastre de agua.

Existen varios tipos de letrinas sin arrastre de agua, las de mayor aplicación en Bolivia son las siguientes: la letrina tradicional, la letrina simple con ventilación, la letrina alternante con ventilación, la letrina alternante múltiple con ventilación.

La letrina ecológica alternante tiene la particularidad de separar los residuos sólidos de los líquidos para la disposición final mas higiénica. El siguiente cuadro permite estimar las ventajas y desventajas de cada tipo de letrina:

Tipo	Ventajas	Desventajas	Costo
De pozo ciego	Mejora condiciones higiénicas y ambientales a la deposición al aire libre, donde no existen otros sistemas de disposición de excretas. Y es para la población dispersa.	Mantiene algunas condiciones poco deseables y es temporal. Tiene que estar separada de la vivienda mínimo 8 m	Reducido por utilizar materiales del lugar y otros que se pueden rehusar como la platabanda
Simple con ventilación	Mejor que la tradicional, por incluir tubo de ventilación, que airea permanentemente el pozo de deposición evitando olores, haciéndola más confortable. Es también para la población dispersa.	Como en el caso anterior es temporal, o sea luego de llenada tiene que ser trasladada es para la población dispersa y estar mínimo a 8 m de la vivienda	Algo mayor que la tradicional, por el costo de la tub. de ventilación. Como en el caso anterior algunos materiales se pueden rehusar.
Alternante con ventilación	Tiene ventilación similar a la anterior, posee dos pozos que alternadamente son usados; lo que la hace reciclable ecológicamente y de uso permanente y sin riesgo para la salud, siendo apta para su instalación en zonas semi urbanas.	La limpieza de los pozos se debe efectuar periódicamente sin ningún riesgo. Condiciones de acceso igual que las anteriores.	Comparando las ventajas y larga duración es económica.
Alternante con ventilación de uso múltiple	Es similar a la anterior y esta constituida por varios cubículos o letrinas juntas, para el uso de muchas personas, por lo que se instala en cuarteles y escuelas donde no existen servicios de alcantarillado sanitario. Es permanente y reciclable ecológicamente	La limpieza de los pozos se debe efectuar periódicamente sin ningún riesgo Es importante la limpieza permanente de los pisos y paredes.	Por el uso al que se lo destina se la considera de costo económico
Ecológica alternante	Es para uso familiar, muy higiénica y de uso permanente. Permite el uso de los residuos estables, como abono o nutriente de los suelos agrícolas lo que la hace reciclable ecológicamente	Es necesario un mantenimiento adecuado permanente, para mejorar las condiciones de digestión de las excretas	Relativamente mejor a la alternante con ventilación; Frente a las ventajas es económica.

3.1.2 Letrina de pozo ciego.

a) Definición.

La letrina de pozo ciego, consiste en un hoyo o foso excavado, para recibir los excrementos y la orina durante un tiempo mínimo de cuatro años; el foso esta implementado con una tapa o platabanda de hormigón armado, con un orificio para la deposición de las excretas por el usuario y una caseta para darle privacidad.

(Figura 3.1.y PL-SA-01-01).

b) Características técnicas y diseño

- ♣ El volumen del hoyo o pozo se determina de acuerdo con la acumulación de las excretas por familia o usuarios teniendo en cuenta los siguientes parámetros:
- ♣ Contribución de excretas: de 0.050 [m³/persona / año]
- ♣ Período de diseño: mínimo cuatro años
- ♣ Diámetro de la fosa, de 0.8 a 0.9 m
- ♣ Debe añadirse al volumen calculado, una altura de 0.50 m como revancha para instalar la losa. El fondo del foso de las letrinas, debe estar mínimo a 3 m por encima del nivel freático máximo.
- ♣ Respecto a la **ubicación**, se determina que la letrina debe estar mínimo a 30 m aguas arriba de las fuentes de agua potable, 15 m aguas abajo y mínimo a 8 m de la vivienda y en sitios algo elevados para evitar su inundación en época de lluvias.
- ♣ Una vez lleno el hoyo o pozo se debe taparlo con tierra, para reubicar la letrina en otro sitio, utilizando si es posible, los mismos materiales de la anterior, como ser la platabanda.
- ♣ Como la fosa o pozo en general es excavado, se debe prevenir su derrumbe, especialmente cuando el suelo es muy suelto, mediante un muro circular de mampostería seca de ladrillo piedra o concreto con orificios; cuando el suelo es estable, se debe construir un brocal de 50 cm de alto, en la parte superior del foso, para asentar la losa; en general, se deben ubicar las letrinas en zonas algo elevadas, para evitar su inundación por el escurrimiento de las aguas superficiales.

c) Consideraciones complementarias.

Para la conservación y buen funcionamiento de la letrina, mínimo se debe tener en cuenta los siguientes principios:

- ♣ Estar tapada cuando no se la usa
- ♣ Lavar diariamente la losa y conservarse limpias las paredes
- ♣ No arrojar basuras de ninguna clase al pozo y usar papel higiénico

Esta letrina si bien mejora las condiciones de disposición de excretas respecto al aire libre, debe utilizarse en asentamientos eventuales, máximo por cuatro años, por solo disminuir los olores y vectores como las moscas. (Figura 3.1.)

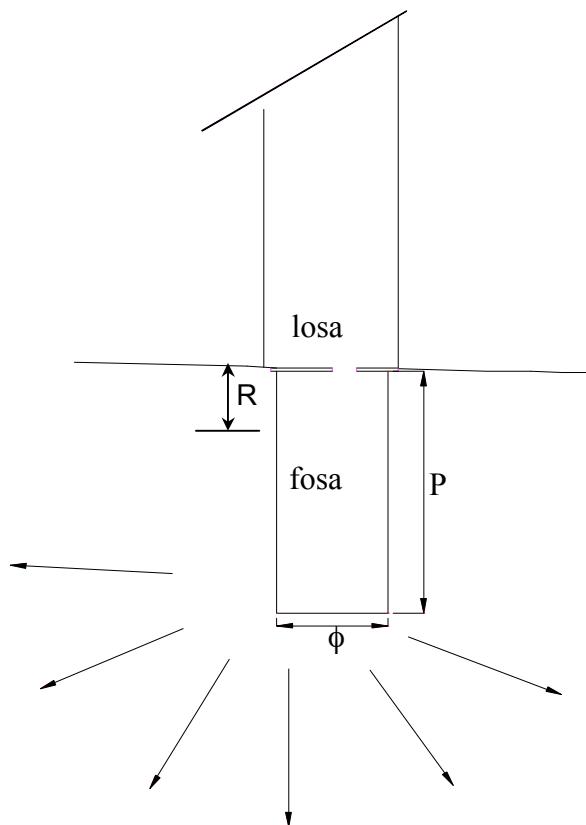


Figura 3.1: CROQUIS LETRINA DE POZO CIEGO

d) Ejemplo de diseño

Diseño de la fosa (Determinación de la profundidad total “P”)

Las expresiones que pueden utilizarse son:

Sección circular:
$$P = \frac{4 * N * T * E}{\pi * \phi^2} + R$$

Sección cuadrada:
$$P = \frac{N * T * E}{a^2} + R$$

Donde:

- P: Profundidad total de la fosa [m]
- N: Número de usuarios [habitantes]
- E: Volumen de excretas [m³/(habitante * año)]
- T: Duración de la letrina [años]

R: Revancha [m]
 ϕ : Diámetro de la fosa (m).
 a: El lado de la fosa si es cuadrada [m]

Ejemplo con datos:

Para sección circular						
Zona	N [habitantes]	T [años]	E $m^3/(\text{habitan te} * a-o)$	R [m]	ϕ [m]	P [m]
Todo el país	5	4	0,05	0,5	0,8	2.49
Para sección cuadrada						
Zona	N [habitantes]	T [años]	E $m^3/(\text{habitan te} * a-o)$	R [m]	a [m]	P [m]
Todo el país	5	4	0,05	0,5	0,8	2.07

PL-SA-01-01

3.1.2.1 Letrina simple sin arrastre de agua con ventilación.

a) Descripción.

La letrina simple con ventilación, es similar a la tradicional con la diferencia de estar dotada de un tubo de ventilación, para extraer los olores y controlar la proliferación de moscas y otros vectores de enfermedades, del interior de la letrina. **(Figura 3.2. y PL-SA-01-02)**

La letrina, se diseña para una duración máxima de cuatro años, para el área rural y/o asentamientos muy dispersos de la población.

b) Características técnicas.

En la letrina simple con ventilación, la parte líquida de los residuos es absorbida por el suelo, quedando los sólidos o excretas dentro del foso para su digestión biológica, siendo removidos los gases por la corriente de aire generada, por el tiro de la tubería de ventilación.

El pozo de la Letrina, igual que la tradicional, debe ser enterrado una vez que se haya llenado hasta 50 cm de la superficie; para relocalizar la letrina en otro sitio, usando la misma superestructura y losa del pozo. Las condiciones de ubicación son similares a la anterior.

Como el foso o pozo en general es excavado se debe prevenir su derrumbe, como en el caso anterior, mediante un muro circular de mampostería seca de ladrillo piedra o concreto con orificios; cuando el suelo es estable, se debe construir un brocal de 50 cm de alto, en la parte superior del foso, para asentar la losa; ubicándola en zonas algo elevadas, para evitar su inundación por las aguas superficiales.

c) Diseño.

Volumen del pozo.

- ♣ El volumen del pozo se calcula con los siguientes criterios:
- ♣ El volumen de la excreta por persona/año es de 0.05 m^3 para todo el país.
- ♣ El periodo de diseño mínimo debe ser de 4 años.
- ♣ La profundidad se determina relacionando el volumen con el área interna del pozo, que será de 0.8 a 0.9 m de diámetro.
- ♣ Se debe añadir a la profundidad calculada una revancha de 0,50 m

Fundación.

- ♣ La fundación de los muros del cubículo, tiene por objeto prevenir la inundación de aguas de lluvia al pozo, proveer un efectivo sello de la losa al pozo de la letrina y el sostenimiento de la estructura; ella podrá ser de mampostería de piedra, ladrillo u otro material sólido.

La losa cobertora o platabanda.

- ♣ La losa cobertora o platabanda del pozo, será de hormigón armado, las dimensiones deben ser mayores por lo menos en 40 cm mas que el diámetro interno del pozo y de unos 75 mm de espesor. La cara superior será bien afinada con una pendiente al agujero de disposición de las excretas de un 2 %, es necesario colocar pisaderas para evitar su mala utilización; se puede usar en vez del orificio, un pedestal o cajón.
- ♣ El orificio debe considerar el espacio suficiente para el ingreso directo de las heces fecales y de la orina de personas mayores (varones y mujeres). **(PL-SA 01-02).**

Superestructura.

- ♣ El objeto del ambiente o superestructura, es proveer privacidad, protección de los elementos naturales al usuario y permitir las condiciones, para que el aire que ingresa por la entrada, sea conducido al agujero de la losa, para que el mismo salga por la tubería de ventilación arrastrando los gases y olores. La superestructura esta constituida por los muros la platabanda y la cubierta de la unidad.
- ♣ Los planos tipo muestran un modelo de letrina con muros rompe vista, ubicación de la losa y el tubo de ventilación. Es importante que la letrina esté orientada de modo que los vientos dominantes ingresen por la entrada que no tiene puerta, sino un muro rompe vista, para mejorar las condiciones de la ventilación. **(PL-SA-01-02 y PL-SA-01-03).**

Ventilación.

- ♣ La ventilación tiene por objeto, extraer los gases de la letrina para evitar los malos olores y la atracción de las moscas al ambiente; la misma debe ser dotada de una malla de alambre milimétrica, para evitar el ingreso de insectos. Los materiales mas usados para el tubo de ventilación son el PVC, adobe, ladrillos o bloques de concreto. Las dimensiones recomendadas son: para los tubos lisos 150 mm de diámetro interno en zonas poco ventosas, en zonas con vientos se puede usar 100 mm de diámetro interior; en chimeneas de adobe, ladrillo o concreto el área interna podrá ser de 200 cm². Cualquier tipo de ventilación debe sobresalir mínimo 30 cm del techo o cubierta.

(Figura 3.2)

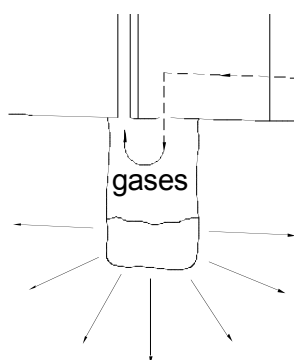


Figura 3.2: LETRINA SIMPLE CON VENTILACIÓN

- ♣ La malla milimétrica debe ser de material inoxidable y con aberturas máximas de 1.5 mm, asegurada en el extremo superior del tubo de ventilación.

Ubicación.

- ♣ La letrina debe estar ubicada cerca de la vivienda para su uso especialmente por la noche (8 m), sino obligará a no utilizarla, especialmente a los niños. Ella, además debe estar alejada de los pozos de abastecimiento de agua, siendo la distancia a los mismos 30 m si la letrina esta ubicada aguas arriba, 15 m si está aguas abajo. El sitio no debe ser inundable en el periodo de lluvias.

d) Consideraciones complementarias.

- ♣ Las letrinas simples con ventilación se caracterizan porque son de fácil construcción y mantenimiento, su costo de inversión no es elevado y se pueden reutilizar los materiales empleados, cuando se traslada la letrina.

- ♣ Sin embargo, la construcción de ellas está limitada a las zonas poco pobladas o al área rural, siempre que el nivel freático esté a más 3 m y en terrenos de permeables a poco permeables, por permitir la absorción de estos líquidos residuales mínimos.

e) Ejemplo de diseño de letrinas simples con ventilación sin arrastre de aguas

Determinación de la profundidad total P [m] de la fosa de la letrina

Las expresiones a utilizarse son:

Sección cuadrada:

$$P = \frac{N * T * E}{a^2} + R$$

Sección circular

$$P = \frac{4 * N * T * E}{\pi * \phi^2} + R$$

Donde:

P: Profundidad total de la fosa [m]

N: Número de usuarios [habitantes]

E: Volumen de excretas [m³/(habitante*año)]

T: Duración de la letrina [años]

R: Revancha [m]

φ: Diámetro de la fosa circular de la letrina [m]

a: Lado de la fosa cuadrada de la letrina [m]

Ejemplo con datos:

Para sección circular						
Zona	N [habitantes]	T [años]	E m ³ /(habitan te * año)	R [m]	φ [m]	P [m]
Todo el país	5	4	0,05	0,50	0,80	2.49

Para sección cuadrada						
Zona	N [habitantes]	T [años]	E m ³ /(habitan te * año)	R [m]	a [m]	P [m]
Todo el país	5	4	0.05	0.50	0.80	2.06

En el plano Tipo (PL-SA-01-02) se muestra el detalle del correspondiente Cuadro

3.1.2.2 Letrina alternante con ventilación o de doble pozo sin arrastre de agua

a) Definición.

La letrina sin arrastre de aguas alternante, consiste en la unión de dos letrinas sencillas, en una misma caseta con doble pozo. El objetivo es emplear primero un pozo y posteriormente el otro de forma alternante, para que su uso sea indefinido. Este tipo de soluciones son apropiadas para las áreas rurales y semi urbanas. (**Figura 3.3**)

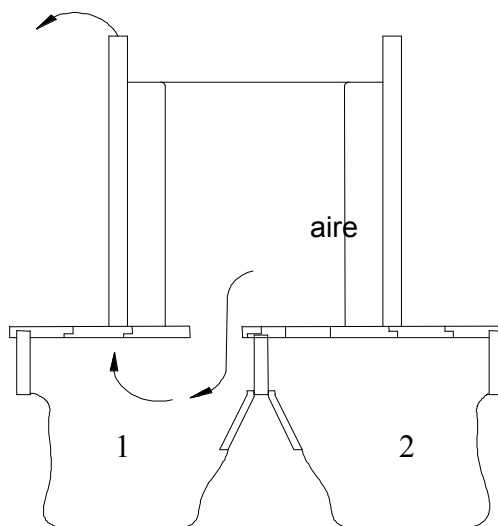


Figura 3.3: LETRINA ALTERNANTE CON VENTILACIÓN

b) Características técnicas.

La letrina alternante con ventilación, difiere de la simple con ventilación porque tiene dos pozos de retención de los residuos, separados por un muro; la profundidad varía de acuerdo a las condiciones del suelo y a la frecuencia o tiempo de retención entre las limpiezas o alternancia; sin embargo para facilitar la limpieza, es deseable que sean menos profundas que las letrinas simples con ventilación.

Normalmente los pozos o fosas pueden ser cuadrados o redondos, debiendo construirse las paredes laterales de mampostería de ladrillo, suelo cemento u hormigón ciclópeo. La pared que separa los pozos debe ser hermética para evitar el ingreso de olores o gases entre pozos; así también, el muro debe estar empotrado a la losa cobertora de los pozos o fosas.

La operación consiste en vaciar un pozo después que ha sido aislado o tapado durante el uso del otro, así sucesivamente porque los pozos o fosas son alternantes, los lapsos entre limpiezas deben ser por lo menos de un año, para lograr la estabilización de los residuos y ser manejables sin riesgo alguno.

c) Diseño.

Volumen del pozo.

El volumen de cada pozo se calcula con los siguientes parámetros:

El volumen de excreta se calcula considerando que la contribución por habitante por año es de 0.05 m³ (50 litros) en todo el por el periodo de digestión o acumulo. El periodo de vaciado o limpia del foso de la letrina, debe ser por lo menos de un año, o sea:

Si el diámetro es 0.8 m, el volumen será:

$$V = N * E * T$$

Siendo:

- V: Volumen del pozo [m³]
- N: Número de usuarios [habitantes]
- E: Residuos sólidos o contribución [m³/(habitante*año)]
- T: Tiempo de relimpia [años]

Por lo tanto, la profundidad neta será la relación entre el volumen y el área, a la que se debe añadir la revancha de 0.5 m

$$P = \frac{V}{A} + R$$

Para fosa circular

$$P = \frac{4 * V}{\pi * \phi^2} + R$$

Para fosa cuadrada

$$P = \frac{V}{a^2} + R$$

Siendo:

- P: Profundidad [m]
- A: Área del pozo [m²]
- φ: Diámetro [m]
- a: Lado de la fosa cuadrada [m]
- R: Revancha [m]

Losa cobertura o platabanda.

La losa ubicada en el piso de la caseta o superestructura, esta implementada con dos orificios para la deposición de las excretas y dos de ventilación. Cada fosa debe tener una tapa móvil fuera de la caseta para su remoción durante la limpieza. En el plano tipo, se muestran los detalles de las losas. Las losas cobertoras móviles deben fijarse a los pozos, con cal o mortero muy débil, para su remoción. **(PL -SA-01-03).**

Ventilación.

Debe diseñarse considerando los aspectos señalados para la letrina con ventilación sencilla, con un tubo de ventilación por pozo y con muros rompe vistas. Siendo conveniente el empleo de tuberías de PVC, por su facilidad constructiva y poca rugosidad.

Ubicación.

La letrina debe estar ubicada cerca de la vivienda para su uso especialmente por la noche (mínimo a 8 m de la vivienda), porque sino, obliga a no utilizarla especialmente a los niños. Ella, además estará alejada de los pozos de provisión de agua para consumo como en el caso de la letrina simple con ventilación. Como se indicó se debe ubicar en una elevación suficiente para evitar que las aguas de lluvia inunden los pozos de las letrinas.

d) Consideraciones complementarias.

Esta solución por su carácter permanente y la operación de mantenimiento mínima e higiénica, se ha constituido en una solución muy aceptable para el área rural e incluso para las zonas peri urbana. Los residuos materiales estabilizados, son aptos para su uso en la agricultura como abono de los suelos.

e) Ejemplo de diseño de una letrina alternante con ventilación sin arrastre de aguas.

Determinación de la Profundidad total "P"

Se emplearán las siguientes fórmulas:

Sección circular
$$P = \frac{4 * N * T * E}{\pi * \phi^2} + R$$

Sección rectangular
$$P = \frac{(N * T * E)}{(a * b)} + R$$

Reemplazando valores se tienen los siguientes resultados:

Para sección circular						
Zona	N [habitantes]	T [años]	E m ³ /(habitante * a-o)	R [m]	φ [m]	P [m]
Todo el país	10	1	0,05	0,50	0,90	1,29

Para sección rectangular							
Zona	N [hab]	T [años]	E $m^3 / (\text{habitante} * a-o)$	R [m]	Ancho a [m]	Largo b [m]	P [m]
Todo el país	10	1	0,05	0,50	0,50	1,40	1,21

plano Tipo, se tiene la letrina correspondiente a la sección cuadrada de pozo para el Altiplano. **(PL-SA-01-03)**.

3.1.2.3 Letrina alternante múltiple con ventilación sin arrastre de agua.

a) Definición.

Las letrinas múltiples con ventilación sin arrastre de agua, son aquellas que tienen más de un compartimiento o cubículo, adecuándose ellas para uso comunitario como ser cuarteles y escuelas.

Las letrinas múltiples han sido establecidas para no más de 25 usuarios por cubículo.

b) Características técnicas.

Tienen la particularidad de que cada pozo sirve para dos ingresos de excretas, cada cual pertenece a un cubículo y al adyacente.

La letrina múltiple opera en series alternadas de pozos, con la mitad de los compartimentos sellados y la mitad en uso al mismo tiempo. Cada pozo, excepto los dos extremos tiene dos orificios de servicio, usándose sólo uno mientras el otro permanece sellado.

Normalmente los pozos o fosas pueden ser rectangulares o redondos, debiendo construirse las paredes laterales de mampostería de ladrillo, mampostería de piedra u hormigón ciclópeo. La pared que separa los pozos será hermética, para evitar el ingreso de olores o gases entre pozos; así también, el muro estar empotrado a la losa cobertora de las fosas.

Los accesos como en el caso anterior estarán dotados de muros rompe vistas como indica el plano tipo, donde se muestra en planta los detalles del sistema. **(PL-SA-01-04)**.

c) Diseño.

Volumen del pozo.

- El volumen de cada pozo se calcula con los siguientes criterios:
- El volumen de excreta se calcula considerando la contribución por habitante en el periodo de uso, de acuerdo a lo indicado anteriormente y el número de usuarios.
- Periodo de diseño del pozo debe ser por lo menos de medio año.

- Se debe añadir una revancha de 0,50 m a la altura del volumen total de excreta.
- Los pozos extremos naturalmente tendrán la mitad de la capacidad que los otros.

Losa cobertora o platabanda.

- La losa ubicada en el piso de la caseta o superestructura, esta implementada con dos orificios para la deposición de las excretas y una de ventilación. La losa debe estar dividida en al menos dos partes para permitir su remoción para el vaciado. El plano tipo, muestra en planta los detalles de la losa; las juntas de las losas móviles deben unirse con cal o mortero muy débil para su fácil remoción. **(PL-SA-01-04)**.

Ventilación.

- La ventilación debe diseñarse considerando los aspectos señalados para la letrina VIP sencilla. Las tuberías de ventilación deben tener un diámetro de 15 cm como mínimo. Deben ser construidos necesariamente con una ventilación por pozo, preferentemente en el interior de la caseta o superestructura. Es conveniente el empleo de tuberías de PVC por su facilidad constructiva y poca rugosidad.

Ubicación.

- La letrina debe estar ubicada en el perímetro de la escuela o cuartel.
- La batería de letrinas, estará alejada de las fuentes de agua, siendo las distancias a las fuentes de agua, las indicadas anteriormente.

d) Consideraciones complementarias.

Como se ha indicado en el caso anterior su mantenimiento es sencillo y si se cumplen los tiempos establecidos para la limpia o retiro de los materiales estabilizados y se limpian los cubículos o ambientes del baño y las losas, es una solución a largo plazo para las áreas rurales que carecen de agua potable para el arrastre de los residuos en su disposición sanitaria.

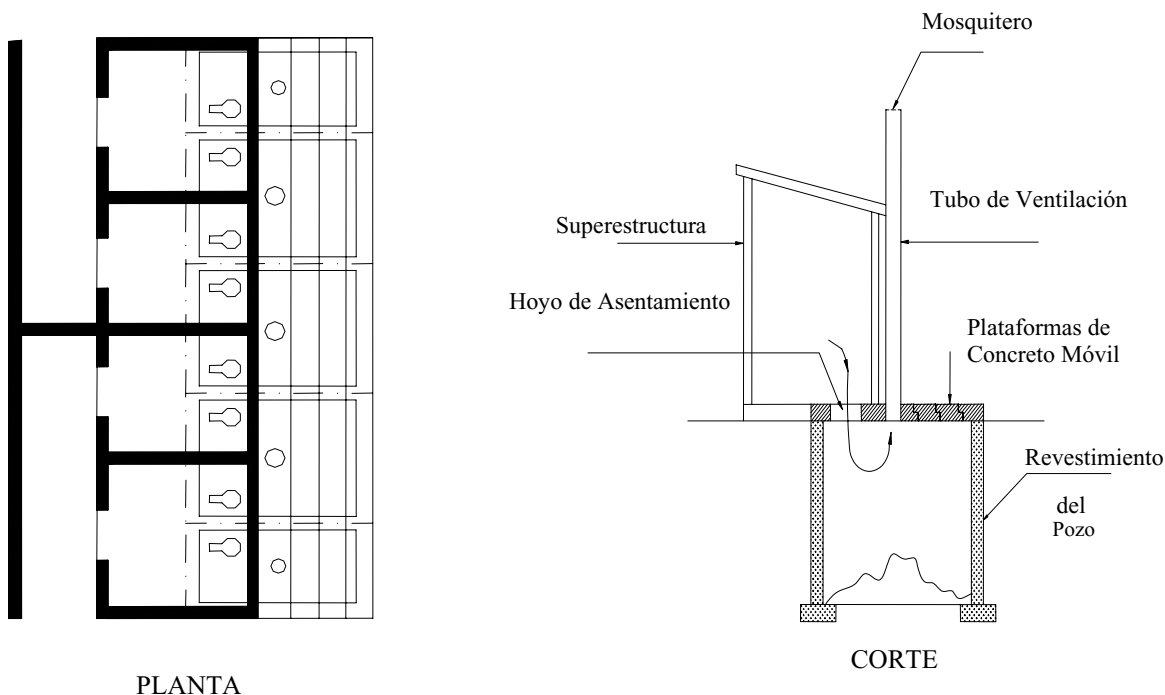


Figura 3.4: LETRINA MÚLTIPLE ALTERNANTE

e) Ejemplo de diseño de letrinas alternantes múltiples con ventilación sin arrastre de aguas.

La expresión que puede utilizarse para el cálculo de un pozo rectangular, es:

$$P = \frac{N * T * E}{a * b} + R$$

Donde:

- P: Profundidad total de la fosa [m]
- N: Número de usuarios [habitantes]
- E: Volumen de excretas [m³/(habitante*año)]
- T: Duración de la letrina en [años]
- R: Revancha [m]
- a: Ancho del pozo o fosa [m]
- b: Largo del pozo o fosa [m]

Para sección rectangular							
Zona	N [habitantes]	T [años]	E m ³ /(habitante * a-o)	R [m]	a [m]	b [m]	P [m]
Todo el país	25	0.5	0,05	0,50	0,55	1,40	1,31

Los tanques intermedios serán de doble capacidad por servir a las dos letrinas adyacentes. (PL-SA-01-04).

3.1.3 Inodoro Ecológico (LASF - letrina abonera seca familiar).

a) Definición.

El inodoro ecológico alternante, es de uso familiar, esta prácticamente integrada a la vivienda. Por el principio de la separación de las heces fecales y la orina, las heces fecales son inocuidadas con material secante (cenizas, cal, aserrín, piedra, etc.) para reducir la humedad que contiene la materia fecal, sin embargo pese a la necesidad de una operación mas cuidadosa, la misma compensa por sus características higiénicas y de fácil comprensión de las acciones en la operación y el mantenimiento.

El principio de la separación de la orina de las heces fecales, evita el desprendimiento de olores. El inodoro ecológico permite la estabilización de la materia orgánica en un pozo, mientras el otro se mantiene en funcionamiento. **(Figura 3.5).**

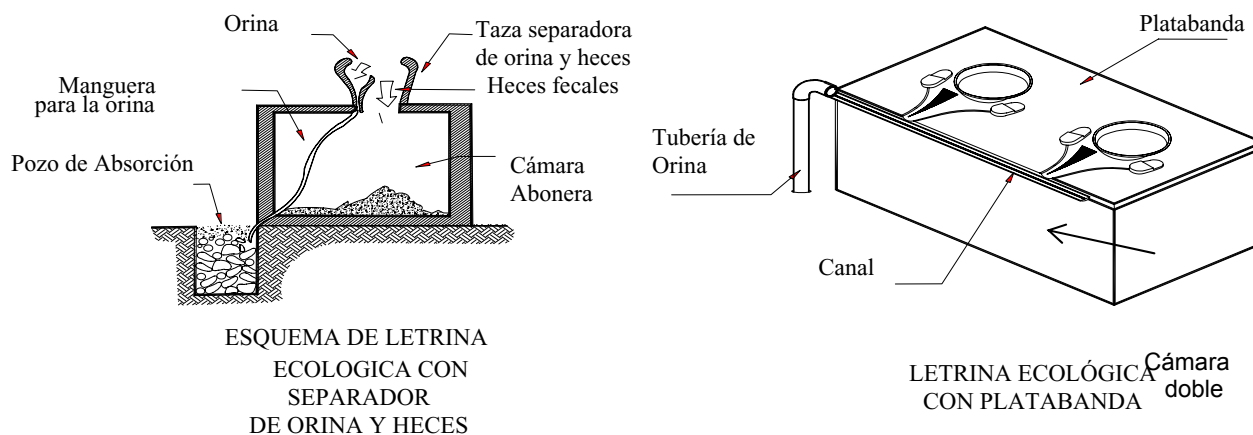


Figura 3.5

b) Características técnicas.

Taza para la disposición de los excrementos.

La taza separadora de orina y heces es especial, tiene una división la cual permite que las heces caigan a la cámara seca (con paredes y fondo impermeables) y la orina a otro compartimiento para ser conducida a un pequeño pozo de infiltración o un recipiente movable. En inodoro ecológico, luego de ser llenada la primera cámara, ésta es sellada y la taza es trasladada al orificio de otra cámara, mientras se estabilizan los sólidos de la primera. Se destaca que las cámaras o pozos tienen acceso fácil para la limpieza, luego de la digestión de los residuos sólidos.

Alternativamente a la taza separadora, se tiene el uso de una taza tipo cuclilla sobre la platabanda, que tiene un orificio por el cual pasan los

excrementos a la cámara y una canaleta para que la orina sea conducida al pozo de infiltración o recipiente. El plano tipo, muestra una losa y los detalles de un inodoro ecológico. Para el efecto existen dos artefactos probados en Bolivia: la taza con separador de orina y heces y la taza tipo cuclilla sobre platabanda con separador de orina y heces. **(PL-SA-01-06)**.

Urinario.

Para evitar contaminar con orín la taza o la platabanda cuando los varones solo orinan, se debe prever la instalación de un urinario que lleve el líquido a la poza de infiltración. El urinario se construye al interior de la letrina, próximo al tubo de evacuación de la orina para su conexión.

Cámara alternante

La cámara doble alternante debe ser hermética en sus caras verticales y de fondo; que tiene dos accesos para las deposiciones que funcionan alternadamente, mientras se efectúa la estabilización de la materia fecal en un compartimiento lleno que es sellado, el otro estará en funcionamiento así sucesivamente; esta característica es muy importante porque permite el reciclaje rápido de los residuos sólidos para su uso en la mejora de la tierra agrícola.

Caseta

La caseta es común para las dos cámaras y puede ser construida con materiales de acuerdo a la economía del beneficiario.

c) Diseño

Cámara abonera.

- Las cámaras que retienen las excretas hasta su estabilización se denominan cámaras aboneras, su volumen o capacidad se determina calculando la contribución por habitante–región en el tiempo de llenado, añadiendo un 100 % para los materiales usados en el aseo personal. Cada cámara será hermética y estará provista de un acceso o ventana para la extracción del material estabilizado o humus.
- El volumen de excreta se calcula considerando la contribución por habitante (50 litros año).
- Se debe incrementar con un 100% al volumen de excretas, por los sólidos adicionales que se disponen en la cámara.
- El periodo de diseño para cada cámara, será de 6 a 8 meses. Urinario.
- El urinario será de un material resistente al manipuleo e inocuo al contacto con la orina como el cemento enlucido o fibra de vidrio. Se instalará en una pared del cubículo de la letrina.

d) Consideraciones Complementarias en la operación y el mantenimiento.

La solución tecnológica, debe considerar la disponibilidad local de material secante como ceniza, aserrín, arena fina o tierra cernida, en el lugar del proyecto. La ceniza o el aserrín se echan después de cada deposición y semanalmente su remoción o mezcla para ayudar la deshidratación y mejorar las condiciones de estabilización o digestión biológica de la materia fecal.

Cuando la cámara uno está llena se la sella y se habilita la otra, que luego de ser llenada, se retirará el material húmedo de la primera para habilitarla inmediatamente, mediante la puerta de acceso que tiene cada cámara y así sucesivamente. Esta solución es muy acertada por el aspecto higiénico, pero requiere la capacitación de los usuarios para el uso adecuado.

e) Ejemplo de diseño de inodoro ecológico.

Diseño de la cámara (Determinación de la altura o profundidad total "P")

La expresión que puede utilizarse por ser la sección del pozo rectangular, es la siguiente:

Sección rectangular:

$$P = \frac{N * T * E}{a * b} * 2 + R$$

Donde:

- H: Altura total de la cámara [m]
- N: Número de usuarios [habitantes]
- E: Volumen de excretas [m³/(habitante*año)]
- T: Intervalo entre limpiezas [años]
- R: Revancha [m]
- a: Ancho del pozo [m]
- b: Largo del pozo [m]

Para sección rectangular							
Zona	N [Hab.]	T [años]	E m ³ /(habitan te * a-o)	R [m]	a [m]	b [m]	P [m]
Todo el país	5	0.5	0,05	0,50	0,95	1,10	0.74

(PL-SA-01-06)

3.1.4 Letrinas con Arrastre de Agua.

a) Definición.

Las letrinas con arrastre de agua se caracterizan por emplear agua para la evacuación de la orina y excreta humana, hasta uno o dos pozos de absorción.

Las letrinas con arrastre de agua comprenden dos componentes: un cubículo o caseta en la cual está alojada la taza con sello hidráulico y uno o dos pozos

de absorción para la infiltración del líquido efluente y la maduración de los residuos sólidos que contienen las aguas servidas. **(PL-SA-01-05)**.

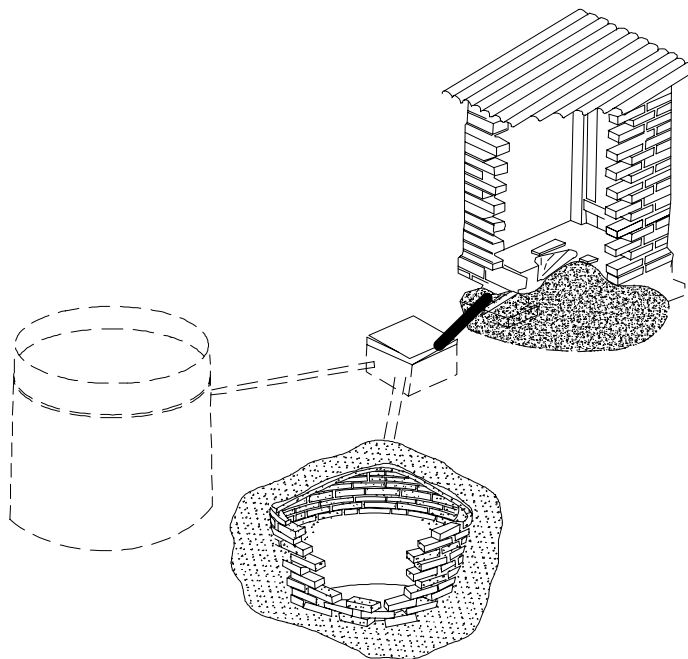


Figura 3.6: DIAGRAMA ESQUEMÁTICO DE UNA LETRINA CON ARRASTRE DE AGUA Y DOS POZOS ALTERNANTES

b) Características técnicas.

Las principales características de la letrina con arrastre de agua son, las siguientes:

- La excreta depositada en la taza de poco volumen, preferible tipo turca, es llevada al pozo mediante el arrastre de unos 2 a 3 litros de agua.
- Cuando el pozo de absorción que también recibe la excreta es uno y está lleno, se procede a su limpieza. Cuando existe doble pozo o es alternante, luego de llenado uno de los pozos, se debe proceder a su sellado mientras es usado el otro. Esta acción permite la biodegradación natural de los residuos en el pozo.
- La letrina debe tener un depósito de agua, para disponer después de cada servicio y echar a la taza de bajo caudal (de 2 a 3 lt) para que arrastre las excretas al foso de infiltración.
- Como alternativa podría instalarse entre la taza y el pozo de absorción una cámara séptica, para disponer los efluentes líquidos en el pozo absorbente.

c) Diseño.

La taza típica (tipo turca) de bajo caudal, con sus pisaderas para su correcto uso; debe tener un buen acabado para su fácil limpieza y su aceptabilidad y estar provista de su sello hidráulico o sifón, para impedir el ingreso de olores provenientes de los pozos.

El diámetro óptimo de la tubería de conducción es de 3.0"; el sello hidráulico puede ser manufacturado en concreto, fibra de vidrio o PVC, debiendo ser instalado correctamente para un funcionamiento eficiente.

La superestructura, será un ambiente cerrado con las siguientes dimensiones mínimas: 0.8 m de fondo por 1.0 m de frente. El piso de la misma debe tener una elevación mínima de 0.15 m sobre la que se ubicará el cubículo de la letrina.

Las paredes de la letrina podrán ser construidas con cualquier material inerte al contacto con el agua. El piso será de concreto y alojará en su parte central la taza con sello hidráulico (taza turca o inodoro de bajo caudal).

La tubería de salida debe tener una pendiente mínima del 3 %. En caso de diseñarse con doble pozo alternante, debe considerarse una cámara de bifurcación con canales sanitarios en forma de "Y".

El pozo de absorción tendrá como funciones: el almacenamiento, la digestión de la excreta y la infiltración de los líquidos residuales. Para su diseño se deben considerar los siguientes parámetros:

El volumen para la acumulación de los sólidos (litros por habitante año).

La infiltración del agua en el suelo (litros /m²/día) en la superficie perimetral del pozo.

El caudal de carga diario (litros /hab.*día).

El tiempo óptimo para la limpieza de los pozos de absorción (años). El mínimo tiempo admisible para la limpieza de los materiales residuales, será de un año.

La carga hidráulica a aplicar es el volumen de los líquidos por día, que se calcula sobre la base de la contribución del líquido residual, en litros por habitante día, o sea:

$$q = N_f * (V_W + V_C) + (a * N_U) + V_f + V_U$$

Siendo:

- q: Caudal estimado del agua residual [lt/(habitante *día)]
- N_f: Número de veces que se efectúa la deposición (2 ó 3).
- V_w: Volumen de agua para por cada flujo en litros (de 2 a 3).
- V_C: Volumen de agua para otras acciones como higiene personal en litros (0.8).
- V_f: Volumen de excretas en litros por habitante día que puede ser de 0.25 a 0.35 (ref. TAG Nota 15 B.M)
- N_u: Número de veces que se orina por habitante/día. (3)

- a: Si se utiliza agua después de solo una orina puede ser de 0.65 a 0.75 (l t)
 V_U : Volumen de orina producida (1,2) (lt/día).

Para determinar el coeficiente de infiltración se realizarán pruebas de campo como los que se indican en el siguiente párrafo, y sólo en caso justificado podrán emplearse valores referenciales de infiltración, que se estiman en la siguiente tabla, que orienta para adoptar los valores de la infiltración del suelo para los líquidos efluentes de los servicios sanitarios:

MÁXIMOS EFLUENTES INFILTRADOS EN POZOS DE ABSORCIÓN -Tabla 3.1.

Tipo de Suelos	Infiltración en litros / (m ² *día)
Arena	50
Areno arcilloso	30
Arcillo arenoso poroso	20
Arcillo arenoso compacto	10

Fuente: The design of Pour Latrines- Project INT /81/ 047 World Bank.

En el tipo de suelo “arcilloso compacto”, no es factible la construcción de pozos de absorción.

El volumen diario del efluente es la carga individual por el número de usuarios.

Los volúmenes acumulados, serán si el deslodado o limpieza es cada dos años, la contribución anual por dos (de 30 a 50 litros por habitante año).

El área de infiltración será el caudal dividido entre el área perimetral del foso, con lo que se determina la altura del foso.

Es importante destacar que mínimo, el nivel freático estará a 3 m debajo del fondo del foso; tomando la previsión de impermeabilizar el fondo de la fosa y recubriendo la pared permeable del pozo por lo menos con 300 mm de grava limpia.

Pruebas de Infiltración.

En el caso de requerirse la disposición final de las aguas residuales en estratos permeables del suelo, mediante zanjas o pozos de infiltración; se deben efectuar pruebas de infiltración como las que se indican a continuación.

Las pruebas de infiltración son procedimientos de campo que permiten determinar las tasas de absorción de líquidos por el suelo para el diseño de zanjas de infiltración, pozos de absorción, lechos de absorción y otros.

Para efectuar las pruebas de infiltración, es necesario realizar previamente, exploraciones subterráneas con un barreno y/o pala vizcacha con mango de extensión, para alcanzar la profundidad en la cual se construirá la estructura sanitaria de absorción.

Se deben efectuar seis o más pruebas en los sitios seleccionados, los mismos que consisten, en la excavación de pozos de 30 centímetros de diámetro, colocando en el fondo una capa de grava de 5 cm de espesor previa limpieza de las paredes del pozo. Luego, se debe proceder al remojo del pozo

mediante el llenado del mismo con agua a intervalos regulares sí es posible durante 24 horas. Después del periodo de remojo, se procede a realizar la prueba de infiltración llenando el pozo y verificando cuantos centímetros desciende el nivel del agua en un periodo determinado. El siguiente cuadro puede ser empleado para determinar la tasa de infiltración en litros por metro cuadrado por día:

TABLA DE INFILTRACIÓN DEL EFLUENTE - Tabla 3.2.

Tasa de infiltración en min. /cm	Tasa de infiltración en lt/(m ² *día
0.41	189
0.83	130
1.25	109
1.66	83
2.08	94
4.16	83
6.25	49
12.5	34
18.75	30
25 **	20

* Tiempo que baja un cm el nivel de agua durante la prueba de infiltración.

** Valores mayores a 25 se descartan por corresponder a terrenos poco permeables.

Fuente: Manual de fosas sépticas AID. Bs. As.

d) Consideraciones complementarias.

La letrina con taza turca, tiene la ventaja de requerir poca agua para su funcionamiento, pues emplea entre 2 á 5 litros por operación, es decir, mucho menos que los necesarios para los inodoros convencionales.

La letrina que tiene un solo pozo de absorción y retención de sólidos puede emplearse en el área urbana, porque la extracción de los residuos se la puede efectuar mediante dispositivos mecánicos, que existen en el medio. Cuando no se dispone del equipo mecánico de limpieza, como es el caso del área rural, es necesario que la letrina con arrastre de agua, tenga dos pozos de absorción y retención de sólidos para emplearlos de forma alternativa.

3.1.4.1 Pozos de Absorción.

a) Definición.

Un pozo de absorción, es una excavación generalmente circular que se efectúa en terrenos permeables con estratos mayores a 5 m, para infiltrar el líquido efluente del tratamiento primario de las aguas residuales del alcantarillado. Cuando solo es para absorción de las aguas de alcantarillado.

b) Características Técnicas.

Para la instalación de un pozo de absorción, se debe estudiar si existe suficiente espacio para infiltrar el líquido efluente mediante un pozo absorbente, cuidando que la distancia del fondo del pozo al nivel freático, sea mayor a 3 m

Se deben efectuar pruebas de infiltración a diferentes profundidades, para conocer la capacidad de absorción del suelo. Luego ponderar los valores de la infiltración para adoptar la profundidad del pozo.

c) Diseño.

El diámetro del pozo puede ser de 0.9 m a 3.0 m El área efectiva del pozo de infiltración, son las paredes verticales, determinadas en función del diámetro y la profundidad; no se deben considerar los estratos impermeables ni el área del fondo.

En consecuencia, relacionando el requerimiento de agua por día en litros, entre la capacidad del suelo a infiltrar en l/m² día, se determina el área de infiltración; este valor debe ser igual al área perimetral del pozo; o sea, dándose un diámetro entre los valores sugeridos, la profundidad, será:

$$p = \frac{A_i}{(\pi * D)} + R$$

Siendo:

- A_i: Área a infiltrar [m²]
- D: Diámetro [m]
- P: Profundidad que buscamos [m]
- R: Revancha (50 cm)

Los detalles constructivos, se muestran en los planos tipo.
(PL- SA -03-01, PL-SA-03-02, PL-SA-04-01 al PL-SA-04-03).

Los pozos deben rellenarse perimetralmente con grava limpia en un espesor mínimo de 30 cm y 30 cm de terraplén para proporcionar una cimentación sólida al muro de recubrimiento interno, que puede ser de ladrillo, hormigón o adoquines; todos deben tener orificios o ranuras para permitir la filtración del agua, los ladrillos formarán tabiques de 10 cm de espesor sin concreto; alrededor del tabique se debe rellenar con grava gruesa hasta el nivel superior de unos 30 cm debajo del terreno externo, colocándose a su nivel la cubierta, de modo que no exista contacto directo entre ambos; para ver el estado del foso se puede colocar en la cubierta o losa un tapón de 23 cm para inspeccionar el estado. La pendiente de la tubería de conexión debe ser de un 2 %. La distancia mínima entre pozos debe ser el triple del diámetro.

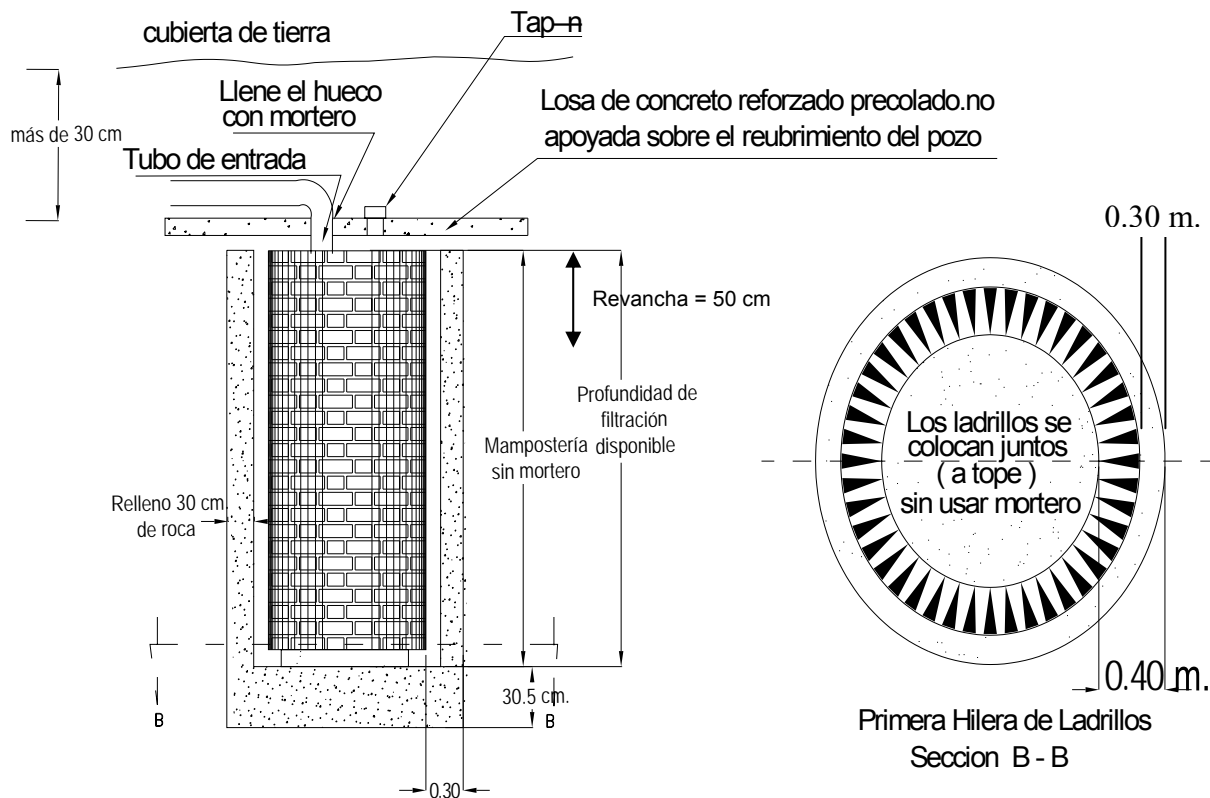


Figura 3.7. POZO DE INFILTRACIÓN

d) Ejemplo de diseño de un pozo de absorción de letrina con arrastre de aguas

- Pozo de absorción solamente

Caudal diario de agua por habitante

Se utilizará la siguiente expresión

$$q = N_f * (V_w + V_c) + V_f + (a * N_u) + V_u$$

Donde:

- Q : Caudal estimado del agua residual [lt/(habitante*día)]
- N_f : Número de veces que se efectúa la deposición (2 ó 3).
- V_w : Volumen de agua para por cada flujo.(2 á 3 lt)
- V_c : Volumen de agua para otras acciones como higiene personal (0.8 [lt]).
- V_f : Volumen de excretas en litros por habitante día que puede ser de 0.25 á 0.35
- a : Cantidad de agua que se utiliza para el aseo personal después de la orina 0.6[lt]
- N_u : Número de veces que se orina por habitante/día. (3)
- V_u : Volumen de orina producida 1,3 [lt]

Determinación del caudal de agua residual

Zona	N _f	V _w [lt]	V _c [lt]	V _f [lt/hab*día]	V _u [lt]	a [lt]	Nu Nº veces.orina/ hab. * d'a	q [lt/(hab*día)]
Todo el país	3	3	0.8	0.35	1.3	0.73	3	15.3

Determinación del área de infiltración para 10 habitantes por año:

$$A[m^2] = \frac{Q[lt/d'a]}{I[lt/d'a*m^2]}$$

Zona	Q [lt/día]	I* [lt/(día*m²)]	Area [m²]
Todo el país	153	20	7,65

* I tasa de infiltración

Determinación de la profundidad

Zona	Diámetro exterior asumido [m]	Perímetro [m]	Profundidad Neta [m]	Revancha [m]	Profundidad Pi. infil. [m]
Todo el país	2.0	6.28	1,218	0,50	1.72

- Pozo de absorción y acumulación de sólidos

En este caso se añade un volumen para la acumulación de sólidos 50 lts/hab. año, siendo volumen:

Verificación de volúmenes para el almacenamiento de sólidos:

Zona	Volumen de excretas p/ hab año [m³]	Nº de Usuarios [habitantes]	Volumen de excretas por año [m³]	Diámetro interno [m]	Volumen Interno [m³/m]	Profundidad P/sólidos Ps
Todo el país	0,05	10	0.5	1.2	1.13	0.44

En consecuencia la profundidad para un pozo absorbente y acumuló de sólidos, por año, será:

Profundidad total Pt: $Pt = Pi + Ps$
 $Pt = 1.72 + .44 = 2.16 \text{ m}$

En conclusión si se usa cámara séptica, para absorber los líquidos se tiene la primera opción; cuando se usa el pozo absorbente para disponer los líquidos y recibir sólidos será la segunda opción para su limpieza o retiro de sólidos anualmente.

Nota: El muro del pozo será de 0,10 m de espesor con barbacanas u orificios. (PL-SA-01-05).

3.1.4.2 Diseño de Zanjas de infiltración.

a) Definición.

Las zanjas de infiltración son canales excavados que llevan en su interior tuberías perforadas de 100 mm de diámetro a tope sin material de unión, recubiertos con material granular seleccionado, para infiltrar las aguas del efluente de alcantarillado en terrenos permeables. El material seleccionado, permite además la depuración anaeróbica parcial del efluente antes de que se infiltre en el terreno.

b) Características técnicas.

El espaciamiento entre ejes de zanja será mayor a 2 m, la pendiente de los tubos no será mayor a 0.5 %, los tubos estarán simplemente unidos. Los mismos deben ser perforados cada 20 cm con orificios de 1 cm de diámetro, cada 45° en cada sección. La longitud máxima de las zanjas es de 30 m (figura 3.8).

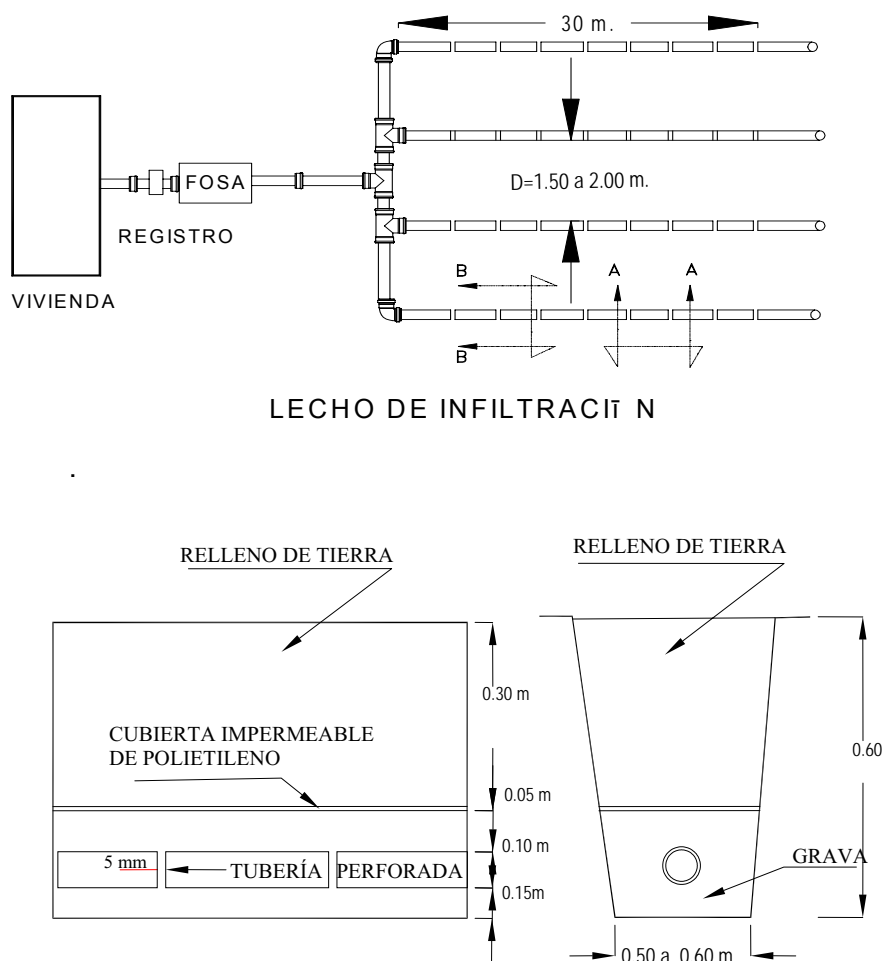


Fig 3.8 - ZANJA DE INFILTRACIÓN

La tubería estará rodeada y ubicada sobre una cama de 15 cm de grava para luego cubrirla hasta unos 0.05 m sobre la tubería, para instalar sobre ella una capa de polietileno, con la finalidad de evitar el ingreso de materiales que podrían obstruir el filtro; sobre ella, rellenar con tierra de cobertura, mínimo 30 cm

La distancia del fondo de la zanja de infiltración al nivel freático será mayor a 3 m

c) Diseño.

Para el cálculo de la longitud de las zanjas de infiltración, se tienen que conocer las características de permeabilidad del terreno donde se quiere utilizar, para luego calcular la longitud de la zanja, en función del ancho de la zanja de infiltración, o sea:

$$L = \frac{Q}{I * b}$$

Donde:

- L: Longitud de infiltración [m]
- Q: Caudal que se quiere infiltrar [lt/día].
- I: Tasa de infiltración [litros /m²/día]
- b: Ancho de la zanja de infiltración [m], que debe ser de 50 á 60 [cm]

Los detalles de construcción de la zanja de infiltración se presentan en el plano **(PL-SA -04-03)**.

d) Ejemplo de diseño de zanjas de infiltración

Se desea determinar la longitud de las zanjas de infiltración para disponer un caudal de 148.11 [lt/(habitante*día)] en un terreno cuya tasa de infiltración es de (20[lt/(día*m²)])

Conociendo la sección zanja tipo de infiltración se puede calcular la longitud de la misma, relacionando el caudal del efluente que se desea disponer con la superficie de infiltración por metro de la zanja, que en nuestro caso es de 0.60 m, o sea:

$$L = \frac{Q}{I * b}$$

Empleando la expresión anotada en consecuencia la longitud, será:

Q [lt/día]	I [Lt/m ² *día]	b [m]	L [m]
148	20	0,6	12.33

Las dimensiones anotadas se presentan en el Plano tipo **(PL-SA-04-03)**.

CAPITULO 4 - ALCANTARILLADOS SANITARIOS PARA LA POBLACIÓN CONCENTRADA.

4.1 TIPOS DE ALCANTARILLADO.

Los alcantarillados convencionales son los sistemas tradicionales utilizados para la recolección y transporte de aguas residuales y pluviales hasta los sitios de disposición final. Los tipos de sistemas convencionales son: el alcantarillado combinado y el alcantarillado separado. En el primero, tanto las aguas residuales como las pluviales son recolectadas y transportadas por el mismo sistema, mientras que en el tipo separado esto se hace mediante sistemas independientes; es decir, alcantarillado sanitario y alcantarillado pluvial.

Debido a que los alcantarillados convencionales usualmente son sistemas de saneamiento costosos, especialmente para localidades con baja capacidad económica, en las últimas décadas se han propuesto sistemas de menor costo, alternativos al alcantarillado convencional sanitario, basados en consideraciones de diseño adicionales y en una mejor tecnología disponible para su operación y mantenimiento. Dentro de éstos sistemas alternativos están los denominados alcantarillados simplificados que son: los alcantarillados condominiales y los alcantarillados sin arrastre de sólidos. Los sistemas no convencionales pueden constituir alternativas de saneamiento, partiendo de sistemas de la población dispersa cuando se incrementa la densidad de población.

Los alcantarillados simplificados funcionan esencialmente como un alcantarillado sanitario convencional, pero teniendo en cuenta para su diseño y construcción consideraciones que permiten reducir el diámetro de los colectores tales como la disponibilidad de mejores equipos para su mantenimiento, que permiten reducir el número de cámaras de inspección o sustituir por estructuras más económicas.

Los alcantarillados condominiales, son sistemas que recogen las aguas residuales de un conjunto de viviendas a través de las propiedades que normalmente están ubicadas en un área inferior a 1 ha mediante colectores simplificados, y son conducidas a la red de alcantarillado municipal o eventualmente a una planta de tratamiento.

Los alcantarillados sin arrastre de sólidos, son sistemas en los que el agua residual de una o más viviendas es descargada a un tanque interceptor de sólidos donde éstos se retienen y degradan, produciendo un efluente sin sólidos sedimentables que es transportado por gravedad en un sistema de colectores de diámetros reducidos y poco profundo. Sirven para su uso en pequeñas comunidades o poblados y su funcionamiento depende de la operación adecuada de los tanques interceptores y del control al uso indebido de los colectores. Desde el punto de vista ambiental pueden tener un costo y un impacto mucho más reducido.

A continuación se muestra un cuadro donde se destacan en resumen las características importantes y una orientación del costo de la solución:

Selección de alcantarillado

Nro	Tipo	Ventajas	Desventajas
1	Convencional	Operación y mantenimiento mínimo	Alto costo, lo que se restringe solo para población de mayores ingresos.
2	Condominial	El costo es menor y esta al alcance de la población de menores ingresos	La operación y mantenimiento es de mayor costo que la anterior
3	Pequeño diámetro	El costo es menor y permite el servicio en topografías difíciles, esta al alcance de la población de menores ingresos	La operación y mantenimiento es muy delicada y de mayor costo

4.1.1 Alcantarillado sanitario convencional.

a) Definición.

En la presente Guía el término “alcantarillado convencional”, es para el sistema sanitario no para el pluvial.

Estos sistemas alejan rápidamente las aguas residuales de las casas, reduciendo a un máximo el peligro para la salud de los habitantes.

El alcantarillado convencional es la red de colectores públicos de agua residual, que se ubican en las vías de circulación para la recolección de las aguas servidas en poblaciones concentradas y planificadas. Las aguas recolectadas son llevadas lejos de la comunidad y descargadas con tratamiento.

La Norma y Reglamento Nacional NB-688 para el Diseño de Sistemas de Alcantarillado, hacen más hincapié en los servicios de alcantarillado convencional y condominial, no así respecto a los alcantarillados de pequeño diámetro. En consecuencia, es importante destacar que los convencionales se aplican en asentamientos planificados o urbanizados; los condominiales en zonas poco planificadas y con población generalmente de bajos ingresos, que requieren soluciones inmediatas y económicas a ésta necesidad y la tercera que es similar a la segunda siempre que las condiciones topográficas lo permitan.

En el presente documento, sólo se tratarán las condiciones necesarias para adecuar el diseño del alcantarillado sanitario convencional para poblaciones menores a 10.000 habitantes.

Los alcantarillados convencionales tienen ventajas y desventajas, se destacan las siguientes:

- Alejan rápidamente las aguas residuales reduciendo al máximo el peligro para la salud.
- El alcantarillado es fácil de usar.

- Gran capacidad de descarga de aguas servidas, la hace muy adecuado para centros urbanos densamente poblados.
- Mantenimiento mínimo, pocas interrupciones, lo que aumenta el valor de las propiedades.
- La principal desventaja es su alto costo, que podría representar un costo mayor al 25% de los ingresos de una familia modesta, si se toma en cuenta que existen otras técnicas de menor costo.

b) Características técnicas.

La Norma y Reglamentos Técnicos de Diseño de Alcantarillado NB 688, permiten identificar dos aspectos favorables para el diseño de alcantarillados sanitarios en poblaciones menores y del área rural, éstos son:

El diámetro mínimo de los colectores puede ser de 100 mm ello contribuye a hacerlo más asequible a las comunidades pequeñas.

El criterio de diseño con tensión tractiva (mínimo 0.07 Kg/m^2), contribuye a evitar el depósito de los materiales sólidos en las tuberías y permite utilizar las pendientes que realmente requiere la red para su correcto funcionamiento.

Para el caso de las poblaciones menores a 10.000 habitantes, se debe considerar los siguientes aspectos:

El coeficiente de retorno para determinar de contribución del agua residual respecto al agua potable debe ser 0,80.

Se destaca que el caudal mínimo de diseño es de 1.5 [lt/s], que es el equivalente al caudal instantáneo que desfoga un inodoro.

Un aspecto importante es que los proyectos en el área rural, sean diseñados para 10 años de proyección poblacional, cuando las ellas son menores a 5.000 habitantes y 15 años si son de 5000 a 10.000 habitantes, por el crecimiento relativamente lento de su economía.

4.1.2 Sistemas sanitarios no convencionales.

La experiencia mundial, con relación a los sistemas no convencionales, ha permitido identificarlos como alternativas de saneamiento viables que pueden ser más accesibles a comunidades de bajos ingresos, sin que esto signifique que no puedan ser adoptados por comunidades de mayores ingresos. Sin embargo, las tecnologías asociadas con su diseño y operación requieren, en muchos casos, mayor investigación, experiencia, control y análisis de equipos que permitan efectuar un eficiente mantenimiento del sistema. Por lo tanto, la adopción de sistemas no convencionales debe estar completamente justificada con argumentos técnicos como primera medida, y con argumentos socioeconómicos, socioculturales, financieros, institucionales y de desarrollo urbano, por otra parte. La aceptación por parte de la comunidad de algunas de estas tecnologías es fundamental.

Estos sistemas pueden ser considerados como alternativas factibles, cuando los sistemas convencionales no lo son desde el punto de vista socioeconómico - financiero, pero requieren mayor definición y control de las contribuciones de aguas residuales, dada su mayor rigidez en cuanto a posibilidades de prestación de servicio a usuarios no previstos o a variaciones en las densidades de población. Para poblaciones con nivel de complejidad bajo y medio y con niveles bajos de ingresos, los sistemas no convencionales pueden ser considerados como alternativos al sistema convencional. Para el desarrollo de planes de vivienda de interés social y conjuntos residenciales cerrados, los cuales no tengan ninguna posibilidad de densificación urbana, pueden diseñarse sistemas condominiales que conecten al alcantarillado convencional. Su adopción requiere una justificación sustentada de tipo técnico, económico, financiero y ambiental. Estos sistemas requieren mayor definición y control de las aguas residuales (dada su mayor rigidez), mejores equipos para su mantenimiento (en el caso de simplificados y condominiales), así como operación y mantenimiento adecuados de los tanques interceptores y control al uso indebido de los colectores.

4.1.2.1 Alcantarillado Condominial.

Los Reglamentos Técnicos de Diseño para Sistemas de Alcantarillado NB 688, detallan los criterios, parámetros y condiciones para el diseño de este tipo de sistemas. En el presente documento, se tratarán las condiciones necesarias para adecuar el diseño del alcantarillado sanitario condominial para poblaciones menores a 10.000 habitantes.

a) Definición.

Consiste en la recolección del agua residual a través de colectores localizados al interior de los predios privados o por las aceras de los beneficiarios. La recolección condominial permite el uso de tuberías de menor diámetro, menores longitudes de conducción de las aguas residuales y el empleo de cámaras de inspección pequeñas.

Las tuberías están ubicadas a menores profundidades que las del alcantarillado convencional, con cámaras de inspección más superficiales para hacerlas más económicas, pudiendo atravesar predios; en consecuencia la participación comunitaria es muy importante para la operación y mantenimiento del sistema. (Figura 4.1).

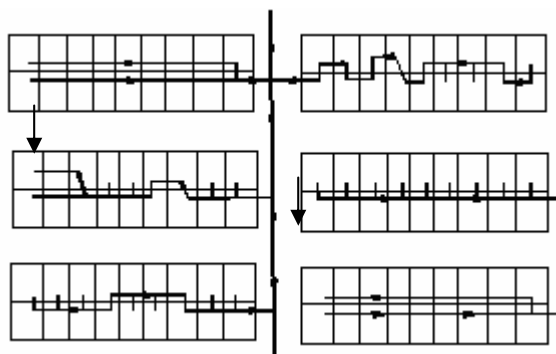


Figura 4.1 - ESQUEMAS DE ALCANTARILLADO CONDOMINIAL

b) Características técnicas.

El sistema consiste de los siguientes componentes:

- a) Conexiones domiciliarias,
- b) Cámaras de inspección,
- c) Líneas de colectores comunes a través de los bloques,
- d) Las conexiones a los colectores convencionales de las calles planificadas.

c) Diseño.

Las conexiones domiciliarias se conectan a la línea común del condominio si es dentro el lote mediante la cámara de inspección directamente y una tubería de 75 mm de diámetro de PVC que viene de los inodoros de bajo caudal. Cuando la conexión es fuera del lote o en la acera, se conectarán a la cámara de inspección de cada vivienda ubicada dentro la propiedad y de ella al colector como en el caso convencional.

La tubería de la línea colectora común condominial debe tener mínimo 100mm de diámetro, siendo la profundidad mínima de instalación 40 cm y 80 cm y hormigonada cuando están ubicadas en los pasos vehiculares. Las tuberías colectoras deben estar alineadas de cámara a cámara sin atravesar el área construida, las cámaras de inspección no deben estar a más de 40 m entre ellas.

La conducción de las aguas servidas del inodoro a la cámara del domicilio, debe considerar lo siguiente:

- El tubo de ventilación debe estar ubicado adyacente al cuarto de baño.
- El material de las tuberías debe ser preferiblemente de PVC de 75 mm de diámetro, para la conexión y la ventilación.
- La pendiente mínima debe ser 1 %, debiendo verificarse que la tensión tractiva no sea menor a 0.07 Kg/m².
- La distancia del cuarto de baño a la cámara ubicada fuera del área construida, no debe ser mayor a 5 m con la gradiente indicada (1%).
- Las tuberías para llevar las aguas grises serán mínimo de 50 mm de diámetro (sin residuos sólidos), la gradiente mínima será de 0,5 %.

Características hidráulicas del colector:

- La velocidad mínima debe ser de 0.5 [m/s] y la máxima de 4 [m/s].
- El calado mínimo debe ser el 0.2 del diámetro y el máximo no pasar del 0.8 del mismo.
- El diámetro del colector, mínimo debe ser 100 [mm]

- La gradiente mínima, asumiendo que el coeficiente de rugosidad es de 0.013, será:

$$I = 0.01 * Q^{-2/3}$$

Siendo:

Q: Caudal [lt/s]
I: Gradiente mínima

Caudal de diseño.

El caudal máximo para el diseño de la red de alcantarillado, será el siguiente:

$$Q = \left(\frac{C * K_1 * K_2 * P * q}{86400} \right) + Q_1 + Q_2$$

Donde:

Q : Caudal de cálculo [lt/s]
C : Fracción de agua que retorna al alcantarillado.
K₁: Coeficiente de variación máximo diario. (1.5).
K₂: Coeficiente de variación máximo horario.(2.0).
P : Población.(No de habitantes)
q : Consumo medio diario [lt / (habitante * día)]
Q₁: Infiltración de agua en [lt/s]. (Que representa 0.1 litros por kilómetro de colector para los colectores encima del nivel freático y 0.2 si están debajo de dicho nivel).
Q₂: Puntos de descarga adicionales.

Para el cálculo hidráulico puede utilizarse la fórmula de Manning que es la más común, con la modificación de Macedo, siendo:

$$v = 15.8 * Q^{1/4} * i^{3/8}$$

Donde:

Q : Caudal de flujo en [m³/s]
v : Velocidad en [m/s].
i : Pendiente de la red.

Se destaca que como en el alcantarillado convencional, el caudal mínimo de diseño es de 1.5 [lt/s]. Los planos tipo muestran gráficamente este sistema. (PL-SA-06-01, PL-SA-06-02).

d) Ejemplo de cálculo de la red de alcantarillado condominial:

ALCANTARILLADO CONDIMINIAL PARA 40 FAMILIAS

(diam. Tuberia 100mm)

La población futura Pf, sera:

$Pf = Pa \times e^{(i \cdot t)}$ Siendo Pa la poblac. actual; e la base logarítmica, t el tiempo de proyección del proyecto e i el índice de crecimiento.

Si Pa es 200 Hbs, i es 1% , y t 10 años, se tiene:

Pf = 221 hab

Si la dot actual Da, es 60 l hab/día, en el futuro será: $Df = Da \cdot e^{(i \cdot t)} = 66,28 \text{ l}$

Siendo: i, 0.01 crecimiento de la demanda

Por lo tanto el caudal max horario por familia, será: $Q_{maxh} = Pf \cdot Df \cdot C \cdot H / 86400$

Siendo: C = 0.8 K coef que relaciona la demanda de agua potable y el agua residual.

H = 3.8, coeficiente de mayoración de Harmon

$Q_{mh} = 221 \cdot 66,28 \cdot 0,8 \cdot 3,8 / 86400 = 0,52 \text{ l/s.} \quad 0,5155 \quad 0,0172$

Parte oeste

$Q_{mh}/familia = Q_{mh} \cdot 5 / Pf = 0,012 \text{ lt/s}$

anch.exc 0,6

CAMARA				Caudales																	Elevación Terreno		Elevación Solera		Profundidad zanja		Volumen de Excavación		
1	2	3	4	Caudales				Caudales				Caudales				Caudales													
Longitud [m]	Superior	Inferior	Parcial	Acumulada	Nº de Familias	Caudal máximo horario Qmxh	Caudal de Infiltración Qinf	Caudal acumulado Qac	Caudal de diseño Qdis	Diámetro mm	Caudal a tubo lleno Qll [lt/s]	Velocidad a tubo lleno [m/s]	Pendiente [%]	$Q/(\pi \cdot 0,5) [m^3/s]$	d/D	d [m]	d/r	A/r^2	Velocidad efectiva [m/s]	Rh/r	Radio hidráulico [m]	Fuerza tractiva [kg/m²]	Superior	Inferior	Superior	Inferior	Superior	Inferior	m³
D2	D1	155	155	8,0	0,09	0,02	0,109	1,50	100	3,71	0,47	0,52	0,02	0,43	0,04	0,85	1,27	0,47	0,45	0,02	0,12	105,10	104,30	104,30	103,50	0,80	0,80	74,40	
D1	C1	40	195	8,0	0,09	0,004	0,113	1,50	100	7,31	0,93	2,00	0,01	0,32	0,03	0,64	0,84	0,72	0,36	0,02	0,36	104,30	103,50	103,50	102,70	0,80	0,80	19,20	
C2	C1	155	155	8,0	0,09	0,02	0,109	1,50	100	2,63	0,33	0,26	0,03	0,53	0,05	1,05	1,73	0,35	0,52	0,03	0,07	103,90	103,50	103,10	102,70	0,80	0,80	74,40	
C1	B1	51	206	16,0	0,19	0,01	0,227	1,50	100	7,93	1,01	2,35	0,01	0,31	0,03	0,62	0,81	0,74	0,35	0,02	0,42	103,50	102,30	102,70	101,50	0,80	0,80	24,48	
B2	B1	155	155	8,0	0,09	0,02	0,109	1,50	100	3,94	0,50	0,58	0,02	0,41	0,04	0,82	1,22	0,49	0,44	0,02	0,13	103,20	102,30	102,40	101,50	0,80	0,80	74,40	
B1	A1	44	199	24,0	0,28	0,00	0,340	1,50	100	11,02	1,40	4,55	0,01	0,28	0,03	0,57	0,71	0,84	0,33	0,02	0,75	102,30	100,60	101,50	99,50	0,80	1,10	25,08	
A2	A2	48	48	6,0	0,07	0,00	0,11	1,50	100	4,41	0,56	0,73	0,02	0,39	0,04	0,78	1,12	0,54	0,42	0,02	0,15	102,30	101,95	101,50	101,15	0,80	0,80	23,04	
A2	A1	107	155	16,0	0,19	0,01	0,20	1,50	100	6,42	0,82	1,54	0,01	0,33	0,03	0,66	0,89	0,67	0,37	0,02	0,29	101,95	100,60	101,15	99,50	0,80	1,10	60,99	

755

375,99

Los calculo hidraulicos seguidos en el cuadro, se describen a continuación:

Columnas 1 y 2 - Nominaciones de Camara (Sup e Inf)

La 1 es la nominación de la cámara de inicio, la 2 es la cámara de final del tramo entre cámaras.

Columnas 3 y 4 - Longitudes entre camaras y longitudes acumuladas.Longitudes (parc y acum)

La 3 es la distancia entre las cámaras indicadas en las columnas 1y2; la 4 es la distancia acumuladas entre las anteriores y la indicada en la 1 y2.

Columnas 5 y 6 - Familias y caudales

La 5 es el número de familias en el tramo entre las cámaras, la 6 se refiere al caudal maximo horario que representan dichas familias. (Flas y Qmd)

Columnas 7 y 8 - caudal de infiltracion y acumulados(Qinf y Q ac)

La 7 representa el caudal de infiltracion, que es 1 l/km de tub. La 8 el caudal acumulado hasta el punto considerado. (Inf y Qmxh que usan las familias)

Columna 9 y 10 - Caudal de diseño y el diámetro elegido en mm (Qdsñ y D)

La 9 , es el caudal máximo que corresponde a 1.5 como mínimo, si es el caudal acumulado es mayor se adopta este para el diseño. La 10, se refiere al diámetro del tubo en nuestro caso es 100mm.(Qdsñ y D)

Columnas 11y12. - Caudal a tubo lleno y la velocidad de dicho caudal ..

La 11, anota el caudal máximo que es la veloc en tubo lleno por el área del tubo que se calcula con la formula de Manning. La 12 que es la velocidad en tubo lleno que se encuentra relacionando el caudal anterior

Columnas 13 y 14.- Pendiente y la relacion Qdsñ/Pen^(0,5).

La columna 13 es la pendiente que es la diferencia de la elevacion de ingreso y la de salida dividida entre la long parcial. La 14 es la variable para obtener la relación d/D, relacionando el Q con la raiz cuadrada de l(pendiente), siendo : Qdsñ/(pend^(0.5)).

Columna 15 y 16 - Relacion calado entre el diámetro y el calado(d/D y d)

La 15, es la relacion entre el calado y el diámetro d/D que obtiene de la ecuación : si $y = Q / (l^{1/2})$, la ecuacion para encontrar d/D, es: $62.35(y)^2 + 8.55(y)^2 + 0,219y$ 16 el calado d. obtenido de la $(d/D)*D$.

Columna 17 y 18 -La relacion del calado con el radio del tubo y el área de entre el radio elevado al cuadrado (d/r y A/r^2)

La columna 17 , es el calado obtenido de la relacion de la columna16 por el diámetro. La 18, es área dividida entre el radio al cuadrado obtenido de la ecuación $1,6*(d/r)^{1,432}$. (deducida de acevedo Neto)

Columna 19 y 20 -La velocidad efectiva del caudal de diseño y el radio hidraulico dividido entre el radio del tubo (Vef y Rh/r)

La columna 19 se la obtiene relacionando el caudal de diseño entre la 18 multiplicao por r^2 ; la 20, se obtiene si $y = d/r$; $Rh//r$ es $0,197*y^2 + 0,704*y - 0,0064$.

Columna 21 y 22 - el radio hidraulico y la fuerza tractiva (Rh y Ftrac) $F(tract = pend* Rh * 10$ 8 debe ser mayor a 0,07 kg/m2.

La columna 21 es el radio hidráulico que resulta del producto de RH/r por el radio, la columna 22 es la fuerza tractiva que resulta del producto de la pendiente por el $Rh * 10$.

Columna 23 y 24 (elevaciones del terreno- Sup y Inf)

Estas columnas son elevaciones del terreno de la cámara de ingreso y de salidadel tramo (Elv terr sup y Elev Inf)

Columnas 25 y 26 - Elevaciones de la solera (Sup e Inf)

Estas columnas son las elevaciones de la solera de la cámara de ingreso y de salidadel tramo (Elv sol. sup y Elev Inf)

Columnas 27 y 28 - profundidades de la excavación (Sup e Inf)

Estas columans son las profundidades de las sanjas

Columna 29-volumen de la Exc. (V Exc)

4.1.2.2 Alcantarillado de Pequeño Diámetro.

e) Definición.

Los alcantarillados de pequeño diámetro se han diseñado para que los colectores solo conduzcan la parte líquida para su tratamiento fuera del sitio; los sólidos, excretas, grasas etc. que podrían obstruir los tubos por su pequeño diámetro, son retenidos o separados en tanques interceptores o sépticos, instalados a la salida de cada conexión domiciliaria. **(PL-SA-06-05 y PL-SA-06-04).**

Las ventajas que proporciona este sistema, se sintetizan a continuación:

- Requerimientos de agua muy reducidos, porque como los tubos no tienen que llevar sólidos, no requieren grandes cantidades de agua para su drenaje.
- Como no es necesario que las velocidades del agua sean importantes para el traslado de los sólidos, se puede construir el sistema con gradiente variable y en curvas, siguiendo la topografía natural, por lo que los costos de excavación, se reducen.
- Por ser los flujos máximos aminorados, porque los tanques sépticos entregan el agua regulada, además no se necesitan cámaras de inspección y los puntos de limpieza son pocos; los costos de los materiales de construcción son reducidos.
- El tratamiento del agua residual es menor, por haberse realizado un tratamiento primario efectivo en el interceptor.

La desventaja principal, es la de retirar periódicamente los sólidos retenidos del tanque interceptor; las experiencias al respecto son limitadas. Las instalaciones clandestinas son muy peligrosas, porque podrían introducir elementos sólidos a la red, creando serios problemas para su manejo y operación.

f) Características técnicas.

El sistema consta de las siguientes partes:

Conexión domiciliaria.

La conexión domiciliaria consiste en la tubería de salida del usuario (3") al tanque interceptor o cámara séptica, este tramo lleva todos los desechos domésticos a la cámara indicada.

Tanque interceptor.

Es una cámara séptica hermética y enterrada con tuberías de ingreso y salida con deflectores. Se diseñará para retener los líquidos de 12 a 24 horas y para el almacenamiento de los sólidos, los cuales se extraen periódicamente. Estando determinada la cota de ingreso a la cámara por la cota del colector.

Colectores.

Son tubos de PVC de pequeño diámetro (de 50 a 100 mm) a partir de la cámara séptica para recolectar las aguas residuales sin sólidos. La particularidad es que las tuberías no siempre tienen una pendiente uniforme, ni alineados entre los pozos de inspección; el propósito es el de utilizar al máximo la energía que resulta de la diferencia de elevaciones entre el inicio y el fin del sistema.

Registros de limpieza e inspección.

Son accesos al colector para eliminar las sedimentaciones de arena que comúnmente ingresan por las cámaras interceptoras. Estos registros funcionan como puntos de limpieza hidráulica del colector

Respiraderos.

Se deben ventilar los colectores para mantener las condiciones de flujo libre, los respiraderos en las instalaciones domésticas son suficientes para ello.

Aplicabilidad.

En los países en desarrollo es conveniente el uso del alcantarillado de pequeño diámetro, cuando las aguas servidas no se pueden eliminar en el sitio; como ocurre cuando los sistemas de absorción no pueden ser instalados, por no tener los suelos las condiciones de permeabilidad necesarias.

g) Diseño.

Tanque interceptor.

El objeto del tanque interceptor es quitar los sólidos de las aguas residuales, tener la capacidad suficiente para almacenar el lodo y la espuma por un periodo de retención racional para no disminuir la función de sedimentación. Así mismo, permitir la digestión anaeróbica mediante un prolongado almacenamiento de los lodos y servir de tanque regulador, permitiendo disminuir los caudales pico a pequeños caudales, para su drenaje por las tuberías colectoras.

Número de familias servidas.

En estos sistemas se ha usado un tanque interceptor por familia, se puede considerar que sirva a más de una.

Caudal de diseño.

Siendo un aspecto muy delicado la determinación de este parámetro, pues de él depende el costo, se ha visto que podría ser de 40 a 80 litros por habitante día. De acuerdo al reglamento de abastecimiento de agua potable (40 Para el altiplano, 60 los valles y 80 para los llanos) a los que se les deben aplicar los coeficiente de retorno C y el K_1 y K_2 como en el caso del alcantarillado condominial.

Volumen del tanque séptico o interceptor.

El cálculo del volumen del tanque interceptor, debe considerar las características y parámetros técnicos para el diseño de un tanque séptico, Ver para ello la sección de Diseño de Tanques Sépticos de éste documento.

Cálculo del colector.

Siendo la característica del alcantarillado de pequeño diámetro, transportar las aguas residuales sedimentadas a un punto de descarga seleccionado, utilizando la energía que viene del extremo superior; debe colocarse a una profundidad que permita recibir todos los flujos, proporcionando la energía suficiente.

Antes del inicio del cálculo es necesario efectuar un diagrama del sistema donde se ubiquen los ingresos de las conexiones domiciliarias, un perfil (elevaciones distancias), donde se tengan las elevaciones de las conexiones, los puntos altos y bajos del perfil; ello servirá de base para dividir en tramos destacados por su pendiente uniforme, sea positiva o negativa, para conocer su trabajo hidráulico y que las cotas piezométricas especialmente de los puntos bajos con relación a los altos próximos, no estén por encima de las conexiones o tanques de intercepción; lo contrario significará que aguas servidas del colector ingresen a los domicilios. En los planos deben indicarse los cruces con otros servicios existentes o proyectados.

Los flujos de las aguas son regulados por los tanques interceptores, lo que ayuda al trabajo por ser caudales prácticamente uniformes, permitiendo que la hidráulica de los mismos sea más eficiente y mejor para el drenaje de los líquidos conducidos.

En el diseño hidráulico a diferencia de los colectores por gravedad, ellos pueden instalarse debajo de las cotas piezométricas y así el flujo ser a presión o a escurrimiento abierto; es por ello que al realizar los diseños, se debe efectuar el análisis por separado de cada tramo que tenga gradiente razonablemente uniforme; estos análisis se pueden efectuar con la ecuación de Manning:

$$V = \frac{1}{n} * R^{2/3} * S^{1/2}$$

Donde:

V: velocidad del agua residual (m/s).

n: Coeficiente de rugosidad que oscila de 0.011 a 0.015, siendo el usual 0.013.

R: radio hidráulico (m).

S: pendiente.

Una vez calculado por partes, se debe verificar la presión en los puntos bajos y altos mediante la determinación de la cota piezométrica respectiva y aplicando la misma fórmula a través de la gradiente por

tramos; para demostrar que la cota piezométrica, nunca esté por encima de las conexiones domiciliarias.

Los diámetros mínimos de tubería son de 50 a 100 mm, la adopción de ellos se basa en las operaciones de mantenimiento y los costos.

Se recalca que los puntos altos donde el flujo cambia de presión a flujo de canal abierto, son críticos; debiendo verificarse en estos puntos los caudales que deben llenar, como se observa en los planos tipo y estudios del ejemplo (PL-SA-06-03, PL-SA-06-04).

Instalaciones complementarias.

Es necesario instalar cámaras para limpiar las partes bajas y expulsar el aire en los puntos altos; en las partes planas y largas se debe instalar las mismas a intervalos de 150 m á 200 m.

h) Ejemplo de cálculo de la red de alcantarilladote pequeño diámetro

Calculo de una red de alcantarillado de pequeño diámetro para 30 familias: (PL-SA-06-04).

$$q = \frac{P * D * K_1 * K_2 * C}{86400}$$

- P: Número de habitantes/familia (5)
- k1: Coeficiente máximo diario (1.5)
- K2: Coeficiente máximo horario (2)
- C : Coeficiente de aporte 0 ,8
- D: Dotación de agua potable (80 lt/s)

Tramo A -A											
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Estacion	Elevación	Distancia	Desnivel	Distancia parcial	Pendiente del tramo	Nº de conexiones	Caudal	Diámetro	Q sección llena	Comentarios	
Nº	[m]	[m]	[m]	[m]			[l/seg]	[mm]	[l/seg]		
A	94,30										
1-13.	94,70	14,35	0,40	14,35	0,0279	30	0,333	50	1,36		
3-15.	95,40	59,40	0,70	45,05	0,0155	26	0,289	50	1,01		
5-17.	96,00	100,35	0,60	40,95	0,0147	22	0,244	50	0,98		
					0,0009					0,03686	encima est 7-19
7-19.	97,50	147,55	1,50	47,20	0,0318	18	0,200	50	1,45		
9-21.	98,40	185,15	0,90	37,60	0,0239	14	0,156	50	1,26		
					0,0004					0,01391	encima est 11-23
11-23.	100,40	231,05	2,00	45,90	0,0436	10	0,111	50	1,70		
					0,0002					0,00872	encima est post

Tramo B-B										
Estacion	Elevación	Distancia	Desnivel	Distancia parcial	Pendiente del tramo	Nº de conexiones	Caudal	Diámetro	Q sección llena	Comentarios
Nº	[m]	[m]	[m]	[m]			[l/seg]	[mm]	[l/seg]	
A	94,30									
B	97,80	28,35	3,50	28,35	0,12346	10	0,11111	50	2,86	
25	97,90	42,61	0,10	14,26	0,00701	10	0,11111	50	0,68	
27	98,30	86,22	0,40	43,61	0,00917	8	0,08888	50	0,78	
29	98,50	126,22	0,20	40,00	0,00500	6	0,06666	50	0,58	
					0,00070					encima 0,0028 est post

Los cálculos hidráulicos seguidos en el cuadro, se describen a continuación:

Columnas 1 y 2

La 1 es la nominación de la estación de inicio que corresponde a la parte mas baja del ramal para ir hacia la mas alta. La 2 es la elevación del punto indicado anteriormente (Estación N° y elevación m).

Columnas 3 y 4

La 3 es la distancia entre las cámaras la anterior y la considerada. La 4 es el desnivel entre el punto anterior y el actual (dist. y desnivel)

Columnas 5 y 6

Familias y caudales

La 5 es la distancia parcial entre la anterior y la actual. Y 6 es la pendiente entre la actual y la anterior (dist. parcial y pendiente del tramo)

Columnas 7 y 8

La 7 representa el número de conexiones entre el punto actual y el anterior. La 8 es el caudal que pasa proveniente de todas las conexiones superiores que es el caudal por familia por el numero de conexiones que pasan por el punto (N° de conexiones y caudal l/s)

Columna 9

La 9 es el diámetro elegido de la tubería recolectora de las aguas servidas. (Diámetro en mm)

Columna 10

La 10, representa, la capacidad de la tubería a sección llena aplicando la formula de Manning en función de la pendiente y el diámetro.

La 11, anota los comentarios e indica la cota del nivel piezométrico en los puntos de quiebre mas bajos, multiplicando la distancia del tramo anterior por el caudal máximo horario (8) que lleva dicho tubo, para conocer la ubicación de dicho nivel respecto a las conexiones que siempre deben estar mas bajo para garantizar su descarga por el tubo.

4.1.3 Cámaras de inspección.

a) Definición.

Las cámaras de inspección son accesos al colector de alcantarillado, que se han establecido para facilitar los trabajos de operación y mantenimiento; por lo que se ubican en los cambios de dirección, de pendiente, cambios de diámetro, caídas, y cuando las distancias son mayores a las del alcance de las herramientas de limpia, como se señala en el Reglamento NB 688 de “Reglamentos Técnicos de Diseño para Sistemas de Alcantarillado”. **(PL-SA – 08-01 a PL-SA- 08-08).**

b) Criterios para el diseño de cámaras de inspección.

En el caso de los alcantarillados de pequeño diámetro, las cámaras serán similares a las establecidas para las redes de agua potable, por ser para aguas que circulan a presión y requieren válvulas de alivio de aire en las partes altas y drenaje en las partes bajas.

4.1.4 Conexiones domiciliarias.

En el presente documento, se tratarán las condiciones necesarias para adecuar el diseño de las Conexiones Domiciliarias en poblaciones menores a los 10.000 habitantes. **(PL-SA-08-11).**

a) Definición.

Conexión domiciliaría se considera a la instalación desde el punto de unión con el colector público con la primera cámara domiciliaria. Su diseño debe considerar no dañar al colector público y evitar que la misma no altere las condiciones hidráulicas del colector.

b) Tipo de conexiones domiciliarias.

Las conexiones domiciliarias se tienen que efectuar con tubos de PVC o cemento, a 45° de la horizontal y 45° respecto al eje para conectarse con el tubo de acometida, este tipo de conexión se debe efectuar hasta cuando la profundidad del colector sea de 3 m, o como el Caso B del reglamento en vigencia, esta modalidad se la efectúa a fin de no alterar el radio hidráulico del tubo y permitir la limpieza en caso de obstrucción y revisión del colector. Cuando el colector se encuentra a mayor profundidad que 3 m, se debe conectar verticalmente por la clave del colector a 90° del eje como muestra el plano tipo o Caso C del reglamento en vigencia. Cuando las conexiones son entre tubos de cemento, es necesario reforzar la unión con el hormigonado del punto de unión con una capa de concreto mínimo de 5 cm de espesor; en el caso de la conexión entre tubos de PVC efectuarla mediante silletas del mismo material, como indican los que fabrican estos materiales de modo que no sea posible ninguna fuga de agua; estos trabajos deben ser estrictamente supervisados por las empresas o entidades a cargo de la instalación, la operación y mantenimiento de la red de alcantarillado. **(Figuras 4.2y 4.3.; PL-SA-10-01 y PL-SA-10-02).**

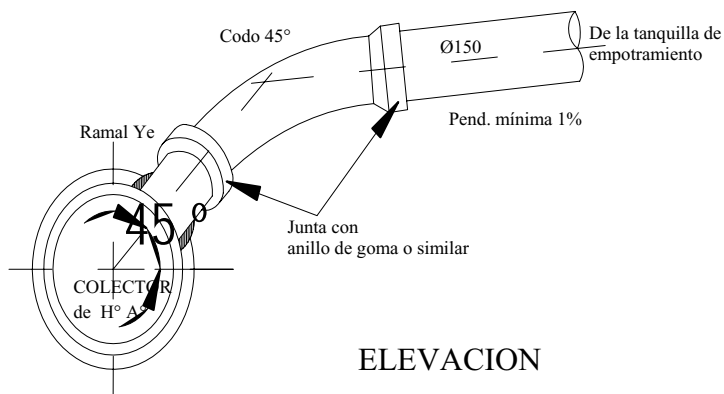


Figura 4.3.
EMPOTRAMIENTOS MAYORES A 3 METROS

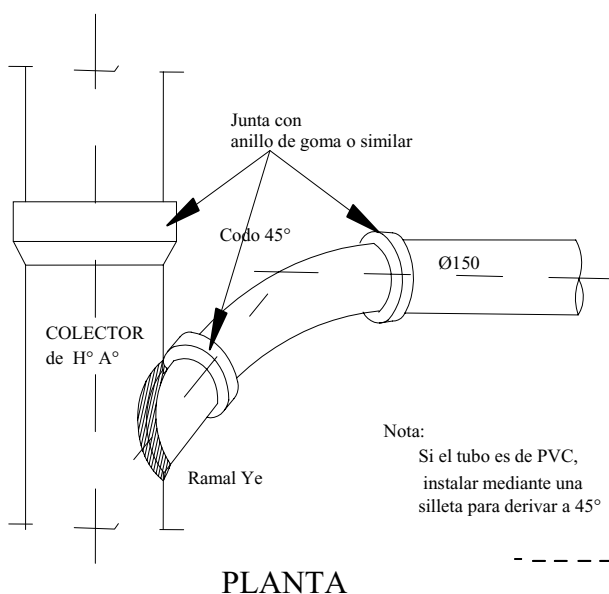
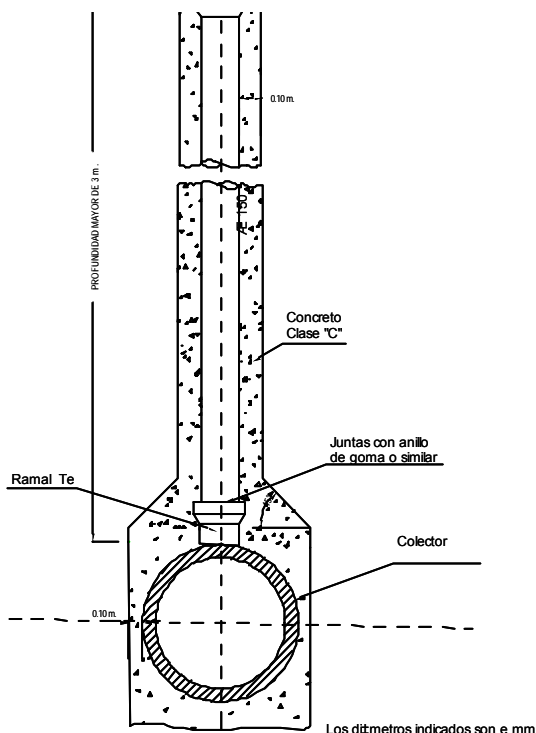


Figura 4.2
EMPOTRAMIENTOS MENORES A 3 METROS



4.1.5 Tuberías y accesorios para alcantarillado sanitario.

a) Definición.

Las tuberías para alcantarillado se componen de tubos acoplados mediante sistemas de unión que permiten la conducción de las aguas negras. En la selección de las tuberías intervienen diversas características como ser, la hermeticidad, resistencia mecánica, durabilidad, resistencia a la corrosión, capacidad de conducción, economía, facilidad de manejo e instalación, flexibilidad y facilidad de mantenimiento y operación. A continuación se resumen las características mencionadas de los materiales utilizados.

4.1.5.1 Tipos de Tuberías y de Unión para Materiales Diferentes y Uniones Especiales.

En el Reglamento NB 688 “Reglamentos Técnicos de Diseño para Sistemas de Alcantarillado”, en lo referente a materiales para tuberías de alcantarillado, se indican las características técnicas principales de las tuberías de arcilla, hormigón simple, hormigón armado de PVC, polietileno y hierro fundido dúctil; la presente es para complementar dicha información, por adecuarse también a alcantarillados para poblaciones con menos de 10000 habitantes.

a) Tuberías de hormigón.

Las características más importantes de las tuberías de hormigón, son las siguientes: Las de hormigón simple son tipo espiga y campana y con junta hermética y elástica; la primera junta se efectúa uniéndolas con mortero rico en cemento y calafateándola, la segunda junta con anillos de goma, debiendo tener para ello un perfecto acabado; sin embargo para su recepción deben efectuarse las pruebas de hermeticidad, como ser la hidráulica principalmente. Estas tuberías se fabrican en diámetros de 15 a 60 cm de diámetro.

Las de hormigón armado se fabrican en diámetros de 300 a 1400mm de diámetro; con uniones de espiga y campana hasta 610mm; para diámetros mayores las uniones con junta hermética y anillos de goma, son necesarios.

Las ventajas de los tubos de hormigón son:

- Economía, hermeticidad, diversidad en diámetros y durabilidad.

Las desventajas son:

- Fragilidad especialmente durante el transporte, menor capacidad de conducción por tener coeficiente de rugosidad alto y corrosión especialmente si se encuentra en condiciones ácidas o alcalinas.

b) Tuberías de policloruro de vinilo (PVC).

Las tuberías de PVC se fabrican en diámetros de 10 a 60 cm en dos tipos de serie y cada serie en tres tipos de acuerdo a su diámetro y su espesor. Además de estos tipos de tubería existe la de pared estructurada con celdas longitudinales. Para cualquiera de los tipos de tubería la longitud es de 6 metros; los tubos se acoplan en dos sistemas de unión, por un lado el cementado con pegamento y por otro el de unión espiga y campana con un anillo integrado de fábrica. Se destaca que se dispone de todo tipo de accesorios de 4” a 12” para ambos tipos de uniones, y conexiones domiciliarías como las silletas de conexión de cualquier diámetro para conectar a 4”.

Entre las ventajas de las tuberías de PVC, se citan:

- Hermeticidad, son impermeables y herméticas, porque logran el acoplamiento de los tubos por el uso de material elastomérico.

- Trabajabilidad, ello se traduce por la facilidad de manejo en el transporte e instalación, que es manifiesta en la de pared estructurada, que es más ligera que la de pared sólida tradicional.
- Durabilidad.
- Resistencia a la corrosión, por ser inmune a los tipos de corrosión que afectan a los otros tipos, como ser la química, no requiriendo recubrimientos o forros de protección catódica.
- Capacidad de conducción, por la poca rugosidad tiene alta eficiencia hidráulica.
- Flexibilidad, por el bajo módulo de elasticidad o sea flexible, las hace adaptables a movimientos o asentamientos diferenciales del terreno, como los ocasionados por los sismos o cargas externas.

Entre las desventajas, se pueden indicar:

- La fragilidad, por requerir cuidados especiales en el manejo, transporte e instalación.
- La baja resistencia mecánica.
- Es susceptible al ataque de los roedores.
- Baja resistencia al intemperismo, porque la exposición prolongada de la tubería a los rayos solares reduce su resistencia mecánica.

c) Tuberías de polietileno de alta densidad.

Las tuberías de polietileno de alta densidad se fabrican en longitudes de 12 m y en diámetros que van de 100 a 900 mm, se clasifican en cuatro tipos de acuerdo a sus espesores de pared y resistencia.

El tipo de acoplamiento generalmente es mediante unión por termo fusión.

Como ventajas, se destacan:

- Economía, porque los volúmenes de excavación son mínimos.
- Resistencia a la corrosión elevada contra los productos alcalinos y ácidos.
- Capacidad de conducción alta.
- Alta flexibilidad, por lo que son adecuadas a cualquier tipo de terreno y a movimientos ocasionados por sismos y cargas externas.
- Rapidez de instalación, por su poco peso, pocas uniones por ser de 12m de longitud y unión por termo fusión que agiliza su instalación.
- Alta resistencia a la intemperie por tiempo prolongado.

- Hermeticidad alta y resistente a cualquier ataque biológico.
- Ligereza, considerando su bajo peso ofrecen manejabilidad en el transporte e instalación.
- Durabilidad, con mantenimiento nulo, con una vida útil de 50 años y 15 años de resistencia a la intemperie.

Como desventajas:

- El alto costo de adquisición e instalación.
- Se carece de silletas para conexiones domiciliarias.

d) Tuberías de acero.

Son utilizadas para cruzar puntos elevados o donde se requieren instalaciones expuestas, subterráneas o alta resistencia mecánica; en cualquier caso será necesario proteger la tubería con recubrimientos contra la corrosión.

El sistema de unión empleado puede ser soldadura, bridas, coplas o ranuras con junta mecánica.

Las ventajas de la tubería son:

- Alta resistencia mecánica.
- Fácil instalación.

Como desventajas, se indican:

- Por ser metálica son corrosivas, lo que reduce su vida útil y crea altos costos de mantenimiento para prevenirla.
- El peso que la hace de difícil manipulación.

e) Tuberías de polipropileno.

Estas tuberías tienen como principal cualidad, que a temperaturas altas y sustancias corrosivas no se degradan, además que proporcionan una excepcional resistencia a los golpes y malos tratos. Los diámetros son de 50 mm a 160 mm a precios comparativamente superiores al PVC en un 35 %.

Tienen aprobación de NSF-USA; OSM e IRAM - Argentina; CESMEC-Chile, ITINTEC - Perú; INSTAL- Polonia, LATU - Uruguay; INFONAT-México y SABS- Sud África.

Ventajas

- La resistencia a la rotura es 30 veces superior a la de PVC, lo que se ha verificado en diferentes ensayos de impacto.

- Alta capacidad de conducción, por su poca rugosidad, sumadas a las propiedades no adherentes del polipropileno, que aseguran una vida prolongada del material.
- No se corroe porque resiste la corrosión bacteriana, química y galvánica, soportando a sustancias con PHs de 1 a 14.
- Posibilita la conducción de fluidos a temperaturas hasta de 100° C, sin deformarse.
- Las uniones son con aros doble labio, lo que da máxima seguridad contra las fugas del líquido.

CAPITULO 5 - PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES.

Con el crecimiento de la población, se hizo necesario encontrar métodos para disponer no solamente los desechos mismos, sino el agua portadora. Los métodos de disposición tradicionales como el vertimiento a los cuerpos de agua fue insatisfactorio, por lo que se hizo necesario tomar medidas para remediarlos, iniciándose el desarrollo de los métodos de tratamiento antes de la disposición final de las aguas.

a) DEFINICIÓN.

El tratamiento de las aguas residuales, es un proceso de separación y estabilización de materia orgánica y desinfección, haciendo que los sólidos orgánicos complejos putrescibles queden convertidos en sólidos minerales o en sólidos orgánicos estables. El grado de tratamiento depende del proceso de las tecnologías empleadas. Una vez completado el proceso de tratamiento, es aun necesario disponer os líquidos y los sólidos que se hayan generado.

5.1 CONSIDERACIONES PARA LA SELECCIÓN DEL TRATAMIENTO DEL AGUA RESIDUAL.

Los criterios que hay que tomar en consideración en el tratamiento de aguas residuales, incluyen la caracterización de los siguientes elementos:

- La cantidad de los sólidos orgánicos e inorgánicos que tiene el agua servida.
- El tamaño y las características de la población.
- El grado de tratamiento
- La conservación de las fuentes de abastecimiento de agua para uso domestico.
- La prevención de enfermedades, el mantenimiento de las aguas limpias que se usan para la supervivencia de otros organismos.

Los métodos usados para el tratamiento de las aguas residuales, pueden ser:

- Tratamiento preliminar.
- Tratamiento primario.
- Tratamiento secundario.
- Cloración o desinfección
- Tratamiento de lodos.

El **preliminar**, consiste en la separación de los elementos los sólidos (suspendidos como ser trapos, plásticos, maderas, etc.), los inorgánicos pesados y las grasas. Para alcanzar ello, son necesarios los siguientes tratamientos:

- El tamizado, por medio de rejas o barras.
- Los desarenadores.

El **primario** que consigue separar la mayoría de los sólidos sedimentables mediante:

- Tanques sépticos.
- Tanques de doble acción como son los Imhoff y otros similares.
- Tanques de sedimentación simple.
- Tanques de flujo ascendente como el eliminador de lodos.
- Tratamientos primarios avanzados
- El **secundario** debe hacerse cuando las aguas residuales todavía tienen efluentes que no han alcanzado la calidad deseada y que no puedan ser asimilados por los cuerpos receptores, ellos son:
 - Filtros percoladores.
 - Tanques de sedimentación secundaria.
 - Estanques o lagunas de estabilización.

Los siguientes cuadros dan idea de la eficiencia de los procesos y sistemas de tratamiento:

EFICIENCIA DE REMOCIÓN EN TIPOS DE TRATAMIENTO- Tabla- 5.1.

Tipo de tratamiento	DBO %	Sólidos en susp. %	Nutrientes %	Bacterias %
Preliminar	5-10	5-20	No puede	10-20
Primario	25-50	40-70	No puede	25-75
Secundario	80-95	65-95	Puede	70-99

Fuente: CETESB.-Brasil

EFICIENCIA DE REMOCIÓN EN SISTEMAS DE TRATAMIENTO - Tabla 5.2.

Sistema de tratamiento	Eficiencia remoción DBO %
Cámara séptica	30 a 50
Cámara séptica + filtro anaeróbico	75 a 95
Laguna anaeróbica	50-70
Laguna facultativa	70-90
Laguna aereada	90
Tanque Imhoff	60*
Reactor de flujo ascendente	70-90

Fuente: CETESB.- Brasil y Consejo Federal de Agua Potable y Saneamiento 1993 – ARGENTINA

Ventajas y desventajas de los tratamientos primarios y secundarios - Tabla 5.3

Sistema	Ventajas	Desventajas
Cámara séptica	Bajo costo, menor O. M	Bajo rendimiento
Tanque Himhoff	Costo mayor	Es para temp. mayores a 15°
Reactor RAFA	Costo mayor	Es para temperaturas mayores a 20°
Laguna. Anaeróbica	Bajo costo	Es para temp. mayores a 15°
Laguna facultativa	Bajo costo se adapta a temperaturas moderadas como ser 10°	El costo del terreno cuando es caro.

5.2 TRATAMIENTOS PRELIMINARES.

5.2.1 Rejas.

Las rejas son un sistema de barras metálicas intercaladas en el flujo afluente, destinadas a interceptar los sólidos gruesos arrastrados por el sistema colector, para evitar se dañen equipos e interfieran el funcionamiento de las unidades de tratamiento

Se proyectará un sistema manual de rejas en el ingreso a sistemas de tratamiento. Se eliminarán las rejas para lagunas primarias no aereadas.

Todas las plantas de tratamiento contarán con un sistema de rejas metálicas, intercaladas en el flujo afluente, destinadas a interceptar los sólidos gruesos arrastrados, para evitar dañen los equipos que intervienen en el funcionamiento de las unidades de tratamiento.

Las rejas serán metálicas de sección rectangular constituidas por un conjunto de barrotes separados por una distancia uniforme.

Las rejas por su abertura son:

- Finas de 10 a 25 mm
- Gruesas de 40 a 100 mm

Por su forma:

- Rectas.
- Curvas.

Por limpieza, operación y mantenimiento:

Las rejas se clasifican en manuales y motorizadas o mecánicas

Las rejas se instalarán:

- Después de la desembocadura de la cloaca máxima.
- Cuando sea una única etapa, serán finas.

- Las rejas de limpieza manual podrán construirse con aberturas de 10 a 20 mm
- En todos los casos se preverá la limpieza manual.
- Si son equipos de limpieza mecánica deberán estar precedidos de un desarenador.
- Todos los sistemas con rejas finas serán por lo menos dos unidades idénticas, para el caudal máximo y un by pass que permita evacuar los caudales excedentes y sea posible el mantenimiento.
- Cada unidad de reja estará calculada para el caudal máximo previsto del último periodo de diseño.

Definición de parámetros:

- h_a : Calado de ingreso.
- h_s : Calado de salida.
- J_r : Pérdida de carga para reja limpia.
- e : Espesor barra.
- s : Separación de barras.
- b_a : Ancho bruto.
- E : Relación de áreas

Relación de espacios vacíos

$$E = \frac{s}{s + e} = \frac{A_p}{A_a}$$

$$A_a = h_a * b_a$$

$$A_p = E * A_a$$

Siendo:

- A_a : área de aproximación
- A_p : área de pasaje a través de la reja

Diseño:

Para determinar las pérdidas de carga por la reja, se aplica la siguiente fórmula:

$$J_r = 1.43 * \frac{(V_p^2 - V_a^2)}{2g}$$

Siendo:

- V_a : Velocidad antes del ingreso o de aproximación.
- V_p : Velocidad de pasaje por la reja
- J_r : La pérdida de carga por la rejilla

En consecuencia: El calado de ingreso, será:

$$h_a = h_s + J_r$$

Se destaca que la velocidad de aproximación no debe ser menor que 0.4 m/s y la velocidad de pasaje para el caudal máximo ser de 1.20 m/s con reja limpias y mínimo igual o menor que 0.55 m/s. Para caudal mínimo.

Siendo: h_{va} altura de velocidad; h_a : calado de ingreso; V_a : Velocidad de aproximación; V_p velocidad de pasaje por las rejas, h_s tirante del canal de salida, J_r pérdida de carga por reja.

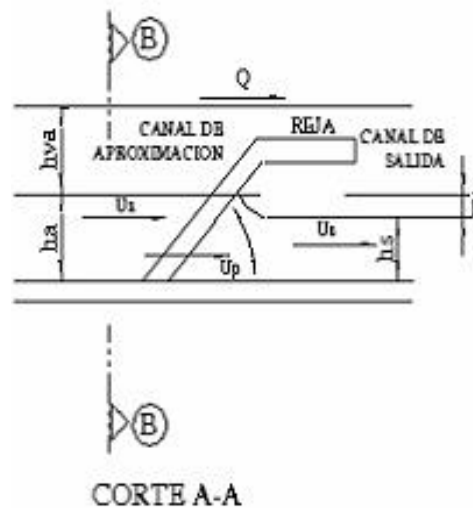
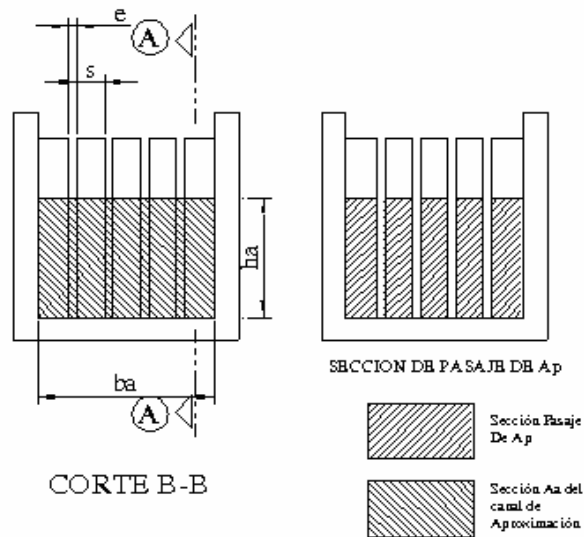


Figura 5.1. ESQUEMAS TEÓRICOS PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE REJAS

a) Ejemplo de diseño de rejas para aguas residuales:

Para Caudal Mínimo

DATOS:

Q m ³ /s	Anch b (m)	h (m)	V a m/s	R. Hid	n Rugosid	$li=((v*n)/(R^{2/3}))^2$	$hvi=(v^2)/19.6$
0,01	0,310	0,080	0,403	0,053	0,013	0,00138839	0,0083

No de Barras

Abert s= 0,01 M
 esp e= 0,01 M
 Forma = Recta

$n=(b-s)/(e+s)$ numero de barras

b. m	e.m	s.m	n de barr	n de espaciamientos
0,310	0,01	0,01	15	16

Área Acceso

$Aa = b*ha = 0,025 \text{ m}^2$

Área pasaje

$Ap = Bp*ha = 0,013 \text{ m}^2$

Veloc. Pasaje
 Perdida de carga.

$Vp = Q / Ap = 0,781$

$Jr = 1,43 * ((Vp^2 - Va^2) / (2 * g)) = 0,02284492 \text{ m}$

Calado abajo hs

ha-

$Jr = 0,057 \text{ m/s}$

La reja está inclinada 60°

Para Caudal máximo

Q m ³ /s	Anch bm	h m	Va m/s	R. Hid	n Rugosid	$li=((v*n)/(R^{2/3}))^2$	$hvi=(v^2)/19.6$
0,02	0,310	0,132	0,491	0,071	0,013	0,001379944	0,0123

No de Barras

Abert s = 0,01
 esp e = 0,01
 Forma = rectas

$n=(b-s)/(e+s)$ numero de barras

b.m	b.m	s. m	n de barras	n de espaciamientos
0,310	0,01	0,01	15	16

Área acceso

$Aa = b*ha = 0,041 \text{ m}^2$

Área pasaje

$Ap = Bp*ha = 0,021 \text{ m}^2$

Veloc. de Pasaje
 Perdida carga

$Vp = Q / Ap = 0,951 \text{ m/s}$

$Jr = 1,43 * (Vp^2 - Va^2) / (2 * g) = 0,04836311 \text{ m}$

Calado abajo=

ha-Jr= 0,083 m

La reja está inclinada 60°

5.2.2 Desarenadores.

Generalidades.

Se trata de unidades destinadas a retener partículas abrasivas, tales como gravas y arenas, que podrían favorecer el desgaste de equipos y acúmulos que perjudiquen las unidades de tratamiento.

Es obligatoria la instalación de desarenadores en todas las plantas de tratamiento, salvo cuando se trate de lagunas de estabilización, en las que se prevea un volumen excavado adicional en la zona de entrada.

La ubicación de los desarenadores responderá a las siguientes pautas:

- Antes de las rejillas finas de limpieza.
- Antes de las bombas centrífugas de elevación.
- Arriba de los desarenadores se ubicarán rejillas gruesas hasta de 100 mm de separación entre barras.

Preferentemente se instalarán dos desarenadores, solamente se aceptará una sola unidad desarenadora, cuando esta sea de limpieza manual y que dicha operación no requiera de un by pass.

La limpieza de fondo se dimensionará para una velocidad de 1 m/s.

Diseño hidráulico.

Las partículas a remover serán de peso específico de 2.65 t/m^3 o más y un diámetro de 0.2 mm o mayor.

El área de la planta se determinará en base a la carga superficial U_0 que será para una retención del 90%.

Siendo las cargas a utilizar las siguientes:

**CARGAS SUPERFICIALES DE DISEÑO
PARA DESARENADORES – Tabla 5.4.**

$d=0.2[\text{mm}]$	$\delta=2.65 [\text{t/m}^3]$ Retención = 90%		
Temperatura Media-Mínima del líquido °C	Carga Superficial de Diseño U_0 para $Q_{\text{máx}} [\text{m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{día})]$		
	Mínima	Típica	Máxima
5	720	920	1380
10	810	1035	1553
15	897	1146	1719
20	985	1258	1888

Siendo: δ peso específico de la arena- Fuente: Normas Argentinas para poblaciones menores a 30.000 hab.

Las relaciones longitud ancho estarán comprendidas de 7 á 15.
A la carga superficial de diseño U_o se le afectara con F_d para las condiciones indicadas en la tabla 5.4., a sea:

$$U_{os} = \frac{U_s}{F_d}$$

Los valores F_d para una retención del 90% son:

Tabla 5.5.

Comportamiento hidráulico del desarenador		F_d
Bueno. Relación longitud/ancho mayor de 15: Prácticamente sin cortocircuitos. Buen funcionamiento en las zonas de entrada y salida.		1.2
Medio. Relación longitud/ancho entre 7 y 15		1.8
Malo. Relación longitud/ancho menor de 7. funcionamiento deficiente de las zonas de entrada y salida. Cortocircuitos.		2.3 *

*Para unidades existentes a remodelar. : Fuente: Normas Argentinas para poblaciones menores a 30.000 hab.

Cuando se utilicen desarenadores de velocidad no regulada, la velocidad horizontal no deberá ser inferior a 0.20 [m/s] para el caudal medio ni superior a 0.35 [m/s] para el 80% del caudal máximo horario final ($0.8 \cdot Q_{m\acute{a}x}$), salvo que las características particulares de la unidad hagan recomendable otros valores, los que deberán ser presentados por el proyectista con su correspondiente justificación.

La velocidad horizontal del líquido residual en desarenadores regulados será de alrededor de $0.30 [m/s] \pm 15\%$ para todo el rango de caudales en que operará la unidad. Las velocidades horizontales adoptadas son del orden de los 30 cm/seg. (Entre 20 y 40 cm/seg.) Y los periodos de retención del orden de los 30 a 120 segundos.

El volumen previsto en el desarenador para el almacenamiento de sólidos sedimentados, tendrá capacidad para almacenar los sólidos depositados durante no menos de 15 días al caudal medio de la planta, utilizando para el cálculo los volúmenes de sólidos retenidos que figuran en la siguiente tabla:

**VOLÚMENES DE SÓLIDOS RETENIDOS EN DESARENADORES
A UTILIZAR EN EL DISEÑO – Tabla 5.6.**

Características de la red de alcantarillado		Volúmenes retenidos [lt/(1000m ³)
Más del 60%	por calles de tierra	75
Del 30% al 60%	por calles de tierra	50
Menos del 30%	por calles de tierra	30

Fuente: Normas Argentinas para poblaciones menores a 30.000 hab.

5.2.2.1 Ejemplo de diseño de desarenadores

Datos:

$Q_{m\acute{a}x}$	10	[lt/seg]
Temperatura	10	[°C]
Retención de material	90	[%]

Diámetro de la arena 0,2 [mm]

Características del canal de ingreso

Por la ecuación de Manning:

Q [m ³ /s]	b [m]	h [m]	V [m/s]	R [m]	n	i [m]	h _v
0,008	0,300	0,090	0,296	0,056	0,013	0,0006884	0,0045

- Q : Caudal de diseño [m³] (Qmax* 0.8);
- V : Velocidad del canal (m/s);
- b : Ancho del canal [m];
- h : Tirante de agua [m];
- n : Rugosidad;
- i : Pendiente [m/m];
- R : Radio Hidráulico [m];
- h_v: Pérdida de carga por velocidad [m]

Determinación de la carga superficial

Para los datos, de temperatura 10°C, retención del 90% y diámetro de 0.2mm, de la tabla correspondiente a cargas superficiales se tiene:

$$U_o = 1035 [(m^3/(m^2*día))] \text{ (Carga típica)}$$

Determinación de la carga superficial de diseño

$$U_{os} = \frac{U_o}{F_d}$$

Considerando un comportamiento hidráulico del desarenador “medio” la relación longitud/ancho entre 7 y 15:

$$F_d=1.8$$

Reemplazando valores:

$$U_{os}=575 [m^3/ (m^2*día)]$$

Cálculo del Área

$$A = \frac{Q_{dis}}{U_{os}}$$

Donde:

- A : Area [m²];
- Q_{dis} : Caudal de diseño [m³/día];
- C_s : Carga superficial [m³/(m² *día)]

Reemplazando valores:

$$A=1.202 [m^2]$$

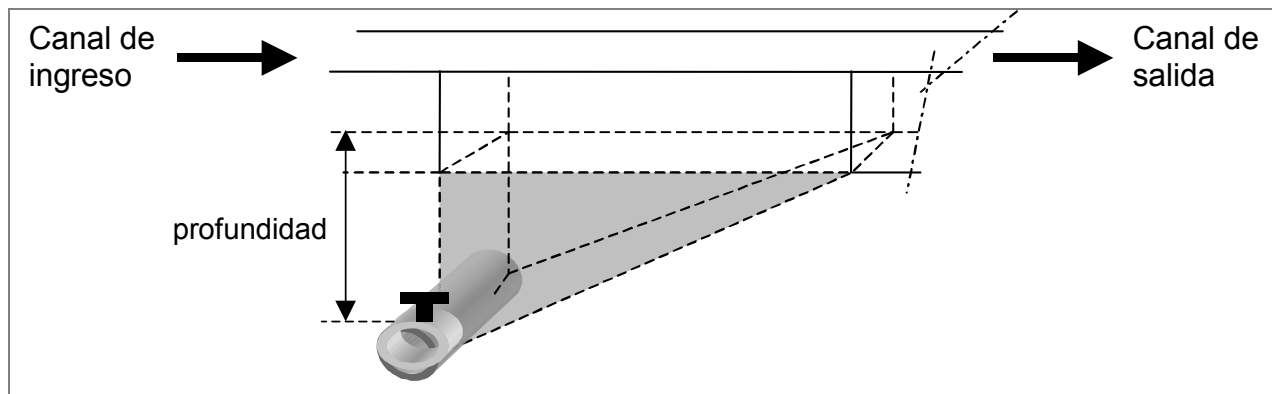


Figura 5.2 ESQUEMA DE DESARENADOR

Longitud desarenador: $L = A/b = 4 \text{ m}$

Cálculo del volumen de retención

$$V = Q_{\text{dis}} * t$$

$$= 691.2 \text{ m}^3$$

Donde:

V escurrido [m^3]; Q_{dis} Caudal de diseño [$\text{m}^3/\text{día}$];
 t : Tiempo de retención [días] = 15 días

El volumen de retención, será:

Se asume que el 50 % del material granular es por las calles de tierra existentes dentro de la zona de tendido de la red de alcantarillado sanitario, en la tabla de Volúmenes de Sólidos retenidos en desarenadores a utilizar en el diseño se indica que es 50 lt por cada 1000 m^3 , siendo el volumen retenido:

$$V = Q * 86400 * 50 * t / 1000$$

$$V = 518.4 \text{ [lt]}$$

Por lo tanto las dimensiones del volumen de retención, son las siguientes:

Profundidad al inicio del desarenador	(p)	0.864 [m]
Profundidad total al final del desarenador		0.00 [m]
Longitud: $L = v/(b*p)$		4.00 [m]

5.3 TRATAMIENTO PRIMARIO

En este tratamiento se separan o eliminan la mayoría de los sólidos suspendidos mediante procesos de físicos.

5.3.1 Tanques Sépticos.

- Volumen para la sedimentación de los sólidos
- Tiempo de retención

Se ha establecido que un tanque séptico, debe tener un volumen que permita la retención hidráulica para la separación de los sólidos y el almacenamiento

del lodo y espuma; la retención fluctúa de 12 a 24 horas., el volumen para el almacenamiento de los lodos depende de factores, como ser la temperatura y la frecuencia de remoción de los sólidos.

Para la determinación del tiempo de retención, se usa la siguiente formula:

Tiempo de retención t_h :

$$t_h = 1.5 - 0.3 + \log(P * q)$$

Fuente: TAG - B.M

Siendo:

- t_h : El tiempo de retención en días.
(El tiempo mínimo no debe ser menor a cuarto de día).
- P : La población servida.
- q : El flujo de aguas residuales en litros/ hab/día.

Por lo tanto el volumen V que permita la retención de sólidos, para su sedimentación, es:

$$V = P * q * t_h$$

5.3.1.1 Volumen para la digestión y almacenamiento

Este volumen está compuesto del volumen para la digestión V_d y el volumen de almacenamiento V_s :

Siendo: $V_d = 0.50 * T_d * P * VLF$

- Donde: T_d : El tiempo de digestión (50 días)
- VLF : Volumen de lodo fresco por persona día. (0.75 lt).
- P: Población (No de habitantes)

El volumen para almacenar el lodo digerido, entre una limpieza V_s

$$V_s = 0.25 * N_d * VLF * P$$

Siendo: N_d No de días entre limpias (días)

5.3.1.2 Volumen total

Volumen total de la cámara séptica, será la suma de los volúmenes anteriores, o sea:

$$V_t = V + V_d + V_s$$

$$V_t = V + \left(\frac{1}{2} * T_d * VLF + 0.25 * N_d * VLFN \right) * P$$

Siendo, V el volumen para la sedimentación establecido

Dimensiones:

El criterio establecido es, que si es un tanque rectangular la longitud debe ser el doble o el triple del ancho y la profundidad de 1.2 a 2.8 metros, por ser la mas conveniente.

Los planos tipo del **PL-SA-16-01** al **PL-SA-16-11** muestran los detalles de un tanque séptico.

5.3.1.3 Ejemplo de diseño de una cámara séptica

Datos:

P: Población servida	10 [habitantes]
q: Caudal de aguas residuales	90 [lt/(habitante*día)]
th: Tiempo de retención	$t_h = ?$
Nd: Tiempo en días entre limpias	365 [días]
r: Coeficiente de aporte	0.8

$$t_h = 1.5 - 0.3 * \log(P * q)$$

P [habitantes]	q*r [lt/(hab*d)]	t_h (días)
10	$90 * 0.8 = 72$	0,642

Volumen para la sedimentación V [m/s]:

$$V = P * q * t_h$$

$$V = 462.24 \text{ [lt]}$$

Volumen para la digestión V_d [m/s]

$$V_d = 0.5 * T_d * P * VLF$$

Siendo:

$$T_d = 50 \text{ [días]}$$

$$VLF = \text{Volumen Lodo Fresco persona día} = 0,75 \text{ [litros]}$$

$$V_d = 187.5 \text{ [litros]}$$

Volumen necesario para almacenar lodo digerido V_s [m/s]:

$$V_s = 0.25 * N_d * VLF * P$$

N_d : Número de días entre limpias del lodo. (365)

$$V_s = 684.38 \text{ [lts]}$$

Volumen total

En consecuencia el volumen neto de cámara séptica, será:

$$V + V_d + V_s = 1334.12 \text{ [lt]}$$

5.3.2 Sedimentadores primarios.

5.3.2.1 Aspectos Generales

El sedimentador es una unidad destinada a retener la mayor parte de las partículas presentes en el líquido residual, que solo han tenido pretratamiento de intercepción de sólidos a través de rejillas y desarenadores; la digestión de lodos se efectuara en unidades operativas separadas.

Los sistemas que traten caudales mayores a 500 m³/día, requerirán dos unidades como mínimo.

5.3.2.2 Diseño

El cuadro siguiente permite calcular la remoción total de los sólidos suspendidos en un sedimentador primario:

Tabla 5.7.

Sedimentador Primario	RT(%)
Tratamiento primario únicamente	85 a 90
Antes de lechos percoladores	70
Antes de barros activados	55

Cuando no se cuente con ensayos de de sedimentación- Fuente: Norma argentina para poblac menores a 30000 hab.

El área A de la planta de la zona de sedimentación resultara de aplicar las siguientes expresiones adoptándose el mayor valor:

$$A_1 = \frac{Q_{lmax} * F_v * F_T}{U_o(max)} (m^2)$$

$$A_2 = \frac{Q_{lmed} * F_v * F_T}{U_o(med)} (m^2)$$

Donde:

- U_o = Carga superficial hidráulica (m³/m²*d)
- F_v = Factor de corrección de influencia del vertedero
- F_T = Factor dependiente de la temperatura

VALORES DE VELOCIDAD DE ASENTAMIENTO O SEDIMENTACIÓN
Tabla 5.8

Uo medio (m ³ / m ² * d'a)		Uo máximo (m ³ / m ² * d'a)	
Rectangular	Circular	Rectangular	Circular
20	17	50	52

Fuente: Norma argentina para poblaciones menores a 30.000hab.

Para cargas superficiales medias

$Q_{II (máx)}$ = caudal máximo horario a 20 años.

F_v = factor de corrección por influencia del vertedero

Sus valores están en el siguiente cuadro:

Tipo rectangular.

Tabla 5.9.

Área A (m ²)	F_v
Igual o menor a 50	1.28
75	1.26
100	1.24
125	1.22
150	1.2

Fuente: Norma Argentina para poblaciones Menores a 30.000 hab.

Factor de corrección FT.

FT factor de corrección por influencia de la temperatura del líquido indicado en la siguiente Tabla.:

Tabla 5.10

T° C	FT	T° C	FT	T° C	FT	T° C	FT
5	1.566	9	1.389	13	.232	17	1.093
6	1.250	10	1.348	14	1.196	18	1.061
7	1.475	11	1.308	15	1.160	19	1.029
8	1.432	12	1.126	16	1.126	20	1.000

Fuente: Norma Argentina para poblaciones menores a 30.000 hab.

La longitud total de vertedero podrá estar constituida por vertedores triangulares o de un umbral rectangular.

Los tirantes mínimos que no tienen ensayo de sedimentación tienen las siguientes horas de permanencia:

VALORES DE PERMANENCIA Y TIRANTES LÍQUIDOS MÍNIMOS

Tabla 5.11

Sedimentador Primario	Permanencia [hr]	Limpieza de fondo	Tirante mínimo [m]
Tratamiento único	2.0 á 2.5 para $Q_{máx}$	Por pendiente Mecánica	1.5 á 2.0 2.0 á 3.0

Fuente: Norma Argentina para poblaciones menores a 30.000 hab.

En el aspecto práctico la Water Pollution Control, estima:

Que los periodos de retención deben estar entre 60 y 120 minutos con unos tres metros de profundidad, nunca menor a 2,2 m, habiéndose encontrado suficientes para remover de un 45 al 65 % con una remoción correspondiente de la DBO del 30 al 40 %, no justificándose periodos mayores. En sedimentadores secundarios unos 20 minutos de retención son usualmente adoptados muy satisfactoriamente.

La W.P.C, recomienda para determinadas profundidades las siguientes tasas de desbordamiento, aunque reconoce que factores como el carácter líquido cloacal, la proporción de sólidos sedimentables son los que finalmente señalan esos valores más racionalmente.

PERIODO DE RETENCIÓN EN HORAS - Tabla- 5.12

Tasa de Desbordamiento	Profundidad 2.10 m	Profundidad 2.44 m	Profundidad 3.05 m
24.500 lt/(día*m ²)	2,10 horas	2,40 horas	3.00 horas
32.600 lt/(día*m ²)	1,60 horas	1,80 horas	2,25 horas
40.800 lt/(día*m ²)	1,25 horas	1,40 horas	1.75 horas

FUENTE: RIVAS: MIJARES – VENEZUELA

Estas profundidades son netas, cuando no existe un mecanismo de recolección continua de lodos, en cuyo caso deben preverse embudos de recolección y una profundidad adicional, para permitir su aglomeración entre periodos de descarga. La velocidad horizontal puede variar entre unos 30 cm /minuto y 100 cm / minuto, siempre que no provoque la re suspensión del material separado.

5.3.2.3 Ejemplo de diseño

Método 1

1. DATOS: $Q_{max} = 20 \text{ l/s}$
2. DETERMINACIÓN DE F_v (factor de corrección por influencia del vertedero F_v)
Forma del sedimentador: tipo rectangular: Área < 50 Tabla 5.8
 $F_v = 1.28$
3. DETERMINACIÓN DE F_T (factor de corrección por influencia de la temperatura) para 20°C : $F_T = 1$.
- 4 CARGAS SUPERFICIALES HIDRÁULICAS DE DISEÑO Tabla N° 5.9 para tratamiento primario y planta rectangular)
 $U_0 = 50 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{día}$

5. CÁLCULO DEL ÁREA A:

$$A = \frac{Q \cdot F_v \cdot F_T}{U_0}$$

Siendo $Q_{max} = 20 \text{ l/s} = 1728 \text{ m}^3/\text{día}$, $U_0 = 50 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{día}$ (para sección rectangular)
 $A = 44.23 \text{ m}^2$

6 CÁLCULO DEL TIEMPO DE PERMANENCIA t t= 2 a 5 horas

Tirante mínimo de diseño $h = 1.50 \text{ a } 2.5 \text{ m}$ asumiéndose 3 m

$$t(\text{hs}) = \frac{V(\text{m}^3)}{Q(\text{m}^3/\text{hr})} = \frac{183.271}{72} = 1.82 \text{ hs.}$$

Metodo 2 (Water Pollution Control)

1. DATOS

Carga superficial de Diseño: $U_0 = 24.5 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{día}$

2. Área A: $A = \frac{Q(\text{m}^3/\text{día})}{U_0} = 70.532 \text{ m}^2$

3 Volumen si H o prof. es 3m, se tiene:

$$V= 215. 12 \text{ m}^3$$

4 tiempo de retención: $t = V/Q = 215.12/1728$

$$t= 0.1244 \text{ dias}$$

$$t= 2.99 \text{ horas casi 3 horas}$$

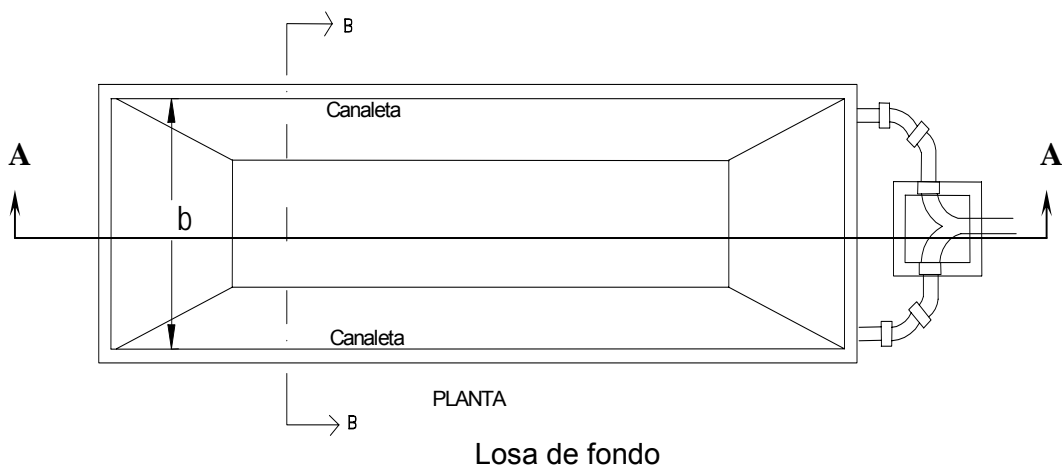
Se debe elegir el mayor.

5.3.3 Filtros Anaeróbicos de Flujo Ascendente

a) Definición.

El filtro biológico anaeróbico, es un reactor donde la materia orgánica es estabilizada, por la acción de microorganismos que quedan retenidos en la parte perimetral del material soporte, que constituye el lecho, a través del cual las aguas residuales escurren.

Al agua residual después del pre tratamiento y en ocasiones del tratamiento primario, se la hace atravesar un lecho circular o rectangular que contiene un medio de soporte (piedras o material sintético), donde se produce el proceso anaeróbico en contacto con la biopelícula que se ubica alrededor de los componentes del medio filtrante. En resumen es un filtro de piedra granular de 25 a 50 mm de diámetro ubicado en un tanque circular o rectangular por el que atraviesa el líquido de la parte de abajo a la superficie como líquido tratado. (Figura 5.3.)



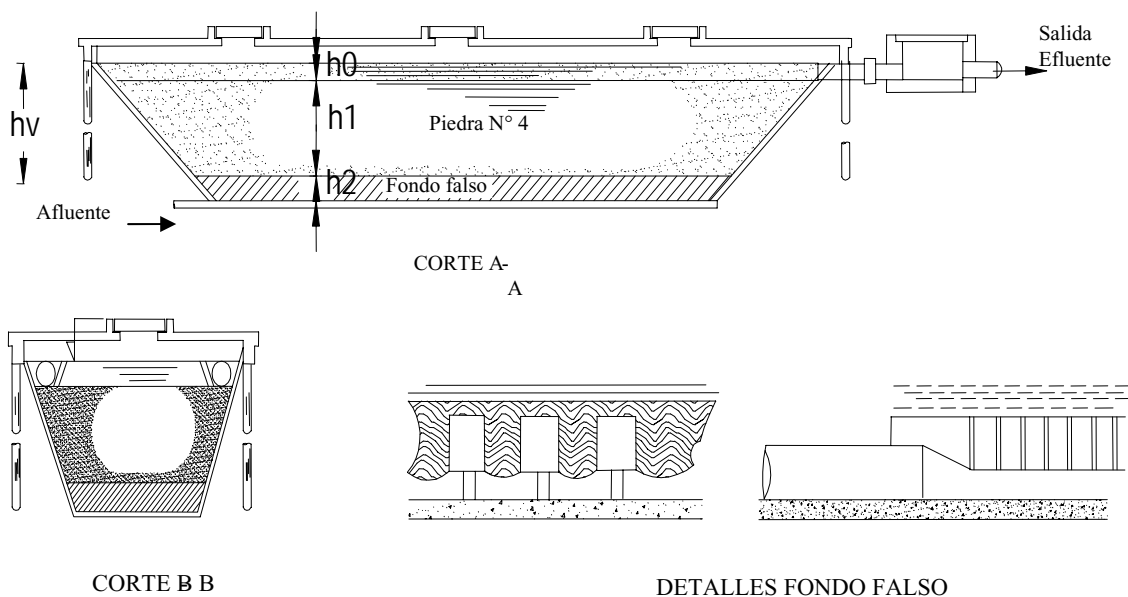


Figura 5.3. FILTRO ANAEROBICO DE FLUJO ASCENDENTE

b) Características técnicas.

La operación y mantenimiento de los filtros anaeróbios son muy simples y exigen apenas cuidados regulares, como la remoción de materiales flotantes, limpieza de los bordes de la unidad, remoción eventual de algas (si el filtro es descubierto) y las descargas regulares del lodo acumulado en el fondo falso. (Fig. 5.3. y PL- SA -20-01) y (PL-SA-20-02).

Este tipo de reactor produce cantidades pequeñas de lodo, lo que permite descargas del lodo en intervalos iguales o superiores a dos meses. Los lechos de secado convencionales pueden ser usados para recibir este material.

La lámina líquida sobre el lecho (0.30 m) en el caso de filtros no cubiertos generalmente prolifera gran cantidad de algas, que permiten la inyección de oxígeno disuelto que es deseable cuando el sistema funciona adecuadamente.

Young y Mac Carty en 196

6, verificaron que este tipo de reactor puede ofrecer una eficiencia DBO superior al 80 % para tiempos de retención relativamente pequeños (6 horas).

c) Diseño.

Parámetros de diseño.

Los criterios o parámetros utilizados para la elaboración de proyectos, son:

- La carga hidráulica en ($m^3 / m^2 \cdot día$).
- La carga orgánica del material pétreo a absorber ($Kg. DBO5 / m^3 día$).
- Tiempo retención hidráulica (días).
- La carga orgánica por habitante, se estima de 30 $[gr \cdot hab] / día$

- Además del tiempo de retención celular, la carga hidráulica expresada en (m^3/m^2 día) es uno de los parámetros más importantes, para no presentar la posibilidad de arrastre biológico hacia afuera del filtro que podrían provocar el desequilibrio del sistema.

Los resultados presentados por Young y Mac. Carty muestran que los filtros anaeróbios muestran mayor eficiencia de DBO cuando operan con altas cargas orgánicas y bajas cargas hidráulicas (tiempo de retención alto). Siendo esta masa de microorganismos responsable por la remoción de materia orgánica, la eficiencia presentada por el filtro se torna prácticamente independiente de la carga orgánica aplicada. El uso del filtro anaeróbico para efluentes de tanques sépticos se encuentra bastante difundido, por lo que existen varias instalaciones en funcionamiento.

Un sistema construido con lecho de piedra Chancada N° 4 (5 cm) con un espesor de apenas 75cm y tiempo de retención de 13 horas, dio una eficiencia del 80% en DBO y 75 % DQO. Las operaciones de descarga de lodo para la limpieza de fondo, son efectuadas en intervalos de dos o tres meses, siendo que el lodo es lanzado a un lecho de secado convencional.

Los parámetros más representativos encontrados en pruebas de laboratorio y piloto son los siguientes:

PARÁMETROS REPRESENTATIVOS PARA FILTROS ANAEROBIOS

Tabla- 5.13

FACTOR	TIPO DE LECHO (PIEDRA CHANCADA)	
	Baja carga	Media carga
Carga hidráulica	< 12° C	12° a 20° C
m^3/m^2 día	1.00 a 4.00	4.00 a 10.00
m^3/m^2 h	0.00 a 0.17	0.17 a 0.42
Carga orgánica		
Kg DBO5 / m^3 día	0.08 a 0.40	0.40 a 0.70
Profundidad de lecho	1.50 a 3.00	1.00 a 2.50

Los valores indicados fueron obtenidos del Manual de Depuración URALITA (Muñoz y Lehman) y Aguas Residuales en Pequeñas Comunidades (Ramón Collado).

La carga hidráulica es la que condiciona la velocidad del paso a través del material, por lo tanto corresponde al tiempo de retención, cuyo valor puede ser obtenido en forma compatible a los tanques sépticos teniendo en cuenta la porosidad del material. El valor del tiempo de retención es el factor del que depende en condiciones normales la eliminación de la DBO y el rendimiento del sistema. Por ello este es un parámetro fundamental para el control del funcionamiento.

La superficie específica descubierta por las películas bacterianas o superficies regadas por m^3 de lecho filtrante depende del tamaño y las características de los elementos utilizados en su construcción (piedras).

Dimensionamiento

Los siguientes parámetros son necesarios para el cálculo de un filtro de flujo ascendente:

1. Área del filtro de flujo ascendente.

Es la relación del caudal medio diario en m³/días, entre la carga hidráulica en m³/m² día de Tabla 5-13.

2. La carga orgánica total a tratar por día, será la carga unitaria por habitante por la población en kg. de DBO por día.
3. El volumen del filtro será la relación de la carga orgánica en kg. de BDO/día anterior entre los valores de aplicación volumétrica a la piedra chancada del filtro, en función de la temperatura como indica en el cuadro 5-13 en m³/día.
4. Relacionando el volumen con el área de aplicación, se tendrá la profundidad neta del filtro.

d) Ejemplo de cálculo de filtro anaeróbico de flujo ascendente.

Comunidad rural del valle de las siguientes características:

- Población P = 2000 habitantes
- Dotación de agua potable D = 100 l / hab día
- Coeficiente de retorno C = 0.7
- Flujo de aguas servidas D1 = 70 l/hab día
- Producción de carga orgánica
- CO = 35gr / hab – día x 2000 hab
- CO = 70000 gr/día = 70 kg DBO / día

Carga Orgánica

Los valores de carga orgánica en promedio varían de la siguiente manera según la región.

Valles 30 a 35 gr DBO / hab día

Si se tiene en forma previa un sedimentador (cámara séptica) desarenador y reja la eficiencia de reducción considerada será del 65 % en consecuencia la DBO remanente del filtro biológico será:

$$DBO = 0.35 \times 70 \text{ kg / día}$$

$$DBO = 24.5 \text{ kg / día (aplicable al FB)}$$

Cálculo del área del filtro

La carga hidráulica varía según los valores y los valores recomendables en función a la temperatura son:

$$\text{Valles (12 °C a 15°C)} \quad 6 \text{ m}^3 / \text{m}_2 \cdot \text{día}$$

La carga hidráulica recomendable para el presente caso es de 6 m³ / m² día.

$$Ch = Q/A$$

$$A = 140 \text{ m}^3 \text{ día} / 6 \text{ m}^3 / \text{m}_2 \text{ día} = 23.33 \text{ m}^2$$

Volumen de lecho de contacto (piedras)

Valor recomendable de aplicación:

Valles 0.50 kg DBO 5 / m³ día

La carga orgánica aplicable para el filtro biológico en el presente caso es de 0.5 kg DBO₅ / 3 día. El volumen de lecho de contacto será:

$$V = 24.5 \text{ kg DBO} / \text{día} / 0.5 \text{ kg DBO} / \text{m}^3 \text{ día} = 49 \text{ m}^3$$

Altura del filtro

$$H = 49 \text{ m}^3 / 23.33 \text{ m}^2 = 2.10 \text{ m}$$

Altura líquida para la estructura de salida

$$H1 = 0.40 \text{ m}$$

Altura de fondos falsos

$$H2 = 0.30 \text{ m}$$

Volumen total

$$Vt = 49 \text{ m}^3 + 0.70 \times 23.33 \text{ m}^3$$

$$Vt = 65.33$$

Volumen Líquido

Considerando el 40 % del volumen de las piedras

$$VI = 0.4 \times 49 + 0.7 \times 23.33 = 19.6 + 16.331 = 35.93 \text{ m}^3 \quad (36 \text{ m}^3)$$

Tiempo de retención

$$VI = Q \times tr$$

$$tr = VI / Q = 36 \text{ m}^3 / 140 \text{ m}^3 / \text{día} = 0.257 \text{ días} = 6.17 \text{ h}$$

Relaciones dimensionales

$$L/b = 2 \quad L = 2B \quad A = 2B \times B = 23.33 \text{ m}^2$$

$$B = 3.50 \text{ m} \quad L = 7.00 \text{ m}$$

Altura de piedras

$$Hp = 49 \text{ m}^3 / 23.33 \text{ m}^2 = 2.10 \text{ m}$$

Altura útil

$$Hu = 2.80 \text{ m}$$

Altura total

$$Ht = 3.10 \text{ m (Incluye fondo falso)}$$

5.3.4 Tanque Imhoff.

a) Definición.

El tanque Imhoff es una variante de la fosa séptica, la conforman, dos cámaras que condensan dos procesos primarios de tratamiento, el de sedimentación y de la digestión de los líquidos residuales domésticos; siendo una estructura hidráulica económica para el tratamiento primario de los líquidos residuales domésticos.

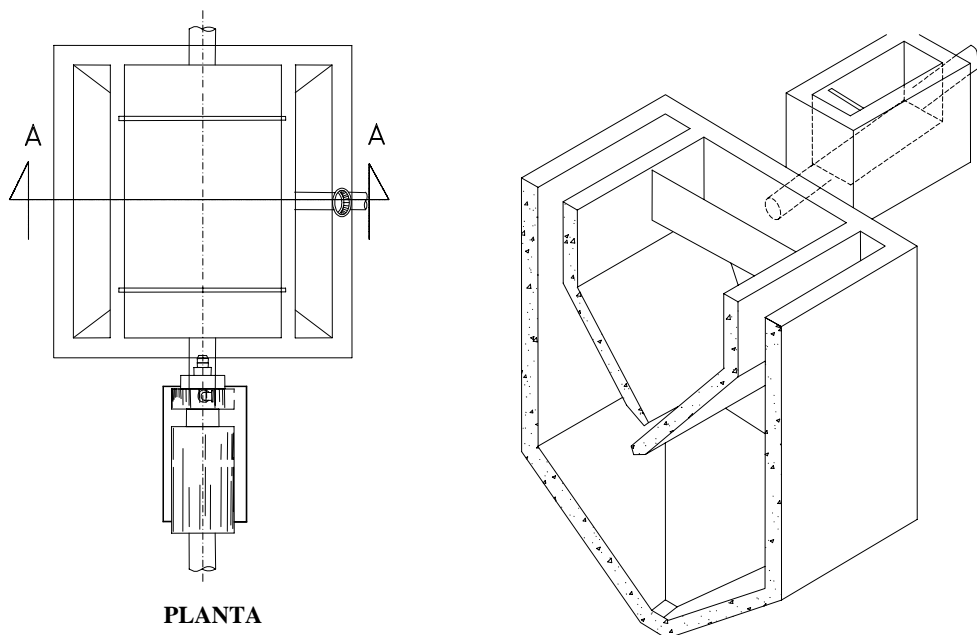
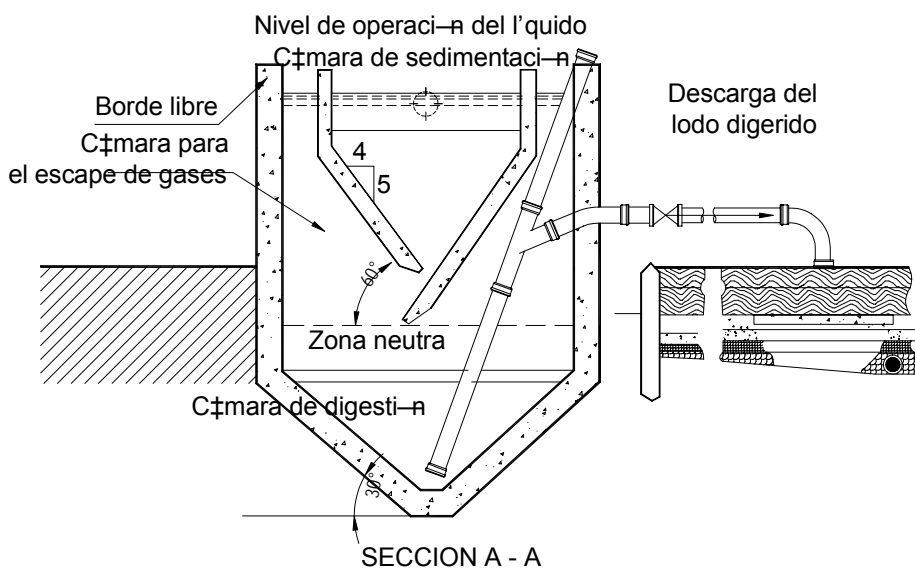
b) Características técnicas

El tanque Imhoff, consiste esencialmente de dos cámaras, una de sedimentación y la otra de digestión. La ventaja es que cubre básicamente las etapas esenciales del tratamiento primario. En zonas algo cálidas, es una

solución aceptable, donde se requiere la remoción de los sólidos sedimentables y porque puede efectuar una aceptable digestión de los lodos; a estas unidades se les debe proveer de espacios para el secamiento de lodos, que se retiran periódicamente de la cámara de digestión. (Figura 5.4. – PL –SA- 18-01 a PL-SA-18-06).

Figura 5.4. TANQUE IMHOFF

Es importante mencionar, que esta solución, requiere permanente atención en su operación y mantenimiento, en las cámaras de ventilación y acumulación de espumas y naturalmente, en lo que respecta a la remoción de los lodos digeridos



c) Diseño.

El tiempo de retención en la cámara de sedimentación para el gasto medio es aproximadamente dos horas. La cámara de sedimentación tiene paredes con inclinación de 60°. Siendo esta cámara bastante profunda. La tasa de aplicación superficial es de 15000 a 24000 lt/ (m²*día), en función de la temperatura media. La cámara de digestión debe tener un volumen que sea adecuado para el contenido de los sólidos sedimentables.

En general la capacidad de los digestores esta en función de la temperatura media de la zona, siendo de 35 á 35 litros por persona año, como líquidos residuales domésticos tipo, zonas templadas.

Como datos para el diseño, se requieren:

- La población P.
- EL caudal medio diario en lt/s.
- La DBO del líquido residual.
- Los sólidos suspendidos en mg/lt y el tiempo de retención adoptado.

Cámara de sedimentación.

Con los datos indicados, primero se calcula el volumen de la cámara de sedimentación, o sea:

$$V_s = Tr * 3600 * Q$$

Siendo:

Vs: Volumen cámara de sedimentación en [lt].

Tr: El tiempo de retención [horas].

Q: El caudal del líquido residual en [lt/s].

Área de sedimentación.

Será:

$$A_s = \frac{Q[lt/d'a]}{T_s \left[\frac{lt}{d'a * m^2} \right]}$$

Siendo: Q, el caudal de las aguas residuales por día; Ts: Tasa de desbordamiento en [lt/m²* día].

La relación largo ancho puede ser 2.5 á 1.

En función de ello se determinan las dimensiones. El área de limpia o ventosas es el 20 % del área total.

En general se establece, el gasto medio del líquido residual en [lt/día].

Entre las cámaras de digestión y sedimentación, se debe mantener una zona neutra con una altura de 45 cm

El volumen de la cámara de sedimentación, igualmente se deduce considerando las paredes que tienen 60° de inclinación.

Las dimensiones de la cámara de digestión, se calculan teniendo en cuenta que las paredes son inclinadas 30°.

El ancho de la ranura de pase del sedimentador al digestor debe ser de 20 cm, y el traslape de la ranura para evitar que gases lleguen a la cámara de sedimentación, ser de 20 cm.

El diámetro del tubo de lodos debe ser 20 cm (8”), el plano tipo, muestra un tanque Imhoff. (Fig 5.2.5. y PL-SA-18-01)

Cámara de digestión.

Siendo el volumen de la cámara de digestión:

$$V_d = P * (\text{Contribución anual de sólidos [lt/hab]})$$

Profundidad final

Estableciéndose que la profundidad resultante de la unidad, será la suma de las siguientes alturas parciales:

1. Borde libre (puede ser 30 m).
2. Altura de la cámara de sedimentación.
3. Altura de la zona neutra.
4. Cámara de digestión (la suma de la altura del fondo piramidal más lo que resta en el cuerpo de cámara para completar el volumen calculado).

5.3.4.1 Ejemplo de diseño de un Tanque Imhoff

Datos

Temperatura:	T = 15 ° C
Población:	P = 5000 [habitantes]
Dotación de agua potable:	D = 100 [lt/(habitante*día)]
Coefficiente de aporte:	r = 0,8
Caudal residual	Q = (4.63 lt/s) = 400000 (lt/día)
Periodo de retención:	Tr = 2 [horas]
Lodos:	L = 30 [lt/hab] (valor anual asumido)
Tasa de aplicación superficial:	T _s = 15 [m ³ /(m ² *día)]

Sedimentador

$$V_s = \frac{Q * T_r}{24}$$

$$V_s = 33.33 \text{ (m}^3\text{)}$$

Área de sedimentación:

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

$$A_s = 26.66 \text{ m}^2$$

Dimensión cámara sedimentación: relación 3:1

$$L = (3 * A_s)^{\frac{1}{2}}$$

L=9m (largo)

$$B = L/3 = 3 \text{ m (ancho)}$$

Área de las ventosas

$$A_v = \left(\frac{0.2}{0.8} * A_s \right)$$

Donde:

A_v : Área ventosas [m²];

A_s : Área de sedimentación [m²]

Reemplazando valores:

$$A_v = 6.67 \text{ [m}^2\text{]}$$

El ancho de las ventosas serán de:

$$\frac{A_v}{2 * L} = 0.37 \text{ [m]}$$

Reemplazando valores:

Se adopta 0.60 (cms) por criterio constructivo.

Volumen digestor V_d :

$$V_d = P * L$$

$$V_d = 150 \text{ m}^3$$

En consecuencia si el fondo tiene dos pirámides invertidas con una inclinación del 30%, habrá que calcular el volumen de estas para tener la parte que corresponde a la parte recta de la cámara de digestión.

Entre este volumen indicado y el pie de los deflectores debe dejarse una altura de 0,47 m, para partir de el los mismos, con una inclinación de 60°. La suma de estas alturas da la altura del tanque.

5.3.4.2 Lechos de secado de lodos convencionales

Los lechos de secado convencionales se proyectaran de acuerdo a las siguientes pautas:

- Se utilizaran únicamente para lodos estabilizados
- Se diseñaran para obtener una reducción de la humedad del barro entre el 50 y 60 %. Los mecanismos de remoción a considerar serán de drenaje y evaporación, los cuales participaran en un 85 y 15 % respectivamente.
- Los lechos de secado convencionales serán estanques de poca profundidad, en donde el lodo se aplicara en capas hasta de 030 m de espesor (normalmente 0.25).

- El fondo drenante estará asentado en el suelo natural o revestido con una camada delgada de hormigón u otro material aislante.
- El manto comprendería las siguientes capas.
 - Una capa inferior de 0.30 m de grava o piedra partida donde se alojaran los tubos de drenaje.
 - Un lecho de arena con espesor de 0.20 m sobre el manto de piedras. El tamaño efectivo de la arena estará entre 0.3 a 0.75 mm y coeficiente de uniformidad no mayor a 4.
 - Protección del manto de arena mediante ladrillos acostados con juntas abiertas de 2 a 3 cm.
- La cañería drenante será de caños de hormigón simple de 100 mm de diámetro mínimo con una pendiente del 0.5% hacia la salida, con juntas sin cementar la separación máxima. entre líneas de cañería será de 3.5 m.
- El líquido drenado era recogido por un canal o cañería colectora, el cual funcionara por descarga libre.
- El ingreso del lodo será se hará con descarga libre y cañería de acceso y la distribución. dentro una velocidad no menor a 0.75 m/s.
- En el punto de descarga del lodo sobre el lecho de sacado, se preverá la colocación de losetas para evitar la erosión del lecho.
- La altura de las paredes del lecho de secado sobre la camada de ladrillos deberá estar entre 0.5 y 1.0 m.
- Para el diseño se considerara que el llenado se complete en tres días por lo tanto el volumen de cada playa deberá diseñarse para la producción estimada en ese lapso.
- Cada unidad tendrá las siguientes dimensiones, las que se compatibilizaran a fin de no tener una distancia superior a 10 m Para el transporte manual de lodo seco en su interior:
 - Ancho entre 3 y 6 m
 - Longitud no mayor a 30 m
 - Relación largo ancho no mayor a 5.
- Cuando se dimensione la superficie de las playas de secado con el criterio de carga másica superficial ($\text{kg SS/m}^2 \cdot \text{año}$), se considerara para cada ciclo de secado, una carga admisible de sólidos en suspensión totales de 15 kg SS/m^2 de área de playa. Teniendo en cuenta una masa de sólidos suspendidos totales a secar en un año (kg SS/año), y el número de ciclos o retiros de lodo seco por año se calculara el volumen de lodo agregado por ciclo. Luego, conociendo la carga superficial

aplicable por ciclo, se determinaran la superficie total del secado y el numero de unidades requeridas.

- La superficie de las playas de secado podrán calcularse sobre la base del criterio del área necesaria por hab. ($m^2/hab.$). En este caso se utilizaran los criterios establecidos en el siguiente cuadro:

Superficie por hab. (m^2)	Tipo de lodo a deshidratar
0.050	Lodo primario
0.065	Lecho percolador
0.1	Aireación prolongada

- Para lodos espesados los valores se multiplicaran por 0.5
- Para climas lluviosos superiores a 1500 mm de precipitación. Los valores deben multiplicarse por 1.2

5.4 TRATAMIENTO PRIMARIO AVANZADO

El tratamiento químico se suele considerar común un tratamiento intermedio, porque los resultados que se obtiene con el son mejores que los del tratamiento primario común, pero no tan buenos como los de un tratamiento secundario. La parte que corresponde al tratamiento primario, porque son procesos físicos y químicos muy distintos al proceso biológico que es la base del tratamiento secundario.

El tratamiento químico es uno de los más antiguos de tratamiento de las aguas negras y aunque en desuso se empleo en la década de los 30, a pesar de esto su uso se ha restringido a casos muy especiales, debido al progreso de los métodos del tratamiento secundario, a la supervisión que se requiere, al costo de los reactivos y las cantidades excesivas de lodos de los que se tiene que disponer. Tiene aun una aplicación en el tratamiento de desechos industriales que no son fácilmente atacables biológicamente.

Este tratamiento consiste en agregar uno o más reactivos a las aguas negras para producir un floculo, que es un compuesto químico insoluble que absorbe la materia coloidal, envolviendo a los sólidos suspendidos no sedimentable que se deposita rápidamente. Los reactivos que más se emplean son el sulfato de aluminio o alumbre, el sulfato ferroso con cal, el sulfato férrico y el cloruro férrico con o sin cal.

La planta de tratamiento químico tiene usualmente los siguientes dispositivos:

Dispositivos preliminares como Cribas y desarenadores

Alimentadores de reactivos

Unidades mezcladoras, tanques de floculación y tanques de sedimentación.

Mayores recursos para el tratamiento y disposición de lodos.

La eficiencia con el tratamiento químico, puede lograr una disminución hasta del 90% de los sólidos suspendidos y 70% en la DBO. Se adapta a operaciones intermitentes para aminorar la contaminación durante las épocas de escaso flujo. También sirve para el tratamiento de aguas negras, que contengan altas concentraciones de desechos industriales que podrían inhibir la actividad biológica e interferir los procesos de tratamiento secundario. Sus costos son elevados, por la

necesidad de personal capacitado, productos químicos y por la mayor cantidad de lodos que hay que tratar y disponer.

En el presente caso por tratarse de poblaciones menores a los 10000 hab. Se estima no ser necesario su desarrollo por la complejidad del mismo en su implementación, operación y mantenimiento.

5.5 TRATAMIENTOS SECUNDARIOS

5.5.1 Reactores Anaeróbios de Flujo Ascendente (RAFA).

a) Definición.

El digestor RAFA está constituido básicamente por un tanque, en cuya parte superior se instala un decantador (para separar los sólidos que se forman) y un deflector (para separar los gases producidos). El agua residual es introducida por el fondo y sale ya tratada por la parte superior. Básicamente, esta constituido por un sistema de distribución, un separador de gas (GLS) y las canaletas del efluente.

El tratamiento de aguas residuales, es realizado por una gran población de micro organismos anaeróbios y facultativos, que se concentran en el lodo y transforman la materia orgánica soluble e insoluble en sales minerales, nuevas bacterias y en biogás y además de biogás con un contenido del 80% de metano.

Este tipo de digestor puede ser utilizado para poblaciones de cualquier tamaño debido al pequeño volumen y área que ocupa. El sistema es indicado en situaciones donde no existen áreas disponibles o el costo de los mismos es elevado.

El proceso anaeróbico de flujo ascendente consiste básicamente de un tanque IMHOFF de flujo al revés, presentando las cámaras de decantación y digestión anaeróbica superpuestas. Existe un perfil de sólidos con gran concentración en la parte inferior (lecho de lodo). Su aplicación es favorable para poblaciones mayores a quinientos habitantes. (**Figura 5.5.**)

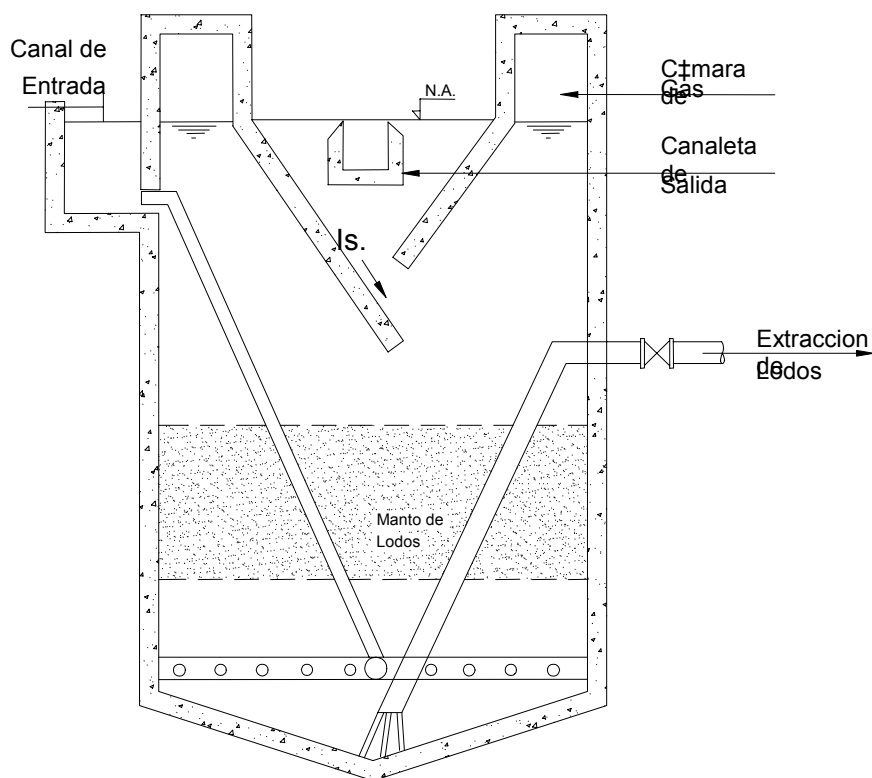


Figura 5.5. REACTOR ANAERÓBICO DE FLUJO ASCENDENTE

b) Características técnicas.

El proceso de fermentación es favorecido a 36° C, en la faja mesofílica que aumenta el rendimiento del proceso. El proceso anaeróbico queda prácticamente paralizado por debajo de los 10° C, por lo que los digestores son más eficientes en los climas tropicales.

Las principales condiciones favorables que se dan en estos reactores son:

- El sistema no exige ningún equipamiento mecánico o eléctrico, es suficiente que el agua residual a ser tratada, sea encaminada al tanque digestor.
- No ocurren problemas operacionales, consecuentemente, no son necesarios especialistas para operar digestor. Su operación es simple, similar a un tanque séptico
- El volumen del tanque y consecuentemente el área necesaria para la instalación, son extremadamente reducidos; por lo que los costos de instalación son pequeños.
- El tiempo necesario para el tratamiento de residuos en el RAFA es de 4 a 8 horas para un rango de temperaturas entre 35° a 12° C,
- La calidad del efluente tratado, es casi tan buena como en los procesos de aeración o lagunas.

- El proceso anaeróbico genera un importante sub producto, el biogás con concentraciones de metano del 80% y poder calorífico de 100 Kcal/(hab.*día). En un digestor de flujo ascendente el gas equivalente de 10 habitantes, es suficiente para atender las necesidades de cocción de un habitante.

c) Diseño.

Se asume que el agua residual es puramente domestica. Un reactor anaeróbico de flujo ascendente, para su buen funcionamiento, requiere de los siguientes elementos:

- Estructura de entrada para limitar el flujo a la planta del caudal máximo de diseño.
- By-Pass, para aislar la planta en caso de mantenimiento.

Parámetros de diseño.

▪ Volumen.

El volumen depende los siguientes factores:

- La carga de DBO diaria total máxima.
- La carga superficial líquida admisible.
- La temperatura mínima y media del agua residual.
- Las características del agua residual (La complejidad de los compuestos poluentes su bio degradabilidad, y la presencia de proteínas. .
- La carga volumétrica permisible.
- El nivel requerido de estabilización del lodo.
- Carga superficial líquida admisible.

Con relación al área de aplicación superficial húmeda en el sedimentador, para un RAFA puede estar establecida en 3 m/h ó (m³/m² h) promedio a lo largo del día. Temporalmente por unas pocas horas del día pueden ser toleradas velocidades superficiales hasta 6 m/h. en caso que el reactor contenga lodo granular.

Las altas velocidades superficiales pueden ocasionar el lavado de partículas de lodo granular de poca sedimentabilidad (más pequeñas).

El volumen del reactor es determinado por el tiempo de retención hidráulica o por la carga volumétrica admisible.

Para condiciones de temperaturas sub óptimas (mesofílicas y menores), generalmente la carga volumétrica orgánica admisible, es el factor limitante, sin embargo, un agua residual pre sedimentada es viable.

▪ **Carga orgánica (C.O).**

La carga orgánica aplicada es la concentración de materia orgánica sobre el tiempo de retención orgánica.

$$CO = \frac{\text{Concentración de materia orgánica}}{T_r}$$

La carga orgánica, es el parámetro más indicado para que se mida la velocidad con que ocurre la digestión anaeróbica.

En el cuadro siguiente se tiene una propuesta en cuanto a la capacidad de diseño de un reactor RAFA en función a la temperatura del líquido.

CARGA DE DISEÑO REACTORES (RAFA) - Tabla 5.14

T° C.	Carga de diseño Kg. DBO /m ³ -día
12° C.	1 – 3
15° C.	2 – 5
20° C.	5 – 10
30° C.	10 – 15
40° C.	15 – 25

Fuente: Lettinga y colaboradores.

▪ **Altura de lodo.**

La parte inferior del reactor RAFA ocupada por una biomasa puede alcanzar una alta concentración de sólidos (100 mg/l), donde queda retenida la materia orgánica suspendida y soluble la cual es fermentada y convertida básicamente en metano.

Velocidad de ascensión y carga hidráulica

Rodríguez sugiere una velocidad máxima de ascensión de 2.0 [m/h]. Igualmente la velocidad (carga superficial) entre las aperturas de los colectores de gas no debe exceder 2 a 3 m/h. para sistemas que operan con lodo fluido.

▪ **Tiempo de retención**

La velocidad con que el proceso ocurre es de importancia fundamental, pues de este depende el volumen de los reactores para tratar una determinada cantidad de residuo. El tiempo de retención es el parámetro que normalmente se utiliza para expresar la velocidad del proceso.

TIEMPO DE RETENCIÓN EN BIO DIGESTORES RAFA - Tabla 5.15

	TEMPERATURA DEL AGUA ° C	TIEMPO RETENCIÓN (h)	EFICIENCIA % DQO	FUENTE
Doméstico	13 – 15	17	55 – 85	Lettinga
	20 – 23	12	40 – 75	Lettinga
	23 – 26	8	40 – 70	Gomez
	> a 26	6	70 – 80	Rodríguez

Volumen de reactor = Q x Tr.

▪ **Eficiencia y temperatura.**

Lettinga y sus colaboradores afirman que el proceso es efectivo en temperaturas mayores a 12°C, los experimentos realizados entre 13 y 17°C, dan eficiencias del 65 a 85% en DBO y 55 a 70% en la reducción DQO con tiempo de retención de 14 a 17 horas y cargas hidráulicas de 2.0 m³/(m²* día).

Número de reactores.

Por razones de flexibilidad de operación, se recomienda construir dos unidades RAFA, por lo siguiente:

- El arranque de la planta será más fácil, ya que un módulo puede iniciarse con suficiente semilla. Este módulo proveerá semilla (lodo) a su vez para otro u otros módulos.
- El mantenimiento será más flexible, por que un reactor puede quedar fuera de operación, inclusive vacío.
- Por razones de efectividad de costos, la realización de un mayor número de unidades, se hará para volúmenes mayores a 500 m³.

Forma del reactor RAFA.

La forma básica de un reactor puede ser circular o rectangular. Los tanques circulares tienen obvias ventajas estructurales. Por razones técnicas la construcción de reactores circulares se considera para un tamaño máximo de 100 m³.

Con reactores de gran tamaño se tiene la dificultad por que el separador **GLS** y las canaletas (sedimentador) del efluente no proporcionan suficiente área para la zona del sedimentador; razón por la cual los RAFAS construidos en pares preferentemente serán rectangulares.

La profundidad de un reactor debe estar entre 4 a 4.5 m Con éstos valores, las velocidades ascendentes en el reactor serán apropiadas.

El área A superficial de reactor será:

$$A = \frac{\text{volumen}}{\text{profundidad}}$$

El largo (L) y el ancho (B) de un tanque rectangular depende la configuración del separador GLS (campana en el tanque). El ancho requerido por las campanas determina el ancho total de la planta.

Separador GLS.

El separador GLS o campana es la estructura clave en un RAFA.

Los criterios importantes para el diseño están determinados por la velocidad ascendente en la abertura, la carga superficial de compartimiento de sedimentación y el ángulo de los lados de la misma campana.

Ancho de la abertura. Aa

La máxima velocidad del flujo permitida en la abertura es de 4m/h. para el flujo promedio y 6m/h. para flujo máximo.

El área total mínima requerida para las aberturas es entonces:

$$A_a [m^2] = \frac{\text{caudal} [m^3 / h]}{\text{velocidad de flujo} [m/h]}$$

Siendo el ancho de la abertura:

$$W_a [m] = \frac{A}{\text{Long. abertura}}$$

Traslape vertical del deflector.

El traslape entre los deflectores y los lados de la campana debe ser como mínimo 0.1 m

Carga superficial en el sedimentador.

La máxima carga superficial hidráulica en compartimiento de sedimentación es de 0.8 m/h. para un caudal promedio, 1.5 m/h para caudal máximo.

El área mínima total de la superficie húmeda (S) de reactor será calculada como sigue:

$$S [m^2] = \frac{\text{caudal} [m^3 / h]}{\text{carga superficial} [m/h]}$$

Entonces el ancho de la superficie húmeda en el sedimentador será:

$$W_s [m] = \frac{S}{\text{longitud}}$$

Angulo de los lados de la campana.

El ángulo de los lados de la campana debe estar entre 45° y 60°.

Altura de la campana.

La altura (Hg) de la campana entre la abertura y la superficie del agua debe estar entre 1 y 1.5 m.

EL ancho de los lados debe calcularse con:

$$W_g = \frac{H_g}{\text{tg}\alpha}$$

Siendo α la inclinación de los deflectores.

Una campana puede ser construida abierta o cerrada. Las campanas abiertas solo se recomiendan para pequeñas plantas donde se produzca poco gas. Por razones de seguridad y olores es preferible recoger el gas para quemarlo o liberarlo por chimenea o utilizarlo si es en cantidad.

El diseño debe tener en cuenta para fines de mantenimiento, que el reactor debe ser accesible y que la inspección de las campanas debe ser posible. Por lo tanto debe incluirse tapas de inspección. (Figura 5.5. y PL-SA-21-01 al PL-SA-21-02).

d) DISEÑO DE UN RAFA

1) Parámetros

Comunidad rural de Santa Cruz (valles mesotérmicos)

Población 1.000 habitantes

Dotación de agua potable

Coficiente de retorno

Flujo de agua residual

D1 = 100 l/hab. día

C = 0.8

D2 = 80 l/hab. día

Dos digestores

Carga orgánica

Demanda de bio química de oxigeno

Demanda química de oxigeno

Relación de

Sólidos suspendidos

-DBO5 20 – 25 gr. DBO/hab. día

DBO5 = 250 mg./l

DQO = 500 mg/l

DQO/DBO5 = 2

3ml/l.

Caudal medio para una unidad

$$\begin{aligned} P \times D2 &= 1.000 \text{ hab.} \times 80 \text{ l/hab. día} \\ Q &= 80.000 \text{ l/día} = 80.0 \text{ m}^3 / \text{día} \\ Q &= 0.926 \text{ l/s} = 3.33 \text{ m}^3 / \text{h} \end{aligned}$$

Carga orgánica = 20gm/hab. día x 1000hab. = 20Kg DBO/ día

2) Cálculos

Contribución del lodo fresco

$$L = 3\text{ml/l} \times 80 \text{ l/hab. día} = 0.24 \text{ ml/hab. día}$$

La temperatura del agua puede alcanzar el promedio en 20° C.,

Reactor anaerobio (digestor)

Carga orgánica máxima aplicada	= 5 Kg DQO /m ³ *día (tabla 5.14)
Carga hidráulica máxima	= 8 m ³ /m ² .día (Volumétrica)
Tiempo de retención	= 12 horas (Tabla 5.15)
Altura mínima de lodo	= 1.5 m
Velocidad ascensional máxima	= 1.0 m/hora
Velocidad ascensional de diseño	= 0.25 m/hora
Número de orificios en la parte inferior	= 1 Unidad por 2 a 6 m ²

Decantador interno

Tiempo de retención máxima	= 1 hora
Taza de aplicación superficial	= 20 m ³ /m ³ día
Caudal específico en el vertedero	= 0.3 a 0.5 l/s–m

Producción de bio gas

Peso específico de bio gas (Pe del bio gas) = 1 Kg/m³

En general

$$\begin{aligned} \text{Pe CH}_4 &= 0.7 \text{ Kg/m}^3 \\ \text{CH}_4 &= 70 \% \end{aligned}$$

Reactor anaerobio

$$\begin{aligned} \text{Producción} &= 200 \text{ l bio gas /Kg DQO aplicado} \\ V &= 200 \text{ l. bio gas} \times 40 \text{ Kg DQO/día} = 8000 \text{ l.} = 8.0 \text{ m}^3. \end{aligned}$$

3) Dimensionamiento

Reactor Anaerobio

Volumen

$$\begin{aligned} V &= Q \text{ tr} = 80 \text{ m}^3 / \text{día} \times 12 \text{ horas} = 40 \text{ m}^3 \\ V &= 40.0 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - \text{ Área} &= \frac{Q}{V - \text{asc.}} = \frac{3.33 \text{ m}^3 / \text{h}}{0.25 \text{ m} / \text{h}} = 13.32 \text{ m}^2 \\ - \text{ Altura H} &= \frac{40 \text{ m}^3}{13.32 \text{ m}^3} = 3.0 \text{ m} \\ \text{H} &= 3.0 \text{ m} \end{aligned}$$

- Numero de difusores

$$\frac{A}{\text{luni / por.m}^2} = 13 \text{ unidades}$$

Verificación

Carga orgánica volumétrica

$$40 \text{ gr. DQO/hab. día} \times 1000 \text{ hab.} = 40 \text{ Kg. DQO/día}$$

$$\text{C.O.} = 40 \text{ Kg. DQO/día} / 40 \text{ m}^3 = 1.0 \text{ Kg. DQO/m}^3\text{-día} < 5$$

Carga hidráulica

$$\frac{Q}{V} = \frac{80 \text{ m}^3 / \text{día}}{40 \text{ m}^3} = 2 \text{ m}^3/\text{m}^3\text{-día}$$

Dimensiones del Reactor

$$\begin{aligned} L/B &= 2 & L &= 2B \\ 2B^2 &= 13.33 \text{ m}^2 \\ B &= 2.60 \text{ m} & L &= 5.20 \text{ m} \end{aligned}$$

4) Decantador interno

$$\begin{aligned} A &= Q/\text{tasa} = 80 \text{ m}^3/\text{día} / 20 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{-día} \\ A &= 4.0 \text{ m}^2 \\ W_s &= 4.0 \text{ m}^2 / 5.20 \text{ m} = 0.77 \\ W_s &= 1.0 \text{ m (adoptado)} \end{aligned}$$

Ancho de la abertura

$$\begin{aligned} A &= Q \text{ m}^2/\text{h} / \text{velocidad de flujo} \\ A &= 3.33 \text{ m}^3/\text{h} / 4 \text{ m/h} = 0.83 \text{ m}^2 \\ W_a &= A/\text{Longitud} = 0.83 \text{ m}^2 / 5.20 \text{ m} = 0.16 \text{ m} \end{aligned}$$

Traslape vertical del deflector = 0.10 m

Altura de la campana (Hs)

La altura de la campana entre la abertura y la superficie de agua debe ser de 1.0 m a 1.5 m; adopto 1.0 m

$$1/2 W_g = 1.00 / T_g 50g = 1.0 / 1.19 = 0.85 \text{ m}$$

$$W_g = 1.70 \text{ m}$$

5.5.2 Lagunas de Estabilización Convencionales.

a) Definición.

Las lagunas de estabilización son depósitos de aguas servidas que permiten la generación de microorganismos aeróbicos y anaeróbicos, para efectuar la estabilización y desinfección de las aguas haciéndolas inocuas a la salud, por lo tanto utilizables para otras actividades.

Los sistemas de lagunas son simples de construir, confiables y fáciles de mantener, requieren poco equipo importado y facilitan la eliminación de los patógenos.

La única desventaja es que requieren grandes extensiones de terreno.

Existen tres tipos de lagunas: las anaeróbicas, las facultativas y las de maduración:

Las **Lagunas Anaeróbicas**, se diseñan para recibir altas cargas y no contener oxígeno disuelto, se desarrollan en condiciones anóxicas. Ellas sedimentan y descomponen la materia orgánica y se colocan primero, en la serie de los procesos de estabilización.

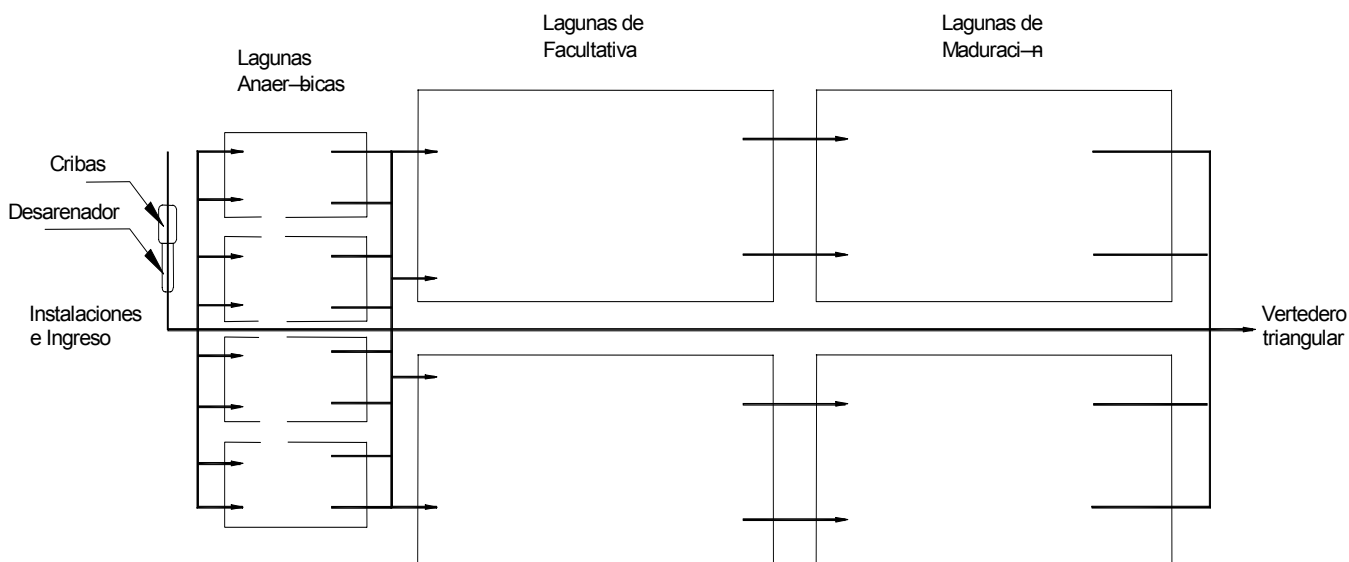
En ésta laguna tienen lugar dos procesos:

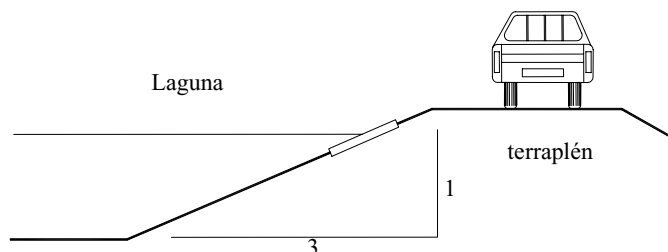
- Los sólidos de las aguas residuales se sedimentan en el fondo y forman una capa de lodo
- Las bacterias anaeróbicas descomponen la materia orgánica y producen gas, este proceso causa poca acumulación de lodo.

Las **lagunas facultativas** se usan para remover patógenos y la DBO. Estas lagunas, pueden ser las primeras del tratamiento o recibir los efluentes del tratamiento anaeróbico, los procesos que efectúa son:

- La digestión de los sólidos sedimentados o el fondo, los efectúa anaeróbicamente. ocurriendo en ella la reducción de la DBO, en un 30 %.
- En la capa superior estas lagunas contienen oxígeno, las algas crecen en esta por fotosíntesis y producen oxígeno proporcionando los nutrientes para las bacterias aeróbicas que estabilizan la materia orgánica.

Las **lagunas de maduración** se usan para mejorar el efluente de las lagunas facultativas, ellas son aeróbicas, porque tienen baja concentración de materia orgánica, pero alta cantidad de algas.





Sección transversal de un terraplén de laguna

Figura 5.6. - TREN DE LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN

b) Características técnicas.

Los métodos tradicionales de tratamiento consumen gran cantidad de energía y su manejo requiere de alta especialización para su operación y mantenimiento. Las lagunas por el contrario emplean la luz solar, y no requieren de equipos ni mano de obra especializada.

Las aguas residuales provenientes de la disposición de excretas con arrastre hidráulico, tienen que ser tratadas antes de su disposición final; pues contienen elementos que contaminan el medio ambiente. En resumen, el objetivo es remover la materia orgánica que causa contaminación y eliminar los organismos patógenos que son un peligro para la salud.

Las lagunas deben ubicarse alejadas de los núcleos urbanizados, siendo la distancia de 300 a 1000 m de acuerdo al grado de desarrollo.

La dirección de los vientos predominante debe coincidir con el sentido de flujo de la laguna en lo posible.

La configuración de la laguna dependerá de las condiciones topográficas. En las zonas poco irregulares la relación largo ancho debe ser de 3 a 6 y la altura libre de 0.5 m; si los vientos son de magnitud, se aplicará la siguiente formula para su cálculo:

$$H_v = 0.6 * F^{1/4}$$

Siendo H_v la altura de la ola; F la longitud a la que puede proyectarse la laguna en Km, siendo la altura total:

$$H_o = H_v + 0.2 \text{ m}$$

El ancho del coronamiento será mínimo de 1.5 m para permitir la circulación.

La inclinación de los taludes de los muros de las lagunas debe diseñarse de acuerdo a las condiciones del suelo utilizado, para conformar los diques. Para

evitar la erosión por el oleaje se debe proteger 0.5 m arriba y debajo del nivel con empedrados, geotextiles u otro material resistente.

Cuando existan infiltraciones de fondo se deben efectuar sistemas de impermeabilización.

El ingreso a las lagunas debe cumplir las siguientes condiciones: la descarga del efluente será mediante conductos sumergidos, en las lagunas primarias se debe prever la limpieza de los ingresos permanentemente, el flujo de la descarga debe estar dirigido hacia el fondo de la misma. Las descargas deben ser múltiples con una separación entre ellas máximo de 30 m El sistema de salida será para que no se formen zonas muertas en las lagunas o sea, el número de ingresos será igual al numero de salidas. Las cámaras colectoras de las lagunas deben ser de planta cuadrada, para que ingresen por los 4 lados. Existirá una salida de fondo para permitir el mantenimiento.

Se pondrá una pantalla en las tomas para evitar el ingreso de cuerpos flotantes.

Los conductos de vinculación entre lagunas serán sumergidos, lo mismo con la salida. Se deben colocar medidores del efluente y el afluente. Si se construyen by pases, deberán tener válvulas de bloqueo o compuertas. Se deben colocar protecciones para evitar el ingreso de animales o personas al sistema de lagunas.

Número de lagunas y tipo.

Si la capacidad debe ser repartida en más de dos lagunas, deben considerarse dispositivos para la equi repartición. Cada serie de lagunas mínimo debe tratar el incremento poblacional, para 5 años.

Se diseñarán lagunas facultativas solas o seguidas de lagunas maduración. La aplicación de lagunas anaeróbicas y aireadas debe justificarse.

5.5.2.1. Laguna anaeróbica.

- La superficie de cada laguna anaeróbica no debe ser superior de 5 [Has].
- La profundidad de la laguna debe ser mayor a 3 m, en todos los casos se debe establecer la ubicación de la napa freática.

El dispositivo de salida de la laguna debe evitar la salida de cuerpos flotantes

Diseño.

Se diseñan para recibir cargas orgánicas de 100 a 400 (gr/m³ /día), dependiendo del clima, siendo mayores si la temperatura es mayor; el tiempo de retención es de 2 días, la tasa de remoción de la DBO es alrededor del 60%, pudiendo alcanzar en condiciones tropicales al 80 %.

El diseño se basa en la carga volumétrica de DBO (C_v), que se determina con:

$$C_v = \frac{Q * L_i}{V}$$

Siendo:

- C_v : Carga volumétrica del afluente de DBO (gr /m³)/día.
- L_i : Concentración del afluente en DBO en mg /lt ó gr/m³.
- Q: Caudal afluente en m³/día
- V: Volumen de la laguna (m³).

Las lagunas tienen profundidades de 3 á 4 m, para acumular aproximadamente a 30 litros por persona año, ellas se limpian usualmente de cada 2 á 5 años. Se debe construir dos lagunas, para mejor operación y mantenimiento.

El volumen de la laguna se determina:

$$V = \frac{C_t}{C_v} * 1000$$

Siendo:

- C_t : La carga total de DBO en Kg./día;
- C_v : La carga volumétrica para lagunas anaerobias (250 gr /m³/d).

Si la profundidad está elegida, se determina el área de la laguna.
(PL-SA-19-01) al (PL-SA-19-06).

5.5.2.2. Lagunas Facultativas.

Para el diseño se debe considerar lo siguiente:

- La temperatura media del mes más frío.
- La superficie de cada laguna no debe ser superior a 15 has.
- La profundidad de las lagunas facultativas debe estar entre 1.5 a 2 m
- La profundidad de las siguientes lagunas de una serie debe ser igual o mayor a 1.2.m
- En las lagunas primarias * se deben diseñar con una profundidad adicional para acumular lodos de 0.1 á 0.15m de altura
(* Las lagunas primarias son las primeras lagunas de una serie, las secundarias son las siguientes.)

- La limpieza del lodo generalmente se efectúa de cada 10 a 15 años.
- Las lagunas no deben protegerse del viento, porque las beneficia efectuando la mezcla.

Diseño

Cuando el objetivo principal es reducir la carga orgánica del efluente expresada en DBO₅ se aplican los siguientes métodos:

- 1) Modelo Herman Gloyna, calcula el volumen V, basado en el tiempo de reacción y dependencia con la temperatura, considerando una eficiencia del 90%, o sea:

$$V = 0.035 * Q_a * S_a * e^{(35-T)}$$

Siendo:

- V : Volumen de la laguna en m³.
- Q_a: Caudal afluente m³/día.
- S_a : Concentración del afluente en mg/lt
- e.: 1.085 coeficiente.
- T : Temperatura media del líquido del mes más frío.

La eficiencia en promedio es del 90%, en la reducción de la DBO.

- 2) El Modelo de Marais y Shaw, en equilibrio continuo basado en la cinética de primer orden, determina la reducción de la DBO

última, $\frac{S_e}{S_a} = \frac{DBO_{\text{efluente}}}{DBO_{\text{afluente}}}$, o sea:

$$S_e = \frac{S_a}{(1 + KT * t)}$$

Siendo:

- Se: Concentración orgánica del efluente en mg/lt de BBO soluble.
- Sa: Concentración orgánica afluente en mg/lt de DBO ultima.
- t: V/Q periodo de retención.
- V: Volumen de la laguna. M3
- Q: Caudal afluente m³/día.
- KT: Ko*e^(T-35) = constante de degradación orgánica a la temperatura T del mes mas frío del año en días
- Ko: Constante de degradación para T = 20° C, siendo Ko =1.2/d1 para Gloyna, (valor que se determina generalmente en laboratorio).

- 3) El Modelo de Flujo disperso de Thirimurthi, determina la reducción de de la DBO₅ (Se/Sa), o sea:

$$Se/Sa = (4 * a * e^{1/(2d1)}) / ((1+a)^2 * e^{a/(2d1)} - (1-a)^2 * e^{-a/(2d1)})$$

Siendo:

Se/Sa: Relación de la Concentración del efluente y la del afluente en mg/lt de BBO

e.: Base de los log. Neperianos

L : long de la trayectoria de la partícula en el estanque (long. fondo laguna)

B : Ancho de la laguna

d1: Constante de dispersión o número de dispersión,

Siendo:

$$d1: L/B / (-0.26118 + 0.25392 * X + 1.01368 * X^2)$$

Sa: Concentración orgánica afluente en mg/lt de DBO ultima.

a.: Constante de diseño $= (1 + 4 * K_T * t * d1)^{0.5}$

KT: Constante de reacción biológica para la temperatura T del mes mas frío del año en ° C.: $K_T = K_0 * 1.044^{(T-20)}$

Siendo:

$$K_0 = t / (-14.77 + 4.64 * t)$$

- 4) Una fórmula usual comúnmente usada para conocer la carga superficial (DBOs) Cs, es: la que se usa a partir de la temperatura, siendo ella:

$$C_s = (20 * T - 120)$$

. [Kg / ha / d'a]

Fuente: M Mc Garry-OPS- CEPIS

Donde:

Cs: Carga superficial de DBO en kg /ha/día.

T: Temperatura ambiental del mes más frío.

Esta fórmula se derivó mediante correlación de cargas de DBO, en muchas lagunas que funcionan en el mundo.

El área A, se calcula, con:

$$A = 10 * L_i * \frac{Q}{C_s}$$

Siendo:

Li: La DBO del afluente

Q: El caudal del efluente en m3/día

La misión israelita dirigida por Juánico, en el cuadro final de este capítulo, sugiere parámetros de cálculo para las diferentes regiones de Bolivia, que se asemejan a la anterior.

En conclusión para el rendimiento de cualquier diseño se puede verificar con el método 3) de flujo disperso que permite la determinación del rendimiento de la laguna diseñada en función de la

relación largo ancho de la solución, lo que permite su ajuste para obtener la mejor solución.

Planos tipo del **(PL-SA-19-07)** al **(PL-SA-19-12)**.

5.5.2.3. Lagunas de maduración.

- El tiempo de retención mínimo debe ser de 2 días en cada laguna.
- La profundidad estará entre 1.0 a 1.5 m
- El área de cada laguna será igual o menor a 2 has.
- La determinación de la eficiencia de reducción de los coliformes se hará en todas las lagunas incluyendo la primaria.

Diseño.

La cantidad y el tamaño de las lagunas, dependen de la calidad bacteriana que se quiere en el efluente, el número de coliformes del efluente por 100 mg, puede estimarse con la ecuación:

$$N_e = \frac{N_a}{(1 + K_b * t)}$$

Siendo:

N_e : Número de coliformes del efluente.

N_a : Número de coliformes del afluente.

K_b : Tasa constante de primer orden para la remoción de bacterias.

t : Tiempo de retención.

T : Temperatura mínima mensual

Siendo K_b :

$$K_b = 2.6 * (1.19)^{(T-20)}$$

N_e es número de coliformes /100mg, que puede calcularse para el efluente de cada laguna. La concentración para una serie de lagunas, puede encontrarse, con:

$$N_e = \frac{N_a}{((1 + K_b * t_1) * (1 + K_b * t_2) * \dots * (1 + K_b * t_n))}$$

t_n , es el tiempo de retención de la laguna n.

Las lagunas tienen una profundidad de 1.0 a 1.5 y un tiempo de retención de 5 a 7 días por laguna, si se usan varias lagunas son más eficientes, que si se tiene menos lagunas con el mismo tiempo de retención. Planos tipo **(PL-SA-19-13)** al **(PL-SA-19-18)**.

El cuadro siguiente permite anotar los parámetros observados en diferentes lagunas y zonas del país:

TABLA 5.16

Zona.	Elevación [msnm]	Temperatura [°C]	Laguna Anaeróbica			Laguna facultativa			Laguna de maduración		
			Carga Orgánica [g/m ³ /día]	Profundidad [m]	Tr [días]	Carga Orgánica[kg /ha/día]	Profundidad [m]	Tr [días]	N° de lagunas	Profundidad [m]	Tr [días]
El Alto	4000	9	100	5	2.5	100	2	15	1 a 3	1.2	5
Oruro N. Potosí	4100	7	100	5	2.5	100	2	15	1 a 3	1.2	5
Potosí Sud	3600	5	No	No	No	100	2.5	18	2 a 4	1.2	5
Valles	2800	13	150	4 a 5	2.5	150	1.7	13	1 a 3	1.3	5
Valle Nor	2500	15	200	4 a 5	2.5	200	1.5	13	1 a 3	1.2	5
Valle Central Este	500	10	150	4a 5	2.5	150	1.5	13	1 a 3	1.2	5
Valle Sud	1200	10	150	4a 5	2.5	150	1.5	13	1 a 3	1.2	5
Nor Yungas	1000	19	200	4a 5	2.5	200	1.5	13	1 a 3	1.2	5
Sur Yungas	900	21	400	4a 5	1.5	250	1.5	11	1 a 3	1.2	5
Santa Cruz	400	20	400	4a 5	1.5	250	1.7	11	1 a 3	1.2	5
San José	300	21	400	4a 5	1.5	250	1.7	11	1 a 3	1.2	5
Pando	300	23	400	4a 5	1.5	250	1.7	11	1 a 3	1.2	5
Trinidad	250	25	400	4a 5	1.5	250	1.5	11	1 a 3	1.2	5

Fuente: Misión Israelita – Juánico – año 1992.

5.5.2.1.1 Ejemplo de diseño de un tren de lagunas .

4	Contenido supuesto de bacterias (CF/100ml)	1500000,00
5	Temperatura mínima T	15,00
6	Calidad deseada efluente (menos de CF/100ml)	100,00
7	Volumen de aguas residuales (m3) por día	431,97
8	Carga total de DBO Kg/día	152,46
	Laguna anaeróbica - rendimiento 60 %	
9	Carga orgánica de recepción gr/ m ² /d	150,00
10	Tiempo de retención	2,50
11	Volumen m3 (8)/(9)	1016,40
12	Profundidad m	4,00
13	Área (11)/(12)	254,10
14	Relación Largo ancho	2,00
15	Largo m	22,54
16	Ancho m	11,27

Laguna facultativa		
17	Carga por área (Kg/ha/d) $20 \cdot T - 120$	200,00
18	Área (m ²) $((8)/(17)) \cdot 0.4$ Por ser residual *	3049,20
19	Si la prof es 1,5 m el volumen será (m ²)	4573,80
20	Tiempo de retención (días) $(19)/(7)$	10,59
21	Relación Largo ancho	2,50
22	Long l (m) $((18) \cdot (27))^{(1/2)}$	87,31
23	Ancho	34,92
Laguna de maduración		
24	Tiempo de retención (días)	5,00
25	Prof media lagunas (m)	1,20
26	Kb de mortalidad de patógenos	1,09
27	No de lagunas de maduración	4,00
28	Calidad del efluente	185,92
29	Volumen de las lagunas m ³ $(24) \cdot (7)$	2159,85
30	Área media m ² $(29)/(25)$	1799,88
31	Relación Largo ancho	3,00
32	Largo (m)	73,48
33	Ancho	24,49

5.5.3 Lagunas de estabilización aeradas de mezcla completa.

a) Definición.

Las lagunas de aireación mecánica, se surten de oxígeno por medio de unidades mecánicas de aireación de superficie y por la transferencia de oxígeno de la interfase entre el agua y el aire. Del 10 al 20 % del requerimiento resulta de la transferencia de oxígeno a través de la superficie de la laguna. Las unidades de aireación mecánica pueden suministrar entre 1 y 1.8 kg de O₂ por Hp-hr. La geometría y tamaño de la laguna influyen en su eficiencia.

b) Características básicas:

- La profundidad debe estar entre 3 y 5 m.
- El tiempo de retención de una serie de lagunas debe estar entre 2 y 5 días.
- La densidad de potencia con aereadores mecánicos superficiales debe ser igual o mayor a 3 w/m³.
- Las ecuaciones básicas están dadas por Eckenfelder.
- La aireación mecánica, se mide con la fórmula:

$$N = \frac{N_o \cdot (C_{sw} - C)}{C_s} \cdot \alpha \cdot \theta^{(T-20)} \cdot F_a$$

Siendo:

- N : Cantidad de oxígeno suministrado por la aireación mecánica (O₂ por hora)
- No: Característica de la aeración de 1.8 á 2 KgO₂/(HP – hr) (potencia neta) o de 1.1 á 1.6 KgO₂/(HP – hr) si se incluyen las pérdidas eléctricas y mecánicas. Estos valores disminuyen al aumentar de la laguna.
- C_{sw}: Nivel de saturación de oxígeno en la laguna a cierta temperatura T [°C].
- C: Nivel de Oxígeno disuelto en la laguna [mg/l].
- C_s: Nivel de saturación del agua destilada a 20°C.
- α: Características de transferencia de oxígeno entre el agua residual y el agua.
- θ: Coeficiente de reacción de temperatura.
- T: Temperatura de la laguna en T°C.
- F_a: Factor de corrección de altitud en el caso de alturas mayores de 1200m

- Carga orgánica total Co:

$$Co = DBO5 * Q * 10^6$$

Siendo:

Co, carga orgánica en en kg DBO/día
 BDO5, la demanda de O en mg/l
 Q, el caudal en m³/día

- El Tiempo de retención R está determinado por la siguiente relación R:

$$R = E / (K1 (100 - E))$$

Siendo:

R, Retención (días)
 E, Eficiencia (en porcentaje)

K1, El coeficiente de remoción de primer orden, de acuerdo a la siguiente tabla:

T°C	K1
10	0.153
15	0.235
20	0.352
25	0.798
30	1.20

Tabla 5.19 Fuente E.F. Gloyna _USA

- El volumen V de la laguna: $V = R * Q$
- El área superficial As : $As = V / P$

Siendo: P, la profundidad que puede ser tres metros.

- Requerimiento de Oxígeno Ro

$$R_o = a'' \cdot DBO_5 \cdot C_o \cdot E$$

Siendo: a'', coeficiente que toma en cuenta las aireación natural en la laguna que es 0.7 a 0.8

- Capacidad del aereador mecánico No:

$$N_o \text{ esta entre } 1.8 \text{ a } 2 \text{ kg O}_2/\text{hp-H}$$

En consecuencia relacionando el requerimiento Ro de oxígeno entre la cantidad de oxígeno suministrado por el aereador No mecánico, se puede determinar la potencia de los aereadores en total, o sea:

$$\text{Potencia} = R_o/N$$

a. Ejemplo de diseño

DATOS

Caudal	= 7600 m ³ /dia
DBO	= 250 mg/lt
a''	= 0.7
α = 0.9	
E	= 50 (Rendimiento en porcentaje)
K1 p/ 20°	= 0.35
Capacidad aereador mecanico	= 1.59 Kg O ₂ / Hp * hr
Temperatura	= 15°

Solución:

- 1) Carga orgánica Co: $C_o = 250 \cdot 7.6 \cdot 10^6 \text{ l/d} = 1900 \text{ Kg/DBO/dia.}$
 - 2) Profundidad P: $P = \text{Se adopta } 3 \text{ metros}$
 - 3) Retención R: $R = 50/0.35 (100-50) = 2.86 \text{ días.}$
 - 4) Volumen del lago $V = 2.86 \cdot 7600 = 21700 \text{ m}^3$
 - 5) Área superficial $A_s = 0.713 \text{ ha}$
 - 6) Requerimiento de O₂ $R_o = 0.7 \cdot 1900 \cdot 0.5 = 665 \text{ kg O}_2/\text{dia} = 27.7 \text{ Kg/hr}$
 - 7) Aereacion mecánica $N = 1.59 \cdot ((10.2-1.5)/9.2) \cdot 0.9 \cdot 1.02^{(15-20)} = 1.23 \text{ kg/hp/hr.}$
- H Potencia necesaria = $27.7/1.23 = 22.52 \text{ hp}$

REF: Investigaciones de Recursos Hidráulicos de la Universidad de Texas. U.S.A. – Profesor Dr. E.F. Gloyna. y J. Aguirre –Investigador.

5.5.4 Lagunas de Estabilización en humedales

Los humedales son áreas o lagunas que se encuentran saturadas por aguas superficiales o subterráneas con una frecuencia y duración tales, que sean suficientes para mantener condiciones saturadas. Suelen tener aguas con

profundidades inferiores a 60 cm con plantas emergentes como espadañas, carrizos y juncos. La vegetación proporciona superficies para la formación de películas bacterianas, facilita la filtración y la adsorción de los constituyentes del agua residual, permite la transferencia de oxígeno a la columna de agua y controla el crecimiento de algas al limitar la penetración de luz solar.

Los humedales tienen tres funciones básicas que los hacen tener un atractivo potencial para el tratamiento de aguas residuales, son estas:

- Fijar físicamente los contaminantes en la superficie del suelo y la materia orgánica.
- Utilizar y transformar los elementos por intermedio de los microorganismos.
- Lograr niveles de tratamiento consistentes con un bajo consumo de energía y bajo mantenimiento

La conclusión principal del trabajo es que los humedales artificiales son una tecnología viable para la depuración de aguas residuales, especialmente si éstas son de origen urbano, y puede llegar a tener un gran futuro en países en vías de desarrollo que tengan climas tropicales o subtropicales, donde las condiciones económicas de estos proyectos (necesidades de terreno, relativamente menores costes de instalación, operación y mantenimiento), pueden ser determinantes a la hora de emprender o no la depuración de las aguas residuales, si a este punto adicionamos las condiciones climáticas que favorecerían los rendimientos, tendríamos una interesante posibilidad de solución.

Desgraciadamente este tema ha sido estudiado principalmente en países con climas bastante fríos, por lo cual es necesario realizar trabajos de investigación tendientes a adecuar los modelos de diseño a las condiciones locales y analizar sus comportamientos con los otros factores involucrados que junto con la temperatura pueden llegar a variar las eficiencias, como pueden ser las plantas autóctonas, los tipos de medios granulares, etc.

Además, el uso de humedales artificiales para el tratamiento de aguas residuales es de reciente desarrollo y no existe aun un consenso sobre el diseño óptimo del sistema y no se cuenta con suficiente información sobre el rendimiento a largo plazo.

CAPITULO 6 - DISEÑO DE OBRAS ESPECIALES PARA SISTEMAS DE ALCANTARILLADO SANITARIO.

6.1 PASOS DE QUEBRADA:

a) Definición.

Cuando se tiene que atravesar una quebrada conduciendo la tubería de alcantarillado por el aire, se considera factible su ejecución, mediante puentes rígidos utilizando cualquier tipo de tubería que tenga por cualidad su resistencia al intemperismo; los sifones invertidos podrían realizarse si cumplen con los requisitos hidráulicos que impidan su obstrucción y en caso necesario puentes colgantes de luz limitada por que ellos tienen que absorber los esfuerzos laterales determinados por el viento y también los efectos del intemperismo.

b) Características técnicas.

En el caso del uso de puentes colgantes ellos no son muy adecuados para este caso, más aún si sus luces son mayores a los treinta metros, por estar sometidas no solo al esfuerzo vertical por su peso sino también a laterales como el empuje del viento y acciones como el intemperismo que las hace poco aconsejables por la difícil operación y mantenimiento; debiendo los mismos en caso necesario contar con cables laterales de sujeción a ambos lados cada 10 m, para absorber estos esfuerzos que la hacen muy vulnerable en el paso de quebradas mediante puentes colgantes

6.1.1. SIFONES INVERTIDOS.

a) Definición.

Los sifones invertidos son conductos de agua que atraviesan depresiones topográficas, por presión hidráulica o sea a tubo lleno. Estas estructuras tienen aplicación para conducir aguas servidas debajo de los cursos de agua o depresiones o quebradas, para llevar las aguas a las plantas de tratamiento o para conectar redes de alcantarillado en poblaciones separadas por una depresión topográfica del terreno. **(Figura 6.1. y PL -SA -12-01).**

b) Características técnicas.

El uso de los sifones en la conducción de aguas servidas, es importante para evitar el cruce de los conductos mediante puentes acueductos, o estructuras colgantes; debiendo considerarse que es imprescindible que la velocidad del líquido por el conducto no sea menor a 0.6 m /s., para el arrastre de los sólidos contenidos en el agua residual; como los caudales son variables, no siempre podrá cumplirse con esta condición, por lo que habrá que pensar que estos líquidos deben ser regulados previamente para que se cumpla con la condición de la velocidad mínima, para evitar su obstrucción.

c) Diseño

El diseño de ésta estructura, en resumen consiste en el análisis de las pérdidas de carga hidráulica para el transporte del agua, desde el ingreso a la salida, mediante la aplicación de la ecuación de Bernoulli.

Para el diseño se requiere considerar lo siguiente:

Las características del canal de ingreso a la estructura o transición de entrada; las características hidráulicas del tubo cuadrado de ingreso a la tubería, las características hidráulicas de la tubería que atravesará la depresión, las de la transición de tubería redonda a cuadrada y la transición de cuadrada al canal de salida; con ello se podrá determinar las pérdidas de energía, para el diseño, las mismas que en resumen son:

- La pérdida por transición de ingreso del canal al tubo cuadrado, está constituida por la pérdida por fricción, que es el promedio de las fricciones del canal de ingreso y el tubo cuadrado de ingreso al tubo matriz por su longitud; más la pérdida por transición de entrada, que es la diferencia de las alturas de velocidad del canal de ingreso y la tubería matriz por $1 + K_1$, siendo K_1 para el ingreso de 0.1 ó 0.2, si la transición es muy fuerte.
- La pérdida por transición de ingreso del tubo cuadrado al tubo circular, constituida por: el promedio de las fricciones del tubo cuadrado y el circular por el largo de la transición (dos veces el diámetro).
- La pérdida por fricción en el tubo, es la fricción del tubo por metro, por su longitud.
- Las pérdidas por codos, que es el producto de 0.25 por la raíz cuadrada de la relación del ángulo central del codo entre 90° y todo por la altura de la velocidad del tubo.
- Pérdida por fricción en la transición del tubo circular al cuadrado que es el promedio de la fricción del tubo cuadrado y el tubo circular por su longitud.
- Pérdida por la transición de salida que es el promedio de las fricciones entre el canal de salida y el tubo cuadrado, mas $k_2 + 1$ por la diferencia de altura de velocidades del tubo cuadrado y el canal de salida, siendo $K_2 = 0.2$ ó 0.3 dependiendo de la brusquedad de la transición.

La suma de las pérdidas representa el desnivel entre las energías de entrada y salida. Se destaca, que a dicho desnivel se le incremente el 10%, por seguridad.

6.1.1.2 Ejemplo de sifón tipo para proyectos de saneamiento

a) Tuberías de ingreso y salida

Tubo de diámetro de 0.15 m para 15 [lt/s]
 Transición de entrada = 2 [m]

- Diseño canal rectangular (a)

Ancho canal = 0.15m

Q [m ³ /s]	Ancho0 [m]	h [m]	v [m/s]	.R _H [m]	n	I _a [m/m]	h _{va} [m]
0,015	0,150	0,120	0,83	0,046	0,013	0,007	0,0354

Siendo:

- Q: El caudal,
- h: Calado,
- v: Velocidad,

Rh: Radio Hidráulico,
 n: Rugosidad,
 I_s: Pendiente del canal a
 h_{va} : La altura de velocidad.

- Diseño abertura cuadrada de ingreso y salida

Qm ³ /s	vm/s	Lado (m)	R _H (L*1/4)	n	lb	h _{vb}
0,015	0,667	0,15	0,0375	0,013	0,006	0,0227

Siendo h_{vb}, la altura de velocidad de la abertura cuadrada

- Diseño sección circular (Tubería PVC)

Q m ³ /s	V m/s	φ (m]	R _H (d*1/4)	n	Ic	h _{vc}
0,015	0,849	0,15	0,0375	0,013	0,0097	0,0368

Siendo h_{vc} altura de velocidad, φ diámetro del tubo

- Pérdidas de Carga Sifón

Fricción transición de entrada, siendo L_t =2 m

$$I_t = L_t \frac{(I_a + I_b)}{2}$$

$$I_t = 0,01307$$

Pérdida por transición de entrada

$$1.2(h_{va} - h_{vb}) = 0,01531$$

Fricción transición cuadrada entrada

$$2 * \phi * \frac{(I_c + I_b)}{2} = 0,00235$$

Fricción en el tubo 1º tramo (L₁ = 42.43 m)

$$I_c * (L - 2\phi) = 0,40870$$

Primer codo 0,25*((45°/90) ^0.5)*h_{vc}

$$0.1768 * h_{vc} = 0,00650$$

Fricción en el tubo 2º tramo (L₂=40 m)

$$I_c * L_2 = 0,38804$$

Segundo codo

$$0.1768 * h_{vc} = 0.00650$$

Fricción en el tubo 3º tramo (L₃=40.5m)

$$I_c * (L_3 - 2d) = 0,3893$$

Pérdida transición de salida

$$1.3 * (h_{va} - h_{vb}) = 0,02026$$

Fricción en la transición de salida

$$L_t * \frac{(I_a + I_b)}{2} = 0,01307$$

Total pérdidas **1.2631**
Perdidas +10% **1.3894**

Punto	h_v	Elevación radier	Elevación h_v	Elevación radier con Seguridad
A	100,16	100,00	100,16	100,00
B	100,13	99,95	100,13	99,93
C		69,95		69,93
D		69,95		69,93
E	98,926	98,74	98,80	98,57
F	98,892	98,735	98,77	98,60
Total pérdidas	1,263		1,391	
Total + 10%	1,389			

Desnivel solera de entrada y salida = $100 - 98.60 = 1.40$

Siendo: Q: Caudal; h: calado; v: Velocidad; R_H : Radio Hidráulico; n: Rugosidad; I_a : Pendiente del canal rectangular; h_{va} : altura de velocidad del canal rectangular; I_b : Pendiente del tramo cuadrado; I_c : Pendiente del tubo; h_{vb} : Altura de velocidad del tubo cuadrado; h_{vc} : altura de velocidad de la sección circular; L_1 : Primer tramo del tubo; L_2 : Segundo tramo del tubo; L_3 : Tercer tramo del tubo; L_t : Longitud transición de entrada y salida; d: diámetro del tubo;

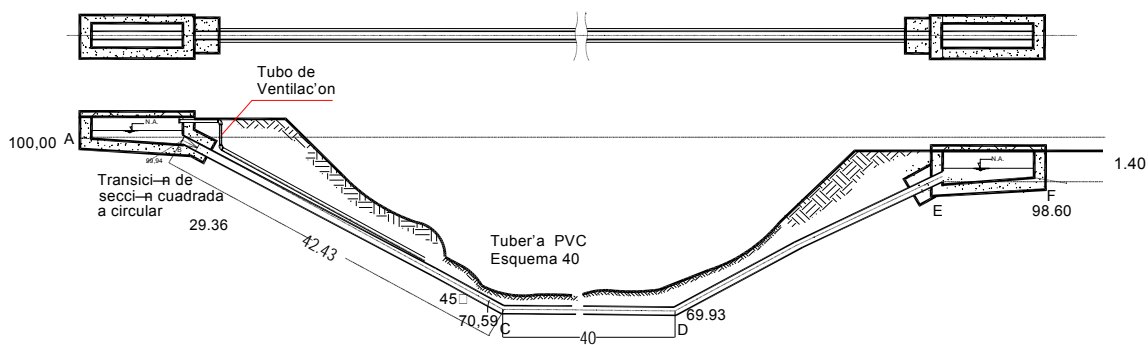


Figura 6.1 - SIFÓN INVERTIDO

6.1.2. PUENTES ACUEDUCTOS

6.2.1. Puentes Colgantes

El procedimiento de diseño, consta de los siguientes pasos:

El cálculo del peso w de las tuberías, blindajes, el agua y el peso propio por metro con la aplicación de un coeficiente de seguridad de 1.5.

En función de la luz L , o ancho de la quebrada, la carga, la flecha h y el peso w , con la aplicación de la fórmula siguiente, se calcula la tensión del cable H :

$$H = \frac{w * L^2}{8 * h}$$

Determinado el número de puntos de apoyo de los tubos en el cable o tramos, se calculan las longitudes correspondientes para los tensores verticales, con la siguiente ecuación y figura ilustrativa (FIG. 6.2)

$$y = \frac{4 * h}{L^2} * x^2 \quad \text{Ecuación de la siguiente parábola:}$$

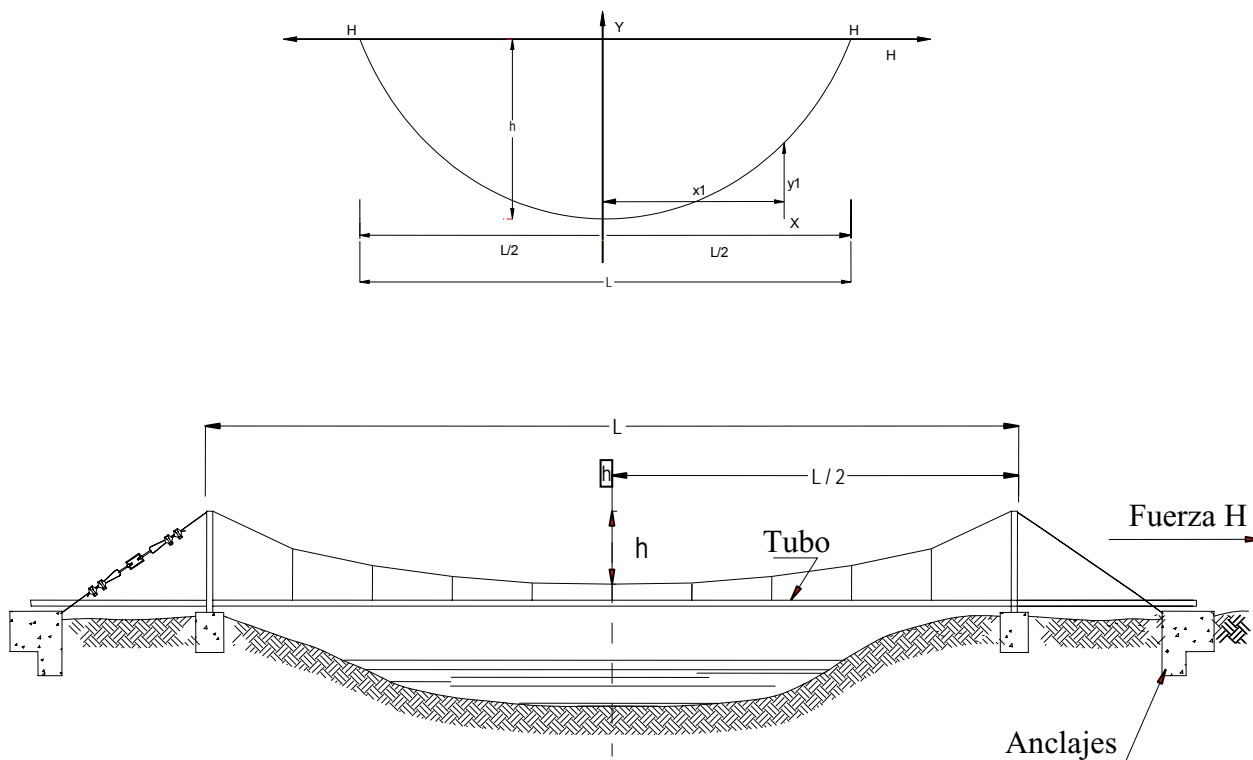


Figura 6.2. - PUENTE COLGANTE

Siendo: x, la distancia horizontal del eje al punto; y, la distancia vertical de la parte baja de la parábola al punto.

Se destaca que el punto central del cable estará unido al tubo.

6.1.2.1 Ejemplo de cálculo del tensor de un puente colgante de 30 m de luz:

Diseño de cables o tensores para pasos de quebrada (carga distribuida)

Aplicando las siguientes fórmulas:

$$H = \frac{(w * L^2)}{8 * h}$$

$$H_{m\ddot{a}x} = H * \left(1 + 16 * \left(\frac{h}{L} \right)^2 \right)^{\frac{1}{2}}$$

REF. Wilbur and Norris

Donde:

H: Tensi3n horizontal [Kg];
 H_{máx}: Tensi3n máx^{ima} [Kg];
 h: Flecha [m];
 L: Luz [m];
 w: Carga distribuida [Kg/m]

Los resultados que se presentan a continuaci3n y son para tubos de F.F. de 0,15 3 0,10m de diámetro:

L [m]	φ [m]	w [Kg/m]	P _{agua} [Kg]	C	P _t [Kg/m]	Flecha h [m]	H [Kg]	H _{máx} [Kg]	d* [Plg.]
30	0,15	30,00	17,78	1,50	71,66	4,00	2015.5	2284.4	5/8"

Donde:

d: Diámetro del cable [plg]
 φ: Diámetro del tubo [m]
 P: Peso del tubo [Kg/m]
 P_{agua}: Peso del agua [Kg/m]
 C: Coeficiente de seguridad
 P_t: P+P_{agua}: Peso total [Kg/m]

(* el diámetro del cable se obtiene del proveedor en funci3n de la Hmax)

6.1.3. Puentes Rígidos.

El puente rí^{gido} puede consistir en el dise^{ño} de vigas con celosías, o vigas de hormig3n armado apoyados en pilares, para sustentar fijamente la tubería que debe llevar el líquido en las mismas condiciones que las tuberías de alcantarillado, considerando el peso propio de la viga, del líquido y tubería, todo ello incrementado en un 50 % para el dise^{ño}.

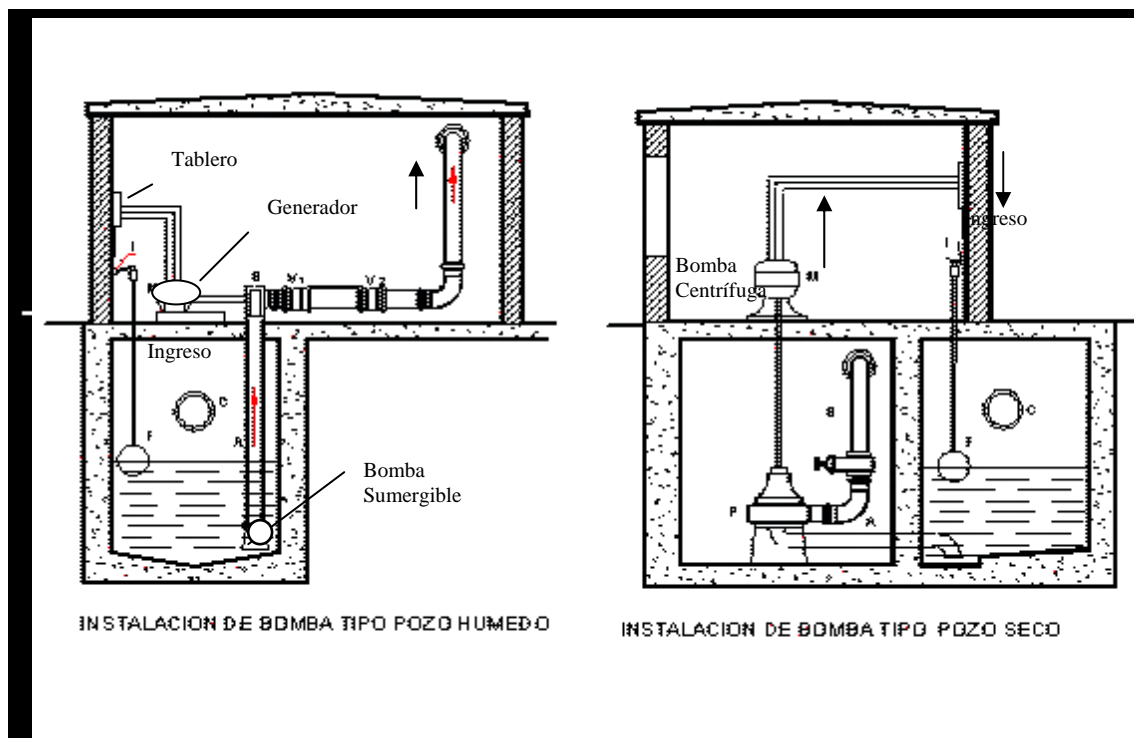
Para el dise^{ño} ademá^s se debe considerar las condiciones del escurrimiento de la quebrada, para las previsiones correspondientes y que el servicio sea permanente y seguro. (PL-SA-07-01) al (PL-SA-07-03).

6.2. ESTACIONES ELEVADORAS DE AGUA RESIDUAL.

a) Defini3n.

En los proyectos de alcantarillado, cuando el terreno es plano, por ser el escurrimiento por gravedad, es necesario por lo tanto elevar las aguas cuando las mismas han alcanzado profundidades. En consecuencia en el caso indicado, la consideraci3n de las estaciones de bombeo es imprescindible, por lo que tienen que ser construidas

con el cuidado necesario, para proporcionar un servicio seguro y eficiente como lo exige la importancia del sistema. (Figura 6.3). (PL-SA- 14-01 y PL-SA -14-02).



b) Características técnicas.

Como se indica en el Reglamento NB 688, los tipos de estaciones de bombeo están determinadas por el tipo de bomba, las mismas que son, centrífugas, eyectoras o neumáticas y de tornillo.

Los sistemas de elevación de aguas básicamente son: los de instalación de bombas hidráulicas centrífugas y las bombas neumáticas.

Las primeras por lo general emplean una bomba con eje vertical, situado por debajo del nivel de las aguas servidas, que permite la impulsión inmediata, por estar unida al motor mediante un eje vertical situado en la parte alta, casi superficial para no estar en contacto con los líquidos. El tipo de motor bomba conocido como sumergible, engloba a ambos (Motor y bomba) en una sola unidad estando sumergidas, la misma que está fijada a un eje guía para que pueda ser izada o colocada por medio de una cadena de suspensión.

Dentro del primer sistema existen dos tipos: los de pozo seco y los de pozo húmedo. Los de pozo seco tienen las bombas centrífugas en una cámara seca y con un tubo de succión conectado a un pozo húmedo inmediato en el que se recogen las aguas para elevarlas; cuando el nivel del agua llega a una altura necesaria para cebar la bomba, un interruptor eléctrico pone en marcha el motor. En el caso del pozo húmedo generalmente las bombas son sumergibles, y se sitúan en el fondo del pozo húmedo, del que parte la tubería de impulsión. Este sistema es más barato por no necesitar más cámaras. Los mecanismos de control de niveles son iguales en ambos casos. Se destaca que las bombas sumergibles actualmente cuentan con un sistema de auto limpieza al inicio del bombeo, lo que evita el uso de otros equipos como agitadores.

Las bombas neumáticas consisten en un tubo de aspiración que impulsa las aguas mediante aire comprimido que las eleva y conduce mediante el tubo de impulsión al punto hasta el que se las quiere elevar, estas bombas están implementadas con válvulas de retención para evitar el retorno de las aguas al pozo. Este sistema tiene la ventaja de que las aguas no se ponen en contacto con las partes móviles de la instalación.

Para las instalaciones pequeñas es más económico el sistema de bomba hidráulica.

Como se explica en el mismo reglamento, el diseño del cárcamo de bombeo se efectúa teniendo en cuenta que el tiempo de retención no pase de 30 minutos.

Las tuberías para elevar las aguas servidas, deben tener un diámetro mínimo de 4 " y la velocidad mínima ser de 0.6 m/s.

Cárcamo o pozo de Succión (PL-SA-14-01 y PL-SA-14-02).

Se ha establecido que el tiempo entre partidas de la bomba es 10 minutos, o sea 6 partidas por hora.

Para determinar el volumen del cárcamo se requieren los siguientes parámetros:

- Q_m : Caudal medio del afluente.
- $Q_{m\acute{a}x}$: Caudal máximo que se asume es igual que el caudal de bombeo
- Q_b : Caudal de bombeo que es igual que $Q_{m\acute{a}x}$, equivale a $2Q$.
- $Q_{m\acute{i}n}$: Se asume es $Q/2$ del caudal
- T : Tiempo del ciclo de bombeo, que es la suma del tiempo de bombeo mas el tiempo de llenado del cárcamo = 10 minutos
- V : Volumen del afluente en el tiempo T .
- V_c : Volumen del cárcamo de bombeo neto.

En consecuencia:

$$V = T * Q$$

El tiempo de bombeo, será:

$$T_b = \frac{V}{Q_b}$$

Por lo tanto, el volumen del cárcamo de bombeo, será:

$$V_c = V - (T_b * Q_{m\acute{i}n})$$

Donde:

V : Volumen recibido [m^3]; T_b : Tiempo de bombeo [s]; $Q_{m\acute{i}n}$: Caudal mínimo [m^3/s]
(Porque mientras se bombea, sigue ingresando el agua residual.)

Al volumen neto del cárcamo, se le debe agregar el volumen muerto que es donde se ubica el ingreso a la bomba.

Siendo:

$$T_b + T_a = \text{Tiempo del ciclo (T)}$$

El tiempo del ciclo T que es el tiempo entre partidas sucesivas de la bomba que es 6 por hora, o las establecidas por los fabricantes de las bombas.

6.2.1.1 Ejemplo de cálculo de un cárcamo de bombeo o estación elevadora

Datos:

Caudal medio	$Q_m = 10$ [lt/s]
Caudal máximo	$Q_{m\acute{a}x} = 20$ [lt/s]
Caudal mínimo	$Q_{m\acute{i}n} = 5$ [lt/s]

Caudal de bombeo:

$$Q_b = Q_{m\acute{a}x} = 2 * Q_m$$

$$Q_b = 20$$
 [lt/s]

T= Ciclo del bombeo = 10 minutos = 600 segundos.

En consecuencia:

El volumen recibido en litros, será:

$$V = Q_m * T$$

Donde:

$$V = 6000$$
 [lt]

El tiempo de bombeo, será:

$$T_b = V / Q_b$$

$$T_b = \frac{6000}{20} = 300 \text{seg.}$$

Volumen del cárcamo

$$V_c = V - (T_b * Q_{m\acute{i}n})$$

Donde:

V_c : Volumen del cárcamo; Volumen recibido [m^3]

T_b : Tiempo de bombeo [s]

$Q_{m\acute{i}n}$: Caudal mínimo [m^3/s]

$$V_c = 4.5$$
 [m^3]

Diámetro del cárcamo: 2.20 m

Área del cárcamo: 3.79 m^2

Altura efectiva cárcamo: 1.18 m \approx 1.20m

Debido a la importancia del tiempo del ciclo T, para el dimensionamiento es necesario consultar al fabricante sobre el número máximo de partidas, cualquiera sea la potencia del motor.

6.3. ENTIBADO DE ZANJAS.

a) Definición.

Es la operación que se realiza para impedir el revenimiento de materiales deleznable durante una excavación o ejecución de una obra, la misma que es retirada luego de la ejecución de la obra (tendido de tuberías, cementaciones, etc).

b) Características técnicas.

En el Reglamento Nacional NB-688 ("Reglamentos Técnicos de Diseño para Sistemas de Alcantarillado), se efectúa una descripción técnica de los elementos necesarios para el diseño de los entibados, teniendo en cuenta diferentes situaciones, referentes a la clase del material a excavar, tipos de material del entibado y recomendaciones complementarias. En consecuencia en el presente se incluyen sistemas de cálculo para el diseño de entibados de madera, siendo el procedimiento estructural el mismo que es aplicable a otros materiales de entibado.

c) Diseño.

Teniendo en cuenta que las zanjas para alcantarillado máximo llegan a 5 metros de profundidad y como se explican en los diagramas del reglamento, el material que esta en contacto con el terreno está constituido por parantes que son tablonces de una pulgada de espesor y generalmente de 8" de ancho, dimensión que puede ser otra. Los parantes citados se apoyan en vigas horizontales, las mismos que serán sostenidos por otras vigas, rollizos o puntales, que son apoyadas en el tablero opuesto. **(Figura 6.4. y. PL-SA-09-01 a PL-SA-09-08).**

Como se puede deducir los largueros (2"*4") de apoyo de los tablonces se ubican a diferentes profundidades, en función de la carga que tienen que soportar, por lo que el cálculo de las distancias entre ellos, es el primer paso a efectuar; que consiste en: la determinación de la presión de la tierra en función de la carga y el coeficiente de Rankine (función de la cohesión del suelo o coeficiente de fricción); la determinación del momento flector que genera dicha carga en la tabla y el momento resistente de la tabla. Para conocer las tensiones de trabajo se relaciona el momento flector, con el momento resistente, que le dará una tensión, que debe ser estar alrededor de 80 kg /cm², tensión que se conseguirá haciendo variar la distancia entre largueros, o sea por tanteo.

El siguiente paso consiste en la determinación de las longitudes de apoyo de los largueros; como se indicó anteriormente, dicha longitud es inversa a la profundidad y está en función de la carga a soportar. Las longitudes de apoyo se consiguen en forma similar a la anterior relacionando el momento flector que se genera en el larguero, con el momento resistente del mismo, variando la distancia de los apoyos hasta conseguir que la tensión sea la admisible o sea de mas o menos 80 kg/cm².

Los puntales de apoyo lo constituirán otras vigas o rollizos que se usen, naturalmente en función de la presión admisible que deben soportar.

6.3.1.1 Ejemplo de un cálculo de entibado:

El cálculo se efectúa aplicando a cada entibado la ecuación:

$$\text{Tensi\text{---}n} = \frac{\text{Momento flector}}{\text{M\text{---}dul\text{---}resistente}} ;$$

Siendo:

Momento flector:

$$M = \frac{P \times s^2}{10}$$

Donde:

P: Carga repartida

s: separación .entre largueros.

El módulo resistente:

$$W = \frac{a \times b^2}{6}$$

Donde:

a: Ancho

b: Alto de la tabla

En consecuencia en el siguiente cuadro se refleja este cálculo:

Densidad de terreno=1,60 [t/m³]

P: Presión [t/m]

“h” extrema: Profundidad de la parte baja de la faja [m]

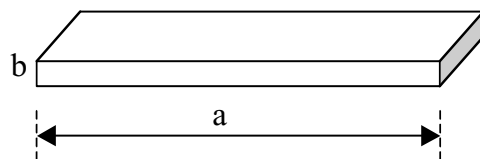
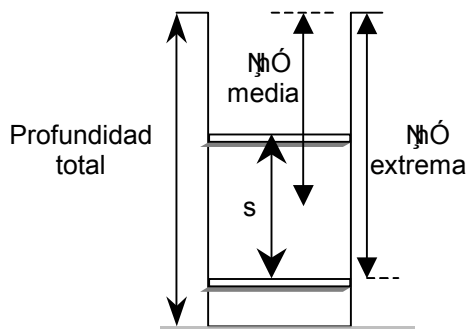
“h” media: Profundidad media faja

s: Separación entre largueros

a: Ancho de la tabla [m]

b: Alto o espesor de la tabla [m]

k: Coeficiente de Rankine.



Calculo de la separación de los largueros de apoyo de las tablas parantes de 1" de espesor

h extrema	h media	Carga rep tablas	s (distancia largueros)	Momento Flector	a. ancho	b.alto	Modulo Resistente	Tensión	Tensión
[m]	[m]	[t/m]	[m]	[t-m]	[m]	[m]	[m ³ .]	[kg/m ²]	[kg/cm ²]
4,50	4,14	1.325	0,72	0,069	1,00	0,0214	0,0001	899789	90.0
3,78	3,38	1.082	0,80	0,069	1,00	0,0214	0,0001	906923	90.7
2,98	2,55	0.814	0,87	0,0616	1,00	0,0214	0,0001	807607	80.8
2,11	1,60	0,512	1,02	0,0533	1,00	0,0214	0,0001	697901	69.8
1,09	0,37	0,117	1,45	0,0246	1,00	0,0214	0,0001	321739	32.2

Los apoyos o puntales, pueden ser listones de 3"x3" igual al ancho interno entre ataguías.

El detalle puede observarse en los Planos Tipo. (PL-SA-09-01 al PL-SA-09-08).

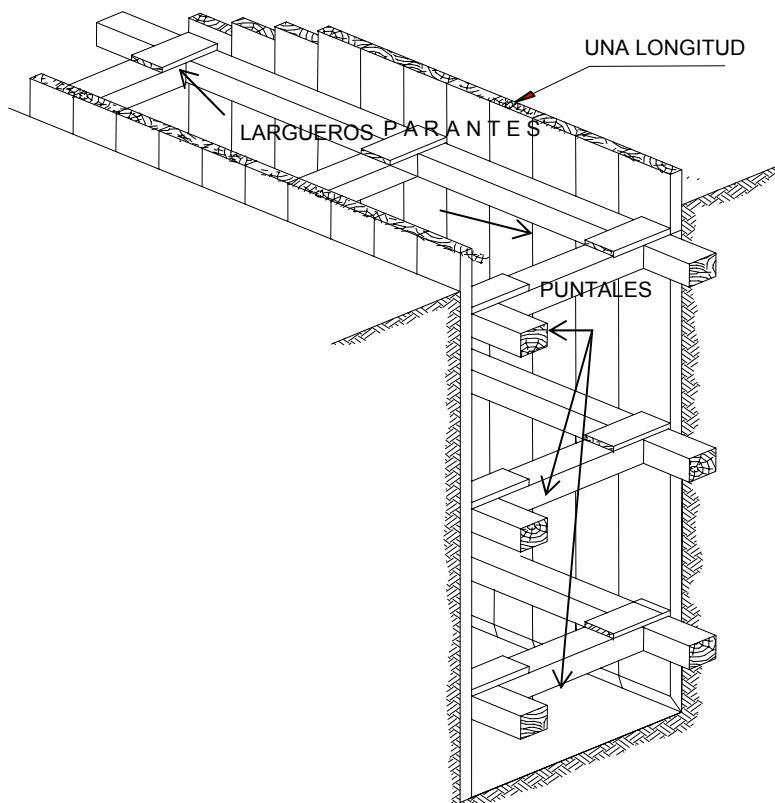


Figura 6.4. ENTIBADO DE ZANJA

6.4. OBRAS DE PROTECCIÓN PARA COLECTORES EN LADERAS DE FUERTE PENDIENTE.

a) Definición.

Conceptualmente se entiende, como la construcción de obras para evitar la deformación en el tendido de las tuberías de alcantarillado, que serán de acero o

hierro dúctil con uniones fuertes como las Dresser o Gibault, en caso de utilizarse tubos de plástico las uniones tendrán que ser reforzadas con abrazaderas y varillas de unión, para evitar su desacople porque sus conexiones son a presión; se desecharán las tuberías de cemento por la debilidad de sus uniones y el peso.

Estas obras se construyen especialmente en el tendido de tuberías que conforman un sifón, en otro caso no es posible porque las conducciones de alcantarillado tienen pendientes mínimas, y las aguas escurren en los conductos como canales y no utilizan uniones en ángulo porque en cada cambio de dirección se construye una cámara, para facilitar su mantenimiento. La solución ideal será que las tuberías sean de acero con uniones fijas y se apoyen en anclajes en los cambios de pendiente y apoyos deslizantes en los intermedios cada 20m si la longitud de los tubos es muy extensa.

b) Características técnicas.

Por tratarse de caudales relativamente reducidos que no pasarán de 15 lt/s, se pueden utilizar tuberías de PVC o poli propileno sanitario, siempre que se refuercen sus uniones con abrazaderas metálicas en los extremos de cada tubo para unirlos ambos mediante varillas, todas construidas con material resistente a la oxidación, como ser el bronce.

c) Diseño.

A continuación se describe un procedimiento para el cálculo de anclajes:

Para el diseño de los anclajes en fuertes pendientes, primero se tiene que establecer el ángulo externo formado por el eje de la tubería superior y la tubería inferior como se muestra en el ábaco adjunto Fig 6.5; luego conociendo el diámetro de la tubería; en el ábaco se determina el valor del empuje, que corresponde a una tensión de 1 Kg de presión por cm^2 ; si la misma se multiplica por la presión real, se obtendrá el empuje real sobre el anclaje que tiene que ser equilibrado por el bloque con área o superficie que sustente la presión real, que se la obtiene dividiendo la presión real sobre la fatiga admisible vertical del suelo. **(Figura 6.5.) (PL-SA-11-01).**

$$E_{\text{real}} = T * P_w$$

Siendo:

E_{real} : Empuje real

T: Empuje obtenido del ábaco

P_w : Presión real del agua en $[\text{kg}/\text{cm}^2]$

Conociendo la tensión de soporte del suelo, se determina el área A del bloque que transmitirá el empuje real al suelo, o sea:

$$A = \frac{E_{\text{real}}}{T_s}$$

Donde:

A: Área del bloque;

E_{real} : Presión real;

T_s : Tensión de soporte del suelo.

El procedimiento empleado es similar para determinar la tensión en los codos horizontales para el diseño de los bloques de soporte.

Los bloques deben soportar ese peso más el propio, y asentarse en el suelo con una superficie que la reparta con dicha tensión.

Ejemplo:

D = 800 mm

Curva = 90°

Pw = 4 Kg/cm²

Del nomograma
T=7,0 toneladas.,

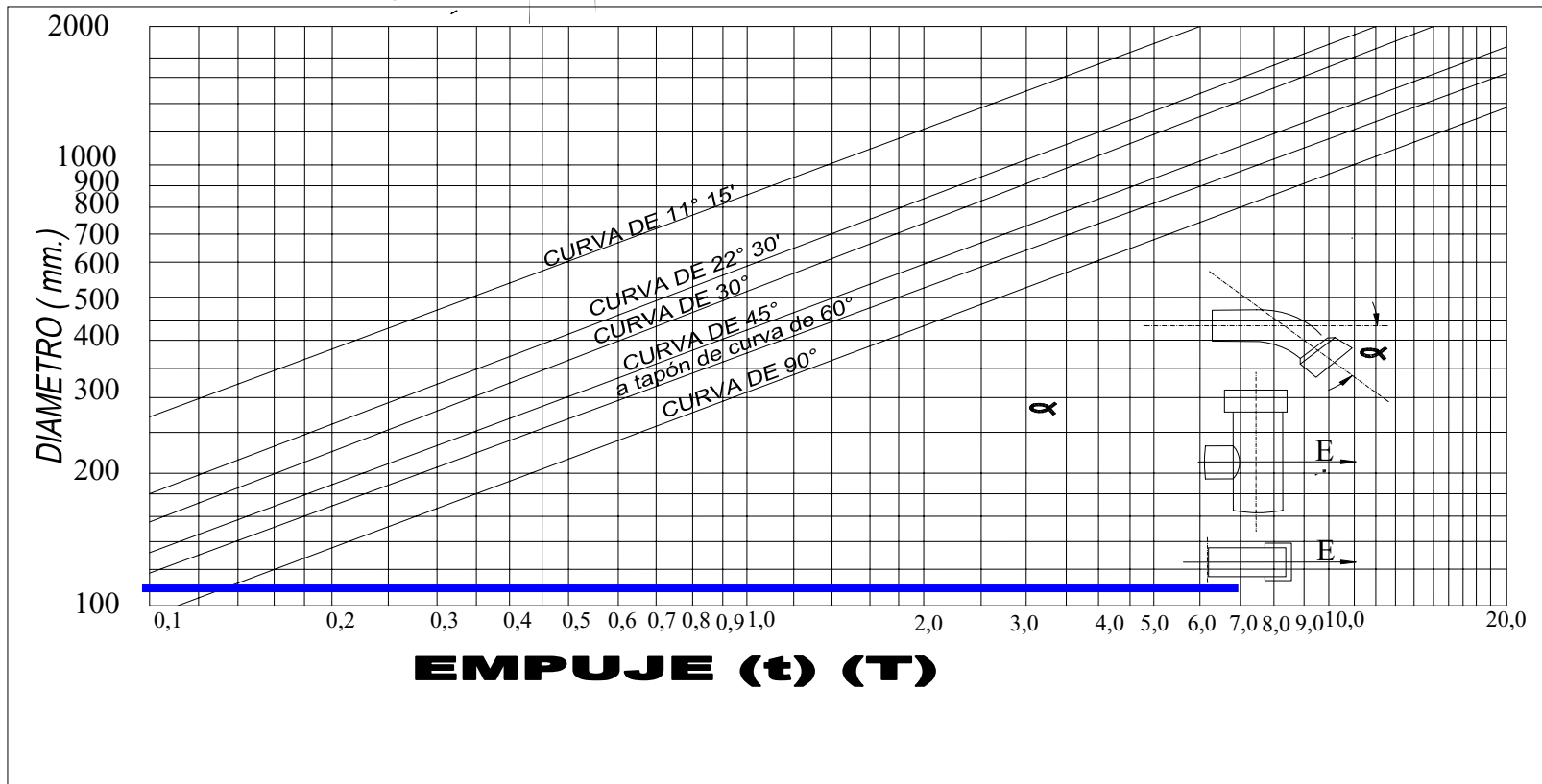
Resultado

Ereal: 7x4,0 = 28 t

Procedimiento:

Presión interna de 1 kg/cm²

Multiplicar el empuje "T" en ton. del Momograma por la presión "P" de trabajo del tubo



EN LADERAS DE FUERTE PENDIENTE

6.5. SEPARADORES DE CAUDAL.

a) Definición.

Los separadores de caudal en canales de aguas residuales, son estructuras que permiten la división proporcional de las aguas con algún propósito específico, por ejemplo, la distribución del agua en diferentes lagunas de estabilización. (PL- SA -13-01).

b) Características técnicas.

El sistema más sencillo para la división de las aguas residuales, consiste en disponer un tramo recto de canal revestido que se lo divide por medio de parantes ubicados al pie de una pequeña caída, para repartir el caudal en proporción a los anchos de cada separación; la división efectuada después de la velocidad crítica originada por la caída, permite la misma con la aproximación requerida para el número de usos que se pretende, para luego derivarlos como se ha planificado; el diagrama adjunto muestra como se divide el canal en las tres partes preestablecidas. (Figura 24) (PL-SA-13-01).

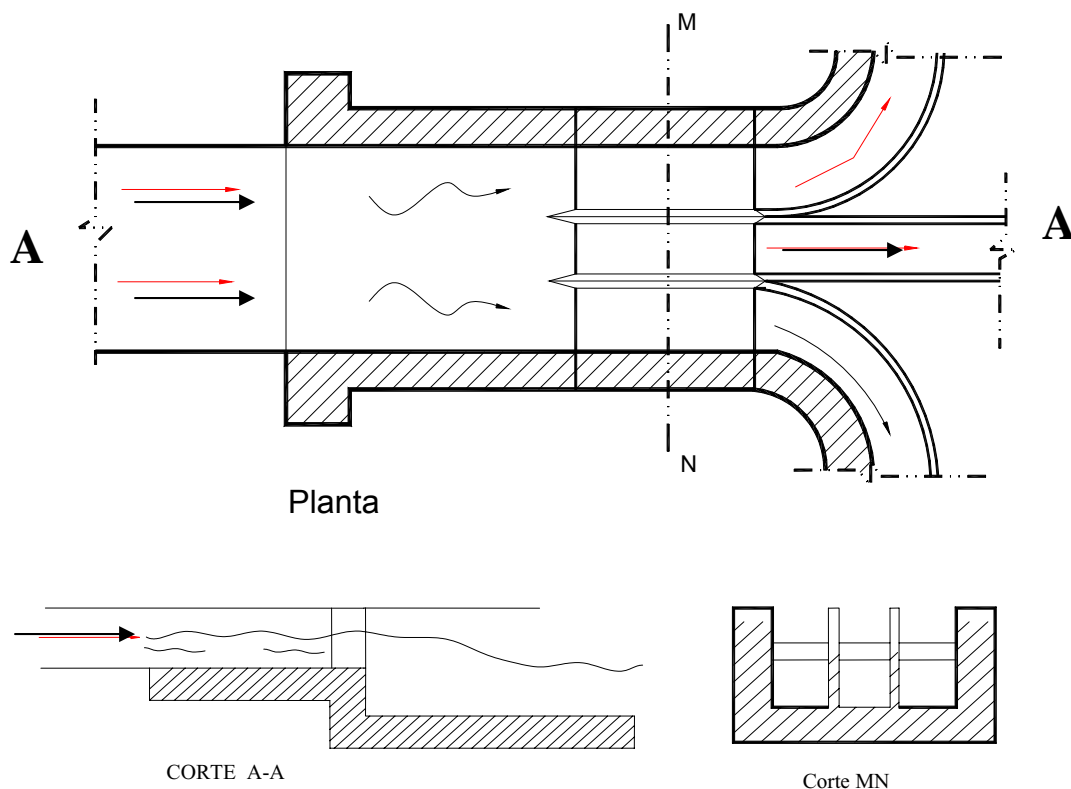


Figura 6.6. SEPARADORES DE CAUDAL

El diseño básicamente consiste en establecer las mismas condiciones hidráulicas de ingreso a las derivaciones, lo que se consigue con la caída que reparte el calado crítico que se genera.

6.6. MEDIDORES DE CAUDAL.

6.6.1. Canal Parshall.

En los “Reglamentos Técnicos de Diseño para Unidades de Tratamiento no Mecanizado para Sistemas de Agua Potable y Aguas Residuales” de DINASBA 1966, se analiza el sistema de medición de caudales antes de la entrada a un sistema de tratamiento, consistente en un canal Parshall. Para aclarar su manejo y conceptualmente el objetivo, a continuación se efectúa una descripción, y las dimensiones estandarizadas para su construcción y la aplicación de procedimientos prácticos para la lectura de los caudales medidos:

El flujo a través de un medidor Parshall tiene dos condiciones: a descarga libre y a descarga sumergida que es cuando el nivel aguas abajo del vertedero es elevado ocurriendo ello cuando el calado en el vertedero es menor al calado en el pie en un 60 % o más. Siendo el objetivo la medición de los caudales, las condiciones serán para flujo libre. (Figura 6.7.)(PL-SA-15 -01)

Selección del tamaño.

El medidor Parshall se construye para una gama de caudales, que consiste en las dimensiones indicadas en el cuadro para varios caudales, debiendo elegirse el que involucre a los caudales que se requieren, los canales obedecen a las dimensiones indicadas en la tabla 6.1.

DIMENSIONES TÍPICAS DE MEDIDORES TIPO PARSHALL EN CENTÍMETROS

Tabla 6.1.

W (pulg)	W (cm)	A	B	C	D	E	F	G	K	N
1	2.5	36.3	35.6	9.3	16.8	22.9	7.6	20.3	1.9	2.9
3	7.6	46.6	45.7	17.8	25.9	38.1	15.2	30.5	2.5	5.7
6	15.2	62.1	61.0	39.4	40.3	45.7	30.5	61	7.6	11.4
9	22.9	88.0	86.4	38	37.5	61	30.5	45.7	7.6	11.4

Ref : Acevedo Neto.

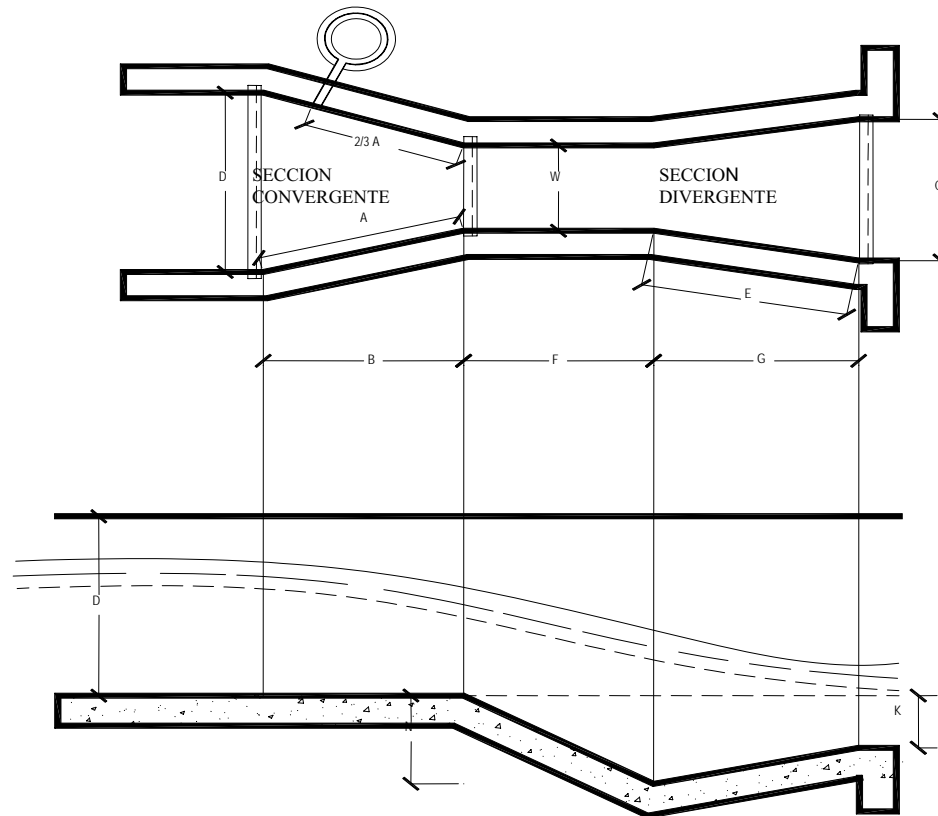


Figura 6.7. MEDIDOR PARSHALL

Con las características anteriores se puede medir caudal en el alcance de cada tanque de acuerdo a la siguiente formula:

$$Q = 2.2 * W * H^{\frac{3}{2}}$$

Siendo:

- Q: Caudal en [m³/s]
- W: Ancho de la garganta en [m]
- H: Carga en [m]

El siguiente cuadro muestra el alcance de cada medidor:

Tabla 6.2. LÍMITES DE APLICACIÓN ALGUNOS MEDIDORES PARSHALL

W	Ancho	Capacidad en lt/s	
Pulgadas	Centímetros	Mínima	Máxima
3	7.6	0.85	53.8
6	15.2	1.52	110.4
9	22.9	2.55	521.9

Fuente: Azebedo Neto

6.6.2. Vertedores Triangulares.

Los vertedores triangulares hacen posible mayores precisiones en la medición de caudales en canales. Estos vertedores generalmente son construidos en placas metálicas. En la práctica solamente son empleados los que tiene formas isósceles, siendo el más usual el de 90°. Para la determinación del caudal se utiliza la formula de Thompson, que es la siguiente: **(Figura 6.8.)**

$$Q = 1.4 * H^{\frac{3}{4}}$$

Siendo:

Q : Caudal medido

H: Calado o carga de agua sobre el vertedor en m

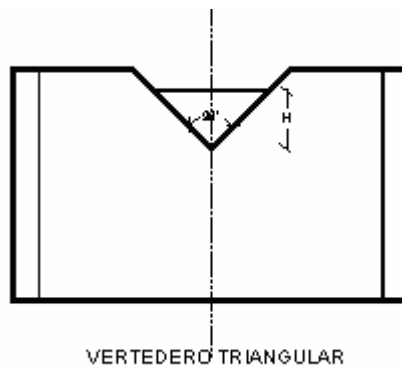


Figura 6.8. VERTEDOR TRIANGULAR

6 IMPACTO AMBIENTAL.

7.1 GENERALIDADES

Los proyectos de infraestructura social, entre ellos los de saneamiento, tienen por objeto dar satisfacción a las necesidades básicas de la población, y atienden por lo tanto al mejoramiento de la salud y calidad de vida en general. Sin embargo, la implementación de los servicios respectivos puede traer aparejada la aparición de impactos ambientales negativos. Estos pueden ser transitorios, como los originados durante la construcción por las molestias o accidentes que pueden afectar a la población, o permanentes entre los que pueden mencionarse los derivados del funcionamiento de estaciones elevadoras, plantas depuradoras, disposición de lodos, etc.

Los estudios alternativos desde el punto de vista ingenieril, deben ir acompañados por la aplicación de técnicas apropiadas para identificar y evaluar los impactos ambientales de las acciones que se originan en cada una de ellas, para poder contar con la fundamentación necesaria, previa a la decisión que se adopte, sobre cual será la parte del medio ambiente que reciba tales efectos con el menor perjuicio posible para el conjunto.

Al adoptar la decisión, el proyectista o equipo interdisciplinario de profesionales, determinará la necesidad de que el prestador del servicio custodie el medio ambiente, preservando un entorno seguro y saludable para las generaciones venideras.

7.2 OPORTUNIDAD DE REALIZACIÓN DEL ESTUDIO Y CONTENIDO.

Cada una de las alternativas estudiadas debe estar acompañada por un estudio de impacto ambiental, coadyuvando la toma de decisiones en la etapa del estudio preliminar, o en la del anteproyecto, si así correspondiera.

La memoria técnica a desarrollar contendrá un numeral denominado “Impacto Ambiental”, en el que se transcribirán, sucintamente, las consideraciones tomadas en cuenta sobre el tema durante el desarrollo de estudio, consignando el cumplimiento de los siguientes requisitos:

- Evaluación de la calidad ambiental existente.
- Identificación de los impactos ambientales que producirá el nuevo proyecto y evaluación de los mismos.
- Medidas adoptadas para la eliminación o mitigación de los impactos ambientales.
- Programas de monitoreo.
- Obras de complementación de saneamiento.
- Planilla resumen de conclusiones.

7.3 EVALUACIÓN DE LA CALIDAD AMBIENTAL EXISTENTE.

Deberá procederse a la identificación y ponderación de las variables o indicadores mas relevantes del medio ambiente, antes de la implantación del sistema de evaluación de excreta. Esta evaluación, permitirá definir la caracterización ambiental preexistente en la localidad, deberá incluir los indicadores de calidad del cuerpo receptor, de manera que permita el monitoreo de los mismos después de la ejecución de la obra, para apreciar los cambios que eventualmente se produzcan.

Como recurso metodológico, también debe evaluarse la calidad del medio ambiente en el futuro, en caso que no se concretara el sistema de saneamiento propuesto.

7.4 IDENTIFICACIÓN DE LOS IMPACTOS AMBIENTALES POTENCIALES Y EVALUACIÓN.

Además de las variables anteriores, el proyectista identificará otros indicadores o componentes ambientales y/o de salud, susceptibles de verse afectados por impactos derivados de la implantación del nuevo sistema de saneamiento, tanto en la etapa de construcción, como de operación.

Se deberán definir las características de impacto predecibles conforme a los siguientes criterios:

Naturaleza del impacto: Probabilidad de ocurrencia, ambiente afectado, extensión geográfica y duración.

Potencial de mitigación: Reversibilidad, capacidad institucional para corregir el impacto y recomendaciones.

7.5 MEDIDAS ADOPTADAS O POR ADOPTAR PARA LA ELIMINACIÓN O MITIGACIÓN DE LOS IMPACTOS AMBIENTALES – PROGRAMAS DE MONITOREO.

Se reseñarán las medidas adoptadas para lograr la mitigación o eliminación de los impactos ambientales negativos detectados con motivo de la ejecución del proyecto, igual criterio se aplicará con relación a los programas de monitoreo diseñados.

7.6 OBRAS COMPLEMENTARIAS DEL SANEAMIENTO Y DE COMPONENTE AMBIENTAL.

El proyectista procurará optimizar la infraestructura sanitaria propuesta, mediante la realización de las obras complementarias funcionales o de compensación ambiental que resulten adecuadas.

Estas podrán consistir entre otras en el re uso de los efluentes para diversos destinos, la disposición de lodos en combinación con el relleno sanitario, la creación de espacios verdes alrededor de las instalaciones, la habilitación de áreas recreativas en los espacios que así lo permitan, en todos los casos la consideración de los aspectos estéticos y paisajísticos.

Se reseñarán las obras de complementación o de compensación ambiental que se haya previsto ejecutar, junto con una somera descripción de los beneficios esperados, así como el programa de realización de las mismas.

7.7 PLANILLA RESUMEN DE CONCLUSIONES.

Al final de su estudio, el proyectista acompañará una planilla resumen, en la se consignarán las distintas etapas cumplidas en la evaluación del impacto ambiental y sus principales conclusiones, por las que se demuestre haber dado satisfacción a los requerimientos de carácter ambiental.

7.8 ALCANCES DEL ESTUDIO.

La importancia relativa de los impactos potenciales dependerá de su gravedad, duración o permanencia (o reversibilidad) y de la medida en que los ambientes humanos o naturales resultaren afectados.

Los estudios de impacto ambiental que se refieren a soluciones individuales no requerían por lo general, de mayor profundización y serán de carácter sumario.

En cambio las soluciones colectivas deberán estudiarse conforme su caracterización dentro de las categorías III o IV, que adopta a estos fines en Banco Interamericano de Desarrollo, con la siguiente definición:

Categoría III: Operaciones que pueden afectar moderadamente al ambiente y aquellas cuyos impactos ambientales negativos tienen soluciones bien conocidas y fácilmente aplicables.

Categoría IV: Operaciones que pueden impactar negativamente y significativamente en el medio ambiente a grupos vulnerables en el área y que requieren de una evaluación detallada del impacto ambiental.

En general los proyectos en el sector saneamiento y el desarrollo urbano pertenecen fundamentalmente a la categoría III. Ello no obstante su objetivo, consiste en mejorar el medio ambiente, pueden producir situaciones críticas por causa de un mal diseño, por una errónea elección de tecnología o un inadecuado emplazamiento. Estos proyectos podrán ser ubicados en la categoría IV cuando la escala de actividad y del contexto ambiental en que sitúan los haga aconsejable. El Vice Ministerio de Saneamiento Básico, previa evaluación de los antecedentes podrá solicitar la inclusión del proyecto en ésta categoría.

Las evaluaciones de Impacto ambiental serán de carácter detallado para la categoría IV y semi detallado para la III.

La determinación de impactos negativos significativos en categoría IV requieren mayor precisión, por cuanto pueden obligar a tomar decisiones de importancia, tales como escoger emplazamientos optativos para el proyecto, revisar las alternativas de diseño, adoptar medidas de mitigación de aplicación constante, implantar programas de reasentamientos o compensación de predios privados, etc.

Todas estas decisiones se deben basar en el conocimiento detallado de los impactos negativos que se producirían en ausencia de estas medidas, y en los análisis técnicos y económicos correspondientes de las medidas de compensación o mitigación.

El Proyectista adoptará el método de evaluación más idóneo para atender las especiales circunstancias en que se desenvuelve el proyecto. Si bien existe un amplio rango de opciones a estos efectos, el nivel de exigencia para la evaluación semi detallada no superara al de las metodológicas de verificación, los cuestionarios índices y matrices. Para los casos de evaluaciones mas detalladas, el proyectista debéra recurrir a la aplicación parcial o total de metodologías más complejas y objetivas, tales como los modelos de simulación u otros.

El Vice Ministerio de Saneamiento Básico, podrá requerir mayor profundización del estudio cuando de la evaluación de antecedentes presentados por el proyectista, considere conveniente tal necesidad.

Si la evaluación del impacto ambiental indicara impactos negativos inaceptables en una etapa avanzada de diseño, se deberá reformar el proyecto, a fin de lograr su eliminación o mitigación.

CAPITULO 8 - OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO.

8.1 ASPECTOS DE LA OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO EN PROYECTOS DE SANEAMIENTO.

El proyectista deberá tomar en cuenta, en la ejecución del proyecto, todos aquellos aspectos que faciliten la operación y el mantenimiento de los proyectos de saneamiento.

En redes colectoras se atenderán, como mínimo a los siguientes aspectos:

- Prever fácil acceso a las tuberías para su desobstrucción.
- Establecer en los pliegos de licitación la obligación del contratista de entregar planos de detalle conforme la obra, indicando el trazado real de las tuberías y su distancia a la línea municipal o ejes de calles, material, diámetro, cotas, etc. y toda otra documentación, información y forma de soporte requerido por el sistema de catastro de redes previsto.
- Definir el equipamiento mínimo necesario para el mantenimiento de las redes colectoras. El equipamiento deberá encontrarse disponible para el momento de la habilitación de la obra.

En estaciones de bombeo y plantas de tratamiento, se atenderán como mínimo a los siguientes aspectos:

- Espacio suficiente para ingresar los equipos en los locales, montarlos y desmontarlos (aberturas en paredes, pisos y techos, dimensiones en planta altura de los locales, etc.), distancia de los equipos a los muros y los obstáculos más próximos.
- Acceso cómodo y seguro a los lugares donde se encuentran ubicados equipos, válvulas, instrumentos, etc.
- Iluminación adecuada y segura en los lugares de trabajo.
- Verificación de las condiciones de armado y desarmado de tuberías, válvulas y equipos, necesidad de juntas de desarme. Espacio entre piezas y de esta a la pared más cercana para ubicar las herramientas necesarias y los operarios.
- Canillas de servicios alimentadas con agua limpia en todos los lugares donde el operario corre el riesgo de contacto con el líquido residual o sustancias irritantes, hidrantes y mangueras donde se requiere el lavado con arrastre de sólidos.
- Ventilación adecuada en pozos de bombeo, salas de cloración, zona de limpieza de rejillas, etc.
- Condiciones de acceso permanente a zonas de enterramiento de residuos, playas de secado, etc. para los vehículos correspondientes.
- Evitar la utilización de equipos electrónicos, eléctricos o electromecánicos, cuya complejidad haga imposible su reparación local, salvo que se asegure un adecuado servicio por parte del fabricante o distribuidor.

- Condiciones de higiene y seguridad industrial acorde con las tareas que debe desarrollar el personal. Revestimientos antideslizantes en escaleras y veredas perimetrales de unidades bajo nivel, ventilación forzada en locales de cloración, tuberías y obstáculos ubicados por arriba de 2 m respecto al nivel del piso, cubiertas para bombas a tornillo, dispositivos de seguridad en zonas de aereadores.

8.2 OTROS ASPECTOS A CONTEMPLAR POR EL PROYECTISTA.

Además de los aspectos inherentes al proyecto en sí mismo, el proyectista deberá establecer en la documentación de licitación, la obligación de la confección y entrega, por parte del contratista de la siguiente documentación:

- Manual de Operación del sistema de saneamiento sanitario.
- Manual de Mantenimiento del sistema de Saneamiento.
- Planos generales y de detalle de obras civiles e instalaciones electromecánicas, conforme a lo realmente ejecutado en papel y registro digital.
- Planos generales y de detalle, en corte y despieces, de los equipos electromecánicos en papel y registro digital.

8.3 MANUAL DE OPERACIÓN.

El manual de operación del sistema de alcantarillado deberá contener, como mínimo, lo siguiente:

1. Índice.
2. Memoria descriptiva de las obras e instalaciones del sistema de alcantarillado construido hasta la fecha.
3. Breve memoria descriptiva del proyecto integral del sistema (es decir del resto de las obras proyectadas y no construidas en esa etapa). Planos generales de proyecto integral.
4. Parámetros básicos del diseño de la parte construida (población de diseño, caudales, parámetros del tratamiento, etc.).
5. Enumeración de las unidades operativas que integran el sistema (red de alcantarillados, estación de bombeo, planta de tratamiento, descarga del efluente tratado, etc.) y descripción de cada una.
6. Instrucciones de operación para cada unidad o conjunto de unidades. En estas instrucciones, cada válvula, equipo etc., se identificarán por un código alfanumérico, con las mismas designaciones que se utilicen en el manual de mantenimiento.
7. Para la planta de tratamiento, valores de los parámetros para funcionamiento normal y descripción de los indicadores de funcionamiento anormal. Situaciones de funcionamiento anormal típico y medidas correctivas que deberá adoptar el personal a cargo.

8. Modelos de las planillas, tablas y gráficos típicos que deberá confeccionar el personal de operación.
9. Normas generales de seguridad para el personal y específicas para aquellos procedimientos que así lo exijan.
10. Un juego completo de copias de planos conforme a obra (obras civiles e instalaciones electromecánicas)
11. La documentación de licitación especificará la obligación del contratista de entregar el manual de operación del sistema de disposición de residuos líquidos antes de la recepción provisional de la obra y de realizar los ajustes y agregados que correspondan en base a las diferencias u omisiones que se verifiquen durante el plazo de garantía. La versión corregida del manual de operación deberá ser entregada por el contratista antes de la recepción definitiva. La documentación de licitación especificará que, sin la aprobación de dicho manual por parte de la Supervisión de Obra, no se procederá a la recepción definitiva de la obra.

8.4 MANUAL DE MANTENIMIENTO.

El manual de Mantenimiento del sistema deberá contener, como mínimo, lo siguiente:

1. Índice.
2. Memoria descriptiva de las obras e instalaciones del sistema de Saneamiento, construido hasta la fecha.
3. Enumeración de las unidades operativas que integran el sistema y breve descripción de cada uno.
4. Inventario físico y registro de todos los equipos e instalaciones con los que cuenta la obra, junto con la información técnica necesaria para programar y/o facilitar su mantenimiento. Cada equipo estará identificado en forma alfanumérica (por ejemplo B1, etc.) y dicha identificación deberá ser coincidente en el inventario, en los planos, en el texto y en toda referencia del Manual de Mantenimiento.
5. Instrucciones de mantenimiento para todos los equipos e instalaciones que integran la obra. El contratista será responsable de la obtención de las instrucciones de mantenimiento que deberán entregar sus proveedores. Estas instrucciones deberán incluir planos generales y de despiece de los equipos electromecánicos, especificaciones de lubricación, etc.
6. Folletos técnicos descriptivos, el estado de repuestos con su código de pedido y en general, todo material que aporte información sobre los equipos e instalaciones. Este material se identificará con la misma designación alfanumérica que consta en el inventario y los planos.
7. Frecuencia de las principales actividades de mantenimiento preventivo de sistema (limpieza preventiva de colectores, lubricación de cada equipo, cambio de piezas, pintura, etc.).

8. Programa calendario de tareas de mantenimiento preventivo.
9. Normas de seguridad que debe seguir al personal de mantenimiento.
10. Un juego completo de copias de planos de los equipos electromecánicos instalados, con detalles, cortes y despieces.
11. Un juego completo de copias de planos conforme a obra (obras civiles e instalaciones electromecánicas).
12. La documentación de licitación especificara, para el Manual de Mantenimiento, las mismas obligaciones descritas en el Manual de Operación.

8.5 PLANOS CONFORME OBRA.

Los planos conforme a obra deberán presentarse en registros digitales aptos para ser copiados, la documentación de licitación especificará la cantidad de copias de los mismos que deberá presentar el contratista.

La documentación de licitación establecerá la obligación para el contratista de entregar copias preliminares de los planos conforme a obra, antes de la recepción provisional, procediéndose a su verificación y ajuste durante el periodo de garantía.

CAPITULO 9 - Glosario técnico

Anaeróbica - Sin intervención del aire

Afluentes – Las aguas que entran a un proceso

Efluentes o residuales - Las aguas que salen de un proceso

Aeróbica – Con intervención del aire u oxígeno

Alcantarillado – Redes de conducción de aguas por gravedad mediante tuberías.

Alcantarillado de pequeño diámetro- Alcantarillado que lleva aguas sin arrastre de sólidos en suspensión.

Área superficial - El área superior de una instalación sanitaria en contacto con el aire

Aereador, Aparato para introducir aire a un cuerpo de agua.

Cámara abonera, Depósito de excretas para su estabilización y transformación en material de abono o nutrientes para suelos agrícolas.

Colector- Tubería que recibe las aguas de otros secundarios o directamente de los contribuyentes con aguas servidas, para conducir las hacia el final del alcantarillado u otros sistemas de tratamiento.

Coefficiente de rugosidad - Es un valor que mide la fricción que se opone al movimiento del agua en las tuberías.

Conexión domiciliaría - Es la instalación desde la unión de las tuberías colectoras públicas de alcantarillado a la primera cámara privada.

Canal Parshall – Es una estructura hidráulica que permite la medición del caudal de las aguas que lleva un canal, en función del calado o altura de agua en el punto que tiene velocidad crítica.

Cámara de inspección- Es una cámara que se instala en los cambios de dirección o pendiente en las tuberías de alcantarillado, la misma que sirve para la operación y mantenimiento de los colectores públicos y privados.

DBO- Demanda bioquímica de oxígeno, que significa la necesidad de oxígeno para la subsistencia de los microorganismos que estabilizan la materia orgánica.

Disposición final- Es el destino final de las aguas después de haber sido tratadas de modo que no ocasione consecuencias adversas a la salud y al medio ambiente.

Digestor – Instalación para procesar las aguas servidas hasta su estabilización o mejora ostensible de la calidad del agua, para su disposición final o adecuación para otros usos.

Disposición de aguas servidas.- Se denomina a al proceso que permite llevar las aguas servidas después del último proceso para su consiguiente estabilización o medios que la reciban sin alterar las condiciones ecológicas o ambientales.

Efluente – Son las aguas residuales que salen de cualquier proceso.

Estación elevadora - Es un ambiente donde se ubican los artefactos de bombeo de las aguas recibidas de un colector profundo para elevarlas y conducir las a un colector más superficial.

Entibado – El maderamen o estructuras para evitar el revenimiento o derrumbe de las excavaciones efectuadas, para instalar tuberías o implantar estructuras profundas hasta 5 m

Fosa, foso o pozo- Depósito construido debajo de la losa o platabanda de una letrina.

Filtro de flujo ascendente- Instalación construida para filtrar aguas servidas, por un lecho constituido por gravas o bolones algo más grandes, de modo que los microorganismos o capas orgánicas que envuelven estos rodados o piedras, retiren las cargas orgánicas del agua residual.

Interceptor - O cámara séptica, es un depósito para retener las aguas servidas durante un espacio de tiempo para conseguir el retiro de los materiales suspendidos y su digestión para favorecer su estabilización.

Infiltración – Es la absorción de los líquidos de las aguas residuales mediante pozos excavados o canales en los estratos permeables del suelo.

O.& M - Operación y mantenimiento

Maduración- Tiempo en el que se estabilizan las aguas residuales.

Población dispersa- Población poco concentrada, donde las viviendas están separadas a mas de 300m de casa a casa

Población concentrada- Población con viviendas a menos de trescientos metros de casa a casa, generalmente con desarrollo planificado.

Periodo de retención.- Es el espacio de tiempo necesario para el asentamiento de los materiales en suspensión en depósitos o instalaciones de tratamiento de aguas.

Puentes colgantes- Son pasos de quebrada directos de las tuberías, sustentadas por cables, por escurrir el agua residual por gravedad.

Puentes rígidos- Son puentes que permiten el paso de las tuberías de alcantarillado por puentes sólidos, sean de metal, mamposterías u hormigón armado.

CAPITULO 10 - Bibliografía consultada

1. Textos de Del Grupo Asesor de Tecnologías - Thecnology Adviser Group - TAG- D. Duncan Mara B.M
2. Lagunas de Estabilización – Mc Garry – OPS/ CEPIS.
3. Perfeccionamiento de Proyectos Hidráulicos – SABESPI – Brasil
4. Small Diameter Gravity Sewers – Richard J. Otis P.E:
5. Norma de Diseño para Sistemas de Aguas de Disposición de Excretas y Residuos NB 688.
6. Líquidos para el Área Rural- MIDUVI Ecuador.
7. Aplicación de Tecnologías Anaeróbias para el Tratamiento de Aguas de Alcantarillado Utilizando Reactores Anaeróbios de Flujo Ascendente Contra Mantos de Lodo –RALF – Ing Décio Jurgensen SANEPAR.
8. Lagoas Anaeróbias e Facultativas – Cetesb – Brasil.
9. Avaliazaao de Desempenho de Lagoas de Estabilización Cetesb – Brasil.
10. Manual de Fosas Sépticas- Centro Regional de Ayuda Técnica . AID Bs. As.
11. The Desing Of Shallow Sewer Sistems- United Nations. Centre for Human Settlements (Habitat).
12. Design And Operation of Waste Stabilizacion Ponds- J.P.Arthur.- BM
13. Manual de Saneamiento: Redes de Alcantarillado Simplificado- RES- PNUD Proyecto Interregional INT/81/047. B.M
14. Cálculos de Construcción – M Company
15. Saneamiento Urbano Y Rural – Ehlers-Stheel
16. Ground Water and Wells – Jhonson Division.
17. Ingeniería Sanitaria – Francisco Unda Opazo
18. Purificación de Aguas y Aguas Residuales – Fair Geyer and Okun.
19. Manual de Hidráulica – Azebedo Neto.
20. Manual de Tratamiento De Aguas Negras- Dpto. de Sanidad del Estado de Nueva York.
21. Hidráulica y Construcciones Hidráulicas - Schafer.
22. Normas de Chile, Colombia, México, Brasil, Perú y Argentina.
23. Tratamiento de Agua Residual - Gustavo Rivas Mijares- Venezuela.
24. Diseño de Alcantarillado de Pequeño Diámetro – Richard Otis y Duncan Mara – Grupo TAG- B.M
25. Diseño de Lagunas de Estabilización – Comision Nacional del Agua 1997- Mexico.

AGRADECIMIENTO

El Ministerio de Servicios y Obras Públicas, agradece a todas las Instituciones y Profesionales que han contribuido en la elaboración de este valioso documento técnico.

La revisión y validación del documento se realizó en talleres regionales con la participación de las siguientes instituciones y profesionales:

La Paz

Marcial Lizárraga
Ramiro Encinas
Marcial Berdeja
Luis Machicado
Reynaldo Villalba
Susana Jaramillo
Arpad Gonzales
Jorge Treviño
Javier Gastelú
María Otero
Christian Michel
Mario Cisneros
Mercedes Bravo
Oscar Suntura
Felix Cayoja
Rolando Herrera
Ana Rodo
Alberto Garcia
Chirtian Valverde
Victor Rico

Prefectura Potosí
F.P.S. Nacional
SISAB
UNASBVI La Paz
VSB/MSOP
VSB/MSOP
C.P.M. Consultores
ACDI/VOCA
ACDI/VOCA
UMSA/Fac. Técnica
F.P.S. La Paz
AAPOS Potosí
C.R.S.
Fund. Sumaj Huasi
ABIS
SeLA/ABIS Oruro
Consultora
GLOBAL Bolivia
F.P.S. Nacional
CARE Bolivia

Gonzalo Quintanilla
José Huanca
Eddy Decormis
Oscar Ugarte
Edwin Laruta
Enrique Torrico
Edgar Salinas
Angel Calderón
José Ibarra
Oswaldo Sánchez
Juan Correa
Alfredo Terrazas
Vladimiro Salinas
José Luis Marquez
Raul Saravia
René Cardenas
Hugo Balcazar
Miguel Rodríguez
Grover Rivera

UNASBVI Potosí
P.I.A.
SISAB
F.P.S. Potosí
VSB/MSOP
VSB/MSOP
UMSA/Fac. Técnica
ACDI/VOCA
ACDI/VOCA
ANESAPA
AAPOS Potosí
Fund. Sumaj Huasi
C.P.M. Consultores
ANESAPA
CICO Oruro
Consultor
Consultor
Consultor
UMSA/I.I.S.A.

Cochabamba

Edwin Miranda
Oscar Chino
Carlos Morante
Alejandro Fernandez
Mónica Ramos
Victor Ustariz
Douglas Delgadillo
Severo Vega
Rosmary Donaire
Samuel Gareca
Ronald Cruz
Alberto Jiménez
Olver Coronado
Reynaldo Villalba

F.H.I.
UNICEF
P.C.I.
F.P.S.
Water for People
CEDEAGRO
Pref. Chuquisaca
S.I.B. Cbba.
S.I.B. Cbba.
S.I.B. Cbba.
C.I.A.C.
PRODICOM\
U.M.S.S.-CASA
VSB/MSOP

Ramiro Rodríguez
Carlos Herbas
Alvaro Mercado
Alvaro Rocabado
Claudia Cossio
Melvy Flores
Julio Aramayo
Marcelo Encalada
Ramiro Iporre
Jenny Rojas
Marcelo Crespo
Gustavo Delgado
Hugo Sandí

Consultor
PRODICOM
U.M.S.S.-CASA
CEDEAGRO
Water for People
A.B.I.S. Cbba.
F.H.I.
S.O.D.I.S.
F.P.S. Cbba.
U.M.S.S.-CASA
A.B.I.S. Cbba.
Consultora Galindo
Pref. Chuquisaca

Santa Cruz

Rafael Nota
Oscar Suarez
Sergio Cholima
Diego Aponte
Edwin Laruta
Carlos Gutierrez
Ramiro Plaza
Heinar Suarez

PASOC/PRODEAS
Prefectura Beni
F.P.S. Beni
CADECO Sta. Cruz
VSB/MSOP
Ing. Hidrosanitaria
F.P.S. Sta. Cruz
Prefectura Beni

Orlando Ortuño
Roberto
Ramón Arcaya
Carlos Zabala
Nestor Perez
Eduardo Cuestas
Carlos Holters

ASOC/PRODEAS
Seoane F.P.S. Beni
CADECO Sta. Cruz
EPSA/MANCHACO
Comité Menonita
F.P.S. Sta. Cruz
ABIS Sta. Cruz

Un especial agradecimiento, al Fondo Nacional de Inversión Productiva y Social (FPS), por su colaboración, facilitando la información de costos de proyectos concluidos (Obras concluidas) en las gestiones 1993 a 2004.

ESPECIFICACIONES TECNICAS DE PROYECTOS DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO PARA POBLACIONES MENORES A 10.000 HABITANTES

V.S.B.: Viceministerio de Servicios Básicos

El V.S.B., creado por Decreto Supremo N° 22055, Decreto Reglamentario de la Ley N° 1178, Ley de Organización del Poder Ejecutivo (LOPE) del 16 de noviembre de 1997, con el propósito de promover el mejoramiento de la calidad de vida de la población boliviana, a través de la dotación de servicios sostenibles de agua potable y saneamiento y gestión de residuos sólidos. El V.S.B. tiene las siguientes funciones y atribuciones:

- Formular, ejecutar y controlar las políticas y normas sectoriales destinadas al desarrollo e instalación de servicios básicos para mejorar las coberturas mediante planes y programas de inversión, compatibilizando las necesidades y prioridades regionales.
- Promover y proponer la discusión de normas de diseño y uso de tecnologías apropiadas, para alcanzar mayor cobertura en los servicios, controlando su aplicación y apoyando la investigación tecnológica.
- Efectuar el seguimiento, ajuste y cumplimiento del programa nacional de agua potable y saneamiento en el marco del Plan Decenal de Agua y Saneamiento 2001 - 2010.
- Mantener un sistema de información sectorial actualizado a nivel nacional y departamental.
- Diseñar y realizar programas de capacitación y formación de recursos humanos, en administración, operación, mantenimiento, educación sanitaria y participación comunitaria.
- Elaborar programas de desarrollo institucional supervisando su ejecución y apoyando su aplicación en las empresas del sector.
- Velar por el cumplimiento de la política tarifaria en los servicios de saneamiento.

Aplicación

Este documento ha sido orientado a las poblaciones menores de 10.000 habitantes. Para la utilización de estas especificaciones, por las instituciones y profesionales del Sector, debe primar un criterio técnico y es responsabilidad del profesional a cargo de los proyectos la aplicación y apoyo de este documento.

Información

El V.S.B. habilitará en su página WEB un espacio donde encontrarán en formato pdf, las especificaciones técnicas.

Derechos de propiedad

Este documento es propiedad del Ministerio de Servicios y Obras Públicas de la República de Bolivia. Se autoriza la reproducción parcial o total, haciendo referencia a la fuente.

Ministerio de Servicios y Obras Públicas
Viceministerio de Servicios Básicos
Av. Mariscal Santa Cruz, Edif. Centro de Comunicaciones, piso 14
Telf. 231 3292 - 231 1010
www.sias.gov.bo
La Paz - Bolivia