

**DISEÑO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES
DOMÉSTICAS DEL MUNICIPIO DE MACARAVITA – DEPARTAMENTO DE
SANTANDER**

**HUGO ARMANDO GUTIÉRREZ DE PIÑEREZ ARISMENDI
FERNANDO ROMERO OLARTE**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FISICOQUÍMICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA QUÍMICA
ESPECIALIZACIÓN EN INGENIERÍA AMBIENTAL
BUCARAMANGA**

2007

**DISEÑO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES
DOMÉSTICAS DEL MUNICIPIO DE MACARAVITA – DEPARTAMENTO DE
SANTANDER**

**HUGO ARMANDO GUTIÉRREZ DE PIÑEREZ ARISMENDI
FERNANDO ROMERO OLARTE**

**Proyecto para optar al título de
Especialista en Ingeniería Ambiental**

**Director
EDGAR FERNANDO CASTILLO MONROY
Ing. Químico M. Sc. Ph. D.**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FISCOQUÍMICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA QUÍMICA
ESPECIALIZACIÓN EN INGENIERÍA AMBIENTAL
BUCARAMANGA**

2007

Ni la Universidad Industrial de Santander, ni los jurados se hacen responsables de los conceptos expuestos en el presente documento.

Damos gracias a Dios por ser nuestro guía y orientador a lo largo de la vida.

Gracias a nuestras familias por ser apoyo incondicional y por ser nuestra inspiración para lograr este triunfo.

Gracias a nuestros maestros por transmitir sus conocimientos para formarnos Especialistas en Ingeniería Ambiental.

Hugo Armando Gutiérrez de Piñerez Arismendi

Fernando Romero Olarte

AGRADECIMIENTOS

Al Doctor Carlos Fernando Guerra Hernández, Coordinador de la Especialización en Ingeniería Ambiental de la Universidad Industrial de Santander – UIS. Por su amistad, asesoría y apoyo en el desarrollo del Posgrado.

Al Doctor Edgar Fernando Castillo Monroy, Director del Centro de Estudios e Investigaciones Ambientales – CEIAM de la Universidad Industrial de Santander – UIS. Por la gran oportunidad brindada, su valiosa amistad, apoyo y dirección del proyecto.

Al CEIAM. Por acogerme como miembro de su familia en el desarrollo de mi primera experiencia de investigación, fundamental en el emprendimiento exitoso de mi camino formativo como investigador.

A la Alcaldía Municipal de Macaravita – Santander.

CONTENIDO

INTRODUCCIÓN	15
1. ASPECTOS GENERALES.....	17
1.1 Localización y Condiciones Hidroclimatológicas.....	17
1.2 División Territorial Municipal	18
1.3 Recurso Hídrico	18
1.3.1 Microcuenca que Abastece al Acueducto Municipal	19
1.4 Equipamiento y Servicios.....	20
1.4.1 Alcantarillado	20
1.4.2 Planta de Tratamiento de Aguas Residuales	20
1.4.3 Planta de Tratamiento de Agua Potable	20
1.4.4 Plaza de Mercado	21
1.4.5 Matadero Municipal.....	21
1.4.6 Educación	21
1.4.7 Salud.....	22
1.5 Población	22
1.5.1 Estimación de la Población de Diseño	24
1.6 Determinación del Nivel de Complejidad del Sistema.....	30
1.7 Caracterización de las Aguas Residuales Domésticas	31
1.7.1 Medición de Caudales.....	31
1.7.2 Contribuciones de Aguas Residuales	32
1.7.3 Caudal Máximo Horario (Q_{MH})	39
1.7.4 Factor de Mayoración (F).....	39

1.7.5 Caudal de Diseño	41
1.7.6 Características Fisicoquímicas	42
1.8 Levantamiento Topográfico.....	43
1.9 Estudios de Suelos	45
2. SELECCIÓN DE LA ALTERNATIVA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS.....	46
2.1 Alternativas de Tratamiento de Aguas Residuales a Valorar	50
3. DISEÑO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS	53
3.1 Pretratamiento	56
3.1.1 Cribado	56
3.2 Tratamiento Primario	59
3.2.1 Reactor UASB.....	59
3.3 Tratamiento Secundario.....	64
3.3.1 Filtro Percolador.....	64
3.3.2 Sedimentador Secundario.....	73
3.3.3 Humedal Artificial	77
3.4 Tratamiento de Lodos	81
3.4.1 Tipos de Lodos	81
3.4.2 Características de los Lodos.....	82
3.4.3 Producción de Lodos	85
3.4.4 Métodos de Tratamiento de Lodos	90
3.5 Eficiencias de Remoción del Sistema de Tratamiento	93

3.6 Programa de Control y Monitoreo	96
4. CONCLUSIONES	98
5. RECOMENDACIONES.....	99
BIBLIOGRAFÍA.....	100
ANEXOS	102

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. División Veredal Municipio de Macaravita.....	19
Tabla 2. Infraestructura Funcional de la Educación en el Casco Urbano – Municipio de Macaravita.	22
Tabla 3. Proyecciones de Población Municipio de Macaravita 1995 – 2005.	23
Tabla 4. Proyección de Población Municipio de Macaravita 2005.	23
Tabla 5. Métodos de Cálculo Permitidos Según el Nivel de Complejidad del Sistema.....	25
Tabla 6. Período de Planeamiento de Redes de Recolección y Evacuación de Aguas Residuales y Lluvias.	28
Tabla 7. Estimación de la Población de Diseño con los Diferentes Métodos de Cálculo Permitidos Según el Nivel de Complejidad del Sistema.....	29
Tabla 8. Asignación del Nivel de Complejidad.	30
Tabla 9. Datos de Campo Vertimiento Municipio de Macaravita – Santander.	31
Tabla 10. Estimación del Consumo Medio Diario por Habitante Según los Datos del Monitoreo del Vertimiento Municipal de Macaravita.	32
Tabla 11. Dotación Neta Según el Nivel de Complejidad del Sistema.....	34
Tabla 12. Variación a la Dotación Neta Según el Clima y el Nivel de Complejidad del Sistema.	35
Tabla 13. Estimación del Consumo Medio Diario por Habitante Según el RAS 2000.....	35
Tabla 14. Coeficiente de Retorno de Aguas Servidas Domésticas.....	36
Tabla 15. Estimación del Caudal Máximo Horario Q_{MH}	41
Tabla 16. Reporte de Resultados de los Análisis de Laboratorio y Carga Contaminante Diaria (Cc) del Único Vertimiento (V) del Municipio de Macaravita.	42
Tabla 17. Tendencia de Algunas Características en Tecnologías de Tratamiento de Aguas Residuales.	49

Tabla 18. Valoración de Alternativas de Tratamiento de Aguas Residuales Domésticas para el Municipio de Macaravita – Santander.	51
Tabla 19. Características de Rejillas de Barras.	57
Tabla 20. Cuadro de Cálculo Cribado Grueso.	58
Tabla 21. Applicable Hydraulic Retention Times (HRT's) for Raw Domestic Sewage in a 4 m Tall UASB-Reactor at Various Temperature Ranges.	62
Tabla 22. Cuadro de Cálculo Reactor UASB.	63
Tabla 23. Características Principales de los Filtros Percoladores.	67
Tabla 24. Propiedades Físicas de Medios para Filtros Percoladores.	68
Tabla 25. Cuadro de Cálculo Filtro Percolador de Tasa Baja.	72
Tabla 26. Parámetros de Diseño de Sedimentadores Secundarios.....	75
Tabla 27. Cuadro de Cálculo Sedimentador Secundario de Flujo Horizontal.	76
Tabla 28. Características Típicas del Medio para Humedales de Flujo Subsuperficial.	78
Tabla 29. Criterios para Humedales de Flujo Subsuperficial.	78
Tabla 30. Cuadro de Cálculo Humedal Artificial de Flujo Subsuperficial.	80
Tabla 31. Fuentes de Sólidos y de Lodos en el Tratamiento de Aguas Residuales.	81
Tabla 32. Características de los Lodos.	83
Tabla 33. Descripción de los Lodos Producidos por los Procesos de Tratamiento Diseñados.....	83
Tabla 34. Concentraciones Típicas de Sólidos y de DBO en Procesos de Tratamiento de Lodos.....	84
Tabla 35. Coeficientes Cinéticos para Tratamientos Biológicos de Aguas Residuales.	86
Tabla 36. Cuadro de Cuantificación de la Producción de Lodos Primarios.	87
Tabla 37. Cantidades y Concentraciones de Sólidos en Lodos.....	89
Tabla 38. Cuadro de Cuantificación de la Producción de Lodos Secundarios.....	90
Tabla 39. Eficiencias Típicas de Remoción.	94
Tabla 40. Cuadro de Cálculo Eficiencias de Remoción Sistema de Tratamiento. .	95

Tabla 41. Programa de Control y Monitoreo.....96

LISTA DE GRÁFICAS

Gráfica 1. Proyecciones de Población Municipio de Macaravita 1995 – 2005.....	24
Gráfica 2. Clasificación de Alternativas de Tratamiento de Aguas Residuales Domésticas para el Municipio de Macaravita – Santander.	52

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Sitio de Vertimiento de las Aguas Residuales Domésticas – Municipio de Macaravita (Santander).	43
Figura 2. Ubicación Geográfica Predio “La Hoyada” – Municipio de Macaravita (Santander).	44
Figura 3. Predio “La Hoyada” – Municipio de Macaravita (Santander).	45
Figura 4. Tratamientos de Agua Residual Típicos.	47
Figura 5. Alternativas de Tratamiento de Aguas Residuales Domésticas a Valorar.	50
Figura 6. Diagrama de Flujo PTAR Macaravita.....	55

LISTA DE ANEXOS

Anexo 1. Resultados de los Ensayos de Laboratorio de Suelos.....	103
Anexo 2. Presupuesto de Inversión.	106
Anexo 3. Planos Detallados.	108

TÍTULO: DISEÑO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS DEL MUNICIPIO DE MACARAVITA – DEPARTAMENTO DE SANTANDER*

Autores: GUTIÉRREZ DE PIÑEREZ ARISMENDI, Hugo Armando**
ROMERO OLARTE, José Fernando

Palabras Claves: Diseño PTAR, caudal de diseño, valoración de alternativas, cribado, reactor UASB, filtro percolador, humedal artificial, producción de lodos.

Descripción: Una problemática ambiental que se ha intensificado durante los últimos años en Colombia, es la de contaminación del recurso hídrico generada por los vertimientos municipales. Sólo el 22% de los municipios del país realizan un tratamiento de sus aguas residuales, un porcentaje realmente bajo si consideramos que tampoco se ha reportado una aceptable eficiencia y operación de la mayoría de estas plantas de tratamiento de aguas residuales (PTAR).

El Proyecto muestra detalladamente el diseño de la PTAR del municipio de Macaravita. El desarrollo de la metodología para el cálculo de la población y caudal de diseño, expuesta por el Ministerio de Desarrollo Económico en el Reglamento Técnico para el Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico – RAS 2000. La selección de la alternativa de tratamiento de aguas residuales domésticas a implementar, aplicando la metodología de valoración expuesta por el Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial en la Guía: Gestión para el Manejo, Tratamiento y Disposición Final de las Aguas Residuales Municipales. El diseño de los procesos, de la alternativa de tratamiento más factible de implementar, teniendo en cuenta las recomendaciones expuestas en el RAS 2000 y los requerimientos del Decreto 1594 del 26 de Junio de 1984. Cribado, reactor UASB, filtro percolador + sedimentador secundario, humedal artificial, producción y secado de lodos.

Finalmente, se obtuvo a nivel teórico, un efluente con características susceptibles para su aprovechamiento. Sin embargo, para la determinación de algún tipo de aprovechamiento, es fundamental realizar la caracterización fisicoquímica y microbiológica del vertimiento tratado, una vez la planta se haya construido y su funcionamiento se encuentre estabilizado. Los resultados obtenidos deben compararse con los valores establecidos en la Normatividad Nacional vigente relacionada con los criterios de calidad para la destinación del recurso hídrico.

* Trabajo de grado.

** Escuela de Ingeniería Química. Especialización en Ingeniería Ambiental. Director: Ph. D. Edgar Fernando Castillo Monroy.

TITLE: DESIGN OF THE PLANT OF TREATMENT OF DOMESTIC WASTE WATER OF MACARAVITA's MUNICIPALITY - DEPARTMENT OF SANTANDER*

Authors: GUTIÉRREZ DE PIÑEREZ ARISMENDI, Hugo Armando**
ROMERO OLARTE, José Fernando

Key words: Design PTAR, flow of design, valuation of alternatives, grids, reactor UASB, trickling filter, wetland, production of sludge.

Description: An environmental problematic that has been intensified during the last years in Colombia, is that of pollution of the water resource generated by the municipal discharge. Only 22% of the municipalities of the country realizes a treatment of his waste water, a really low percentage thinking that neither there has been reported an acceptable efficiency and operation of the majority of these plants of treatment of waste water (PTAR).

The Project shows detailed the design of the PTAR of Macaravita's municipality. The development of the methodology for the calculation of the population and flow of design, exposed by the Department of Economic Development in the Technical Regulation for the Sector of Drinkable Water and Basic Reparation – RAS 2000. The selection of the alternative of treatment of domestic waste water to helping, applying the methodology of valuation exposed by the Department of Environment, Housing and Territorial Development in the Guide: Management for the Managing, Treatment and Final Disposition of the Municipal Waste water. The design of the processes, of the alternative of more feasible treatment of developing, having in counts the recommendations exposed in the RAS 2000 and the requirements of the Decree 1594 of June 26, 1984. Grids, reactor UASB, trickling filter + settling tank, wetland, production and dried of sludge.

Finally, it was obtained to theoretical level, the effluent one by capable characteristics for its utilization. Nevertheless, for the determination of some type of utilization, it`s fundamental to realize the physicochemical and microbiological characterization of the effluent, once the plant has been constructed and its functioning is stabilized. The obtained results must be compared with the values established in the in force National Laws related with the qualit criteria for the destination of the water resource.

* Thesis.

** Chemical Engineer School. Enviromental Engineer Especialist. Director: Ph. D. Edgar Fernando Castillo Monroy.

INTRODUCCIÓN

Existe una obligación moral por parte de las sociedades humanas de descontaminar el medio ambiente que se le ha encomendado manejar y que representa la herencia que garantice la supervivencia de la especie en el planeta tierra. Paralelamente, en la actualidad se viene presentando un creciente reconocimiento de esta imperiosa necesidad por parte de todas las sociedades en el mundo, el cual ha permitido una mayor dedicación de esfuerzos por parte de las entidades competentes en pos de lograr una armonía entre el desarrollo y un medio ambiente saludable.¹

Los Municipios Colombianos como consecuencia de la descentralización administrativa han venido adquiriendo una mayor responsabilidad en la gestión para orientar el desarrollo socioeconómico y ambiental de los entes territoriales. Aunque los recursos económicos propios y de la nación son el eje de dicha gestión, también lo son los instrumentos procedimentales y normativos con que cuentan las administraciones municipales para realizar una labor eficiente.

Una de las problemáticas ambientales que se ha intensificado durante los últimos años y que exige de una acción inmediata de los municipios, es la de contaminación del recurso hídrico generada por las aguas residuales municipales. Sólo el 22% de los municipios del país realizan un tratamiento de sus aguas residuales, un porcentaje realmente bajo si consideramos que tampoco se ha reportado una aceptable eficiencia y operación de la mayoría de estas plantas de tratamiento.

¹ GIRALDO, Eugenio. Una revisión crítica de los aspectos técnicos del proyecto de saneamiento del río Bogotá de 1994. Bogotá: Revista de Ingeniería No 7 Universidad de los Andes, Febrero de 1996.

Pero la gestión para el Manejo y Tratamiento de las Aguas Residuales (MTAR) no se reduce simplemente al tratamiento de los vertimientos del alcantarillado municipal, debe trascender a una gestión más integral reflejada en la reducción de cantidad de vertimientos, control de la calidad de los vertidos, ampliación de la cobertura de recolección, formulación de planes maestros de saneamiento, gestión de los proyectos de inversión, construcción de la infraestructura de tratamiento, seguimiento sanitario y ambiental y programas de educación ambiental, entre otros.²

El Proyecto: “Estudios y Diseños de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales Domésticas”, constituye un paso importante en el manejo y disposición de los residuos líquidos de origen doméstico generados en el casco urbano del municipio de Macaravita. De las etapas desarrolladas en la consultoría, se destaca la metodología para la evaluación de alternativas tecnológicas aplicada a las características biofísicas y socioeconómicas del municipio. Información obtenida en la visita de campo realizada por el grupo de trabajo. La aplicación de la metodología permitió identificar el sistema de tratamiento más adecuado, el cual fue diseñado teniendo en cuenta las recomendaciones expuestas por el Ministerio de Desarrollo Económico en el Reglamento Técnico para el Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico – RAS 2000 y los requerimientos del Decreto 1594 del 26 de Junio de 1984.

² Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial. Guía: gestión para el manejo, tratamiento y disposición final de las aguas residuales municipales, 2002.

1. ASPECTOS GENERALES

La obtención de la información necesaria para realizar los diseños de la planta de tratamiento de aguas residuales domésticas del municipio de Macaravita, se logró programando y realizando una visita de campo por parte del grupo de trabajo consultor al municipio. Durante la visita de campo, se revisó toda la documentación relacionada con el proyecto, archivada en la Alcaldía Municipal y se hizo un reconocimiento del predio denominado “La Hoyada”, vereda el Juncal, ubicado al costado occidental del municipio, sitio en el cual actualmente se conducen y vierten las aguas residuales domésticas generadas en la zona urbana y sobre el cual esta proyectada y aprobada la construcción del sistema de tratamiento, por parte del Esquema de Ordenamiento Territorial y la Corporación Autónoma Regional de Santander – CAS, respectivamente. Las coordenadas del predio obtenidas por medio de un Sistema de Posicionamiento Global (Global Positioning System – GPS) son: (x: 1,164.398; y: 1,211.593; z: 2266), (x: 1,164.423; y: 1,212.464; z: 2302), (x: 1,164.413; y: 1,211.580; z: 2258) y (x: 1,164.397; y: 1,211.760; z: 2276).

1.1 Localización y Condiciones Hidroclimatológicas

El municipio de Macaravita, se encuentra localizado en el extremo sureste de la provincia de García Rovira, al oriente del departamento de Santander. Limita al norte con el municipio de Carcasí, al oriente con el municipio de Chiscas (departamento de Boyacá), al sur con el municipio de Tipacoque (departamento de Boyacá) y al occidente con los municipios de Capitanejo y San Miguel.

El área del municipio, según el Instituto Geográfico Agustín Codazzi – IGAC, es de 110 Km², dividida en 10 áreas geográficas identificadas como veredas. El municipio tiene una altura sobre el nivel del mar que varía de 1050 m.s.n.m. en el

extremo sur, sobre las riveras del Río Nevado y Río Chicamocha, hasta los 2300 m.s.n.m. en el extremo norte, en la vereda Palmar.

Posee los pisos térmicos cálido, templado y frío. Tiene una temperatura que oscila entre 4,5 °C y 22,5 °C. Las temperaturas mas altas se presentan en las veredas Buraga, Llano Grande y parte baja de las veredas Juncal, Huertas y Rasgón, con una temperatura media mayor a 19 °C, aumentando en algunos meses del año. En las veredas Buena Vista, Palmar y la parte alta de las veredas Juncal, Huertas y Rasgón la temperatura varía entre 11 °C y 19 °C.

La precipitación promedio anual es de 950 mm. En las veredas Rasgón, Huertas, Pajarito, Palmar, Juncal, parte baja de la vereda llarguta y parte alta de la vereda Buena Vista la precipitación media anual oscila entre 900 y 1200 mm.

Las actividades económicas del municipio de Macaravita corresponden al sector primario de la economía, sobresalen la agricultura, la ganadería y la extracción de carbón.

1.2 División Territorial Municipal

El municipio presenta como división administrativa el sector rural y el perímetro urbano; el sector rural esta conformado por diez (10) veredas, Ver **Tabla 1**.

1.3 Recurso Hídrico

La totalidad del área del municipio pertenece a la hoya hidrográfica del río Magdalena, de la cual hace parte la cuenca del río Chicamocha, cuenca en donde desemboca la microcuenca Quebrada Los Molinos y la Subcuenca del río Nevado, la cual cuenta con cuatro (4) microcuencas y una Subcuenca que son: La microcuenca Quebrada Los Ortigos, microcuenca Quebrada El Ramal, microcuenca Quebrada El Palmar, microcuenca Quebrada Tachirin y la Subcuenca del río Chiscano.

Tabla 1. División Veredal Municipio de Macaravita.

Vereda	Área (Km²)	Área (%)
Buena Vista	11,18	10,16
Buraga	13,01	11,83
Huertas	6,18	5,62
Ilarguta	9,66	8,78
Juncal	9,40	8,54
La Palma	4,86	4,42
Llano Grande	8,73	7,94
Pajarito	9,95	9,04
Palmar	23,94	21,76
Rasgón	13,01	11,84
Zona Urbana	0,08	0,07
Total	110	100

Tomado del Esquema de Ordenamiento Territorial.³

1.3.1 Microcuenca que Abastece al Acueducto Municipal

El acueducto municipal capta las aguas para su tratamiento en el nacimiento denominado Agua Dulce en la vereda La Palma. El acueducto actual suministra por gravedad el servicio a la cabecera municipal, con una cobertura del 90% equivalente a 64 usuarios, de los cuales el 90% tiene medidores. Sus instalaciones cuentan con: bocatoma, dos (2) tanques de almacenamiento, una planta de tratamiento con capacidad de 80 l/s (desarenador y sistema químico fuera de servicio) y con tres (3) tanques de distribución, construidos en los años 1967, 1991 y 2002.

El estado de las redes de distribución es regular, con alrededor de un 50% de las instalaciones que ya cumplieron su vida útil.

³ Alcaldía Municipal de Macaravita – Departamento de Santander. Esquema de ordenamiento territorial municipio de macaravita, 2003.

1.4 Equipamiento y Servicios

El municipio orientará las políticas, planes y proyectos para la localización y manejo de la planta de tratamiento aguas residuales, la planta de potabilización de agua para el acueducto urbano, la planta de residuos sólidos; como también la estructuración sostenible de las áreas turísticas, áreas de parques ambientales y desarrollo del equipamiento en salud.

1.4.1 Alcantarillado

La red de alcantarillado cubre a todas las viviendas existentes en la cabecera municipal y no se cobra valor alguno por la prestación del servicio. El vertimiento de las aguas negras se realiza sin ningún tratamiento a la zona occidental del casco urbano. La tubería es de Gress vitrificado (D = 6"). El alcantarillado se construyó hace 50 años.

En el sector rural, se han venido construyendo sistemas individuales de disposición final de excretas y aguas servidas a través de pozos sépticos, donde se han desarrollado programas de mejoramiento de vivienda, pero en resumen la zona rural no posee ningún tipo de alcantarillado.

1.4.2 Planta de Tratamiento de Aguas Residuales

El municipio de Macaravita no cuenta con PTAR. Las aguas residuales generadas en el casco urbano son conducidas y vertidas al lote denominado: "La Hoyada", ubicado en la vereda el Juncal. Por ende, se proyectó y aprobó la construcción del sistema de tratamiento de las aguas residuales en esta zona.

1.4.3 Planta de Tratamiento de Agua Potable

La PTAP se deberá diseñar, construir y adecuar en el mismo sector donde se encuentran los tanques de almacenamiento del acueducto. Debido a que en la actualidad, el sistema de tratamiento se limita al funcionamiento del desarenador, proceso unitario encargado de la separación física de los sólidos gruesos y densos

por gravedad. No se realizan procesos químicos ni desinfección de las aguas de consumo.

1.4.4 Plaza de Mercado

Las acciones recomendadas para este equipamiento son el diseño y la construcción de la infraestructura correspondiente en una zona alejada del área residencial, o en la vía a la vereda Buraga en inmediaciones del perímetro urbano. El mejoramiento del sistema funcional del área de cargue y descargue de mercancías sobre la malla vial principal urbana. La disposición final del material residual deberá formar parte del proyecto provincial para el manejo de residuos sólidos o en dado caso en el sitio destinado para el basurero municipal.

1.4.5 Matadero Municipal

El matadero municipal se encuentra instalado fuera del perímetro, en la vía a la Bricha, cerca de la vía que conduce al antiguo cementerio, a unos 150 m, en un sitio cercano a donde se depositan las basuras. Posee un área de 75 m² y de topografía plana (2290 m.s.n.m.m.) y es administrado por el municipio de Macaravita. Cuenta con unas instalaciones destinadas para matadero municipal, construidas en ladrillo, teja de eternit, cerchas metálicas y pisos en cemento. El área destinada al sacrificio de los animales presenta cierto deterioro tanto en el piso como en el enchape. Tiene lavaderos, albercas y rejillas para el aseo de cada uno de los recintos. Los espacios son insuficientes para el sacrificio de ganado máxime los días de antesala al mercado. No cuenta con manejo y tratamiento de aguas residuales, las cuales son vertidas a una cañada aledaña.

1.4.6 Educación

Las características de la infraestructura educacional en el municipio de Macaravita, se exponen en la **Tabla 2**.

Tabla 2. Infraestructura Funcional de la Educación en el Casco Urbano –
Municipio de Macaravita.

N°	Establecimiento	Localización	Área de Influencia (Km ²)	Área Utilizada (Construida y Libre) (m ²)	Requerimientos de Área	
					SI	NO
1	Escuela Urbana Gabriela Mistral	Casco Urbano	Cubre la Totalidad del Municipio.	2200		X

Tomado del Esquema de Ordenamiento Territorial.

1.4.7 Salud

El sector se encuentra descentralizado desde el mes de agosto de 1997. A partir del mes de enero de 1998 el municipio recibió de parte del departamento el manejo del servicio de salud. En la actualidad, el municipio cuenta con un Centro de Salud ubicado en el área urbana, en el cual se prestan los servicios básicos.

1.5 Población

Las cifras de población futura del Municipio de Macaravita, fueron estimadas mediante la proyección con diferentes modelos de los datos reportados por el Departamento Administrativo Nacional de Estadística – DANE en el XVI Censo Nacional de Población y de Vivienda – 1993.

Para el municipio de Macaravita en el año 1993, el DANE reporta una población total censada de 3809 personas, de las cuales 340 habitaban la cabecera municipal y 3469 habitaban en el resto del territorio del municipio.

Por medio del sistema de consulta del DANE, se conoció la información de las proyecciones de población 1995 – 2005, estimada por la entidad con base en el censo 93. En la **Tabla 3**, nos centraremos en las cifras estimadas de población objeto, es decir, de la población de la cabecera municipal de Macaravita.

Tabla 3. Proyecciones de Población Municipio de Macaravita 1995 – 2005.

Año	Cabecera Municipal	Resto Rural	Total Proyecciones
1995	381	4054	4435
1996	398	4019	4417
1997	415	3982	4397
1998	432	3943	4375
1999	448	3903	4351
2000	464	3859	4323
2001	479	3814	4293
2002	493	3767	4260
2003	507	3717	4224
2004	520	3665	4185
2005	532	3609	4141

Tomado del DANE. ⁴

En la **Gráfica 1**, podemos observar claramente el comportamiento demográfico de los dos (2) sectores: la cabecera municipal y el sector rural, entre los años 1995 y 2005. Es evidente el desplazamiento de la poblacional rural del municipio a otras zonas del país y el aumento algo constante de los habitantes en la cabecera municipal.

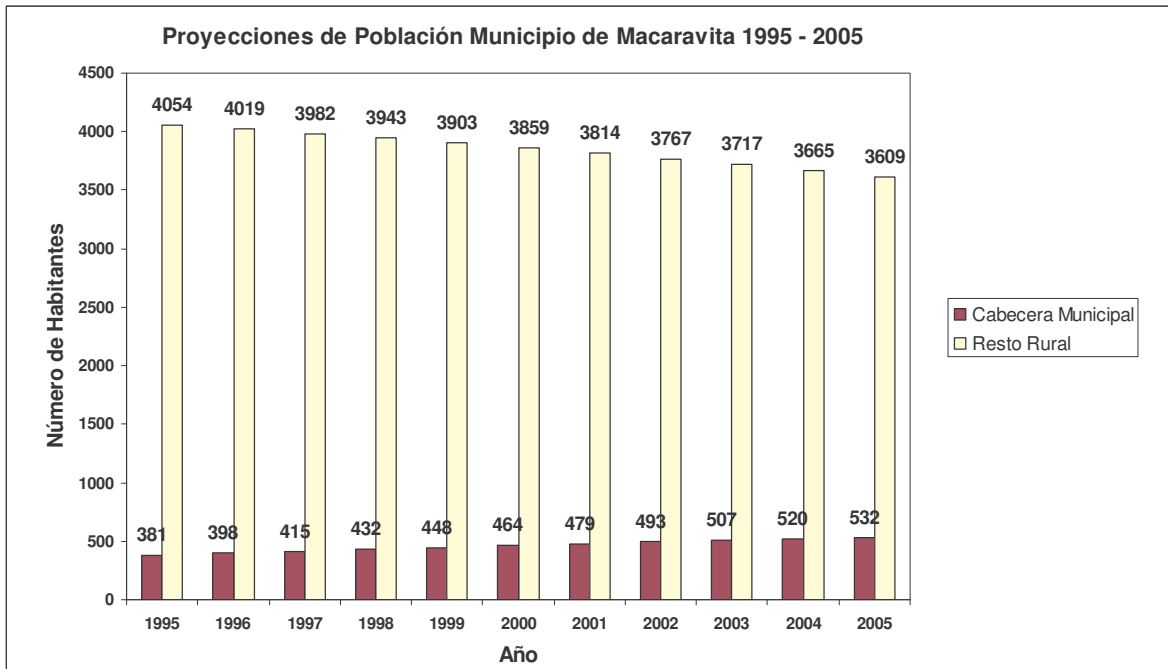
Para calcular la capacidad de tratamiento de la PTAR del municipio de Macaravita, se empleará la cifra de población futura de la cabecera municipal para el año 2005, reportada por el Departamento Administrativo Nacional de Estadística – DANE en el XVI Censo Nacional de Población y de Vivienda – 1993:

Tabla 4. Proyección de Población Municipio de Macaravita 2005.

Año	Cabecera Municipal
2005	532

Tomado del DANE.

⁴ Departamento Administrativo Nacional de Estadística – DANE. XVI Censo Nacional de Población y de Vivienda – 1993.



Modificado del DANE.

Gráfica 1. Proyecciones de Población Municipio de Macaravita 1995 – 2005.

1.5.1 Estimación de la Población de Diseño

Con base en los censos de población del DANE se obtienen los parámetros que determinan el crecimiento de la población.

La estimación de la población urbana es el aspecto principal en la definición del nivel de complejidad del sistema. *El Título B del Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico – RAS 2000, Capítulo B.2 POBLACIÓN, DOTACIÓN Y DEMANDA*, establece que esa población debe corresponder a la proyectada al final del periodo de diseño, llamado también horizonte de planeamiento del proyecto.

1.5.1.1 Métodos de Cálculo

El método de cálculo para la proyección de la población depende del **Nivel de Complejidad del Sistema** según se muestra en la **Tabla 5**.

Tabla 5. Métodos de Cálculo Permitidos Según el Nivel de Complejidad del Sistema.

Método Por Emplear	Nivel de Complejidad del Sistema			
	Bajo	Medio	Medio Alto	Alto
Aritmético + Geométrico y Exponencial	X	X		
Aritmético + Geométrico + Exponencial + Otros			X	X
Por Componentes (Demográfico)			X	X
Detallar Por Zonas y Detallar Densidades			X	X

Tomado del RAS 2000.⁵

Se calculará la población utilizando por lo menos los siguientes modelos matemáticos: Aritmético, geométrico y exponencial, seleccionando el modelo que mejor se ajuste al comportamiento histórico de la población. Los datos de población deben estar ajustados con la población flotante y la población migratoria.

- **El Método Aritmético** supone un crecimiento vegetativo balanceado por la mortalidad y la emigración. La ecuación para calcular la población proyectada es la siguiente:

$$P_f = P_{uc} + \frac{P_{uc} - P_{ci}}{T_{uc} - T_{ci}} x (T_f - T_{uc})$$

Donde:

P_f : Población futura (hab).

P_{uc} : Población último año censado con información (hab).

P_{ci} : Población censo inicial con información (hab).

T_{uc} : Año correspondiente al último año censado con información.

T_{ci} : Año correspondiente al censo inicial con información.

⁵ Ministerio de Desarrollo Económico. Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico. Reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico RAS – 2000, Noviembre de 2000.

T_f : Año al cual se quiere proyectar la información.

- **El Método Geométrico** es útil en poblaciones que muestren una importante actividad económica, que genera un apreciable desarrollo y que poseen importantes áreas de expansión las cuales pueden ser dotadas de servicios públicos sin mayores dificultades. La ecuación que se emplea es:

$$P_f = P_{uc} (1 + r)^{T_f - T_{uc}}$$

Donde:

r: Tasa de crecimiento anual en forma decimal.

La tasa de crecimiento anual (r) se calcula de la siguiente manera:

$$r = \left(\frac{P_{uc}}{P_{ci}} \right)^{\frac{1}{(T_{uc} - T_{ci})}} - 1$$

- **El Método Exponencial.** La utilización de este método requiere conocer por lo menos tres censos para poder determinar el promedio de la tasa de crecimiento de la población. Se recomienda su aplicación a poblaciones que muestren apreciable desarrollo y poseen abundantes áreas de expansión. La ecuación empleada por este método es la siguiente:

$$P_f = P_{ci} x e^{k(T_f - T_{ci})}$$

Donde:

k: Tasa de crecimiento de la población.

La tasa de crecimiento de la población (k) se calcula como el promedio de las tasas calculadas para cada par de censos, así:

$$k = \frac{\text{Ln}P_{cp} - \text{Ln}P_{ca}}{T_{cp} - T_{ca}}$$

Donde:

P_{cp}: Población del censo posterior (hab).

P_{ca}: Población del censo anterior (hab).

T_{cp}: Año correspondiente al censo posterior.

T_{ca}: Año correspondiente al censo anterior.

Ln: Logaritmo natural o neperiano.

1.5.1.2 Período de Diseño

El periodo de planeamiento o de diseño, fija las condiciones básicas del proyecto como la capacidad del sistema para atender la demanda futura, la densidad actual y de saturación, la durabilidad de los materiales y equipos empleados, y la calidad de la construcción, operación y mantenimiento. El periodo de planeamiento también depende de la demanda del servicio, la programación de inversiones, la factibilidad de ampliaciones y las tasas de crecimiento de la población, del comercio y de la industria. Como mínimo, los sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales o lluvias deben proyectarse para los periodos de planeamiento que se presentan en la **Tabla 6** (*Título D del Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico – RAS 2000, Capítulo D.2 REDES DE COLECTORES*).

Tabla 6. Período de Planeamiento de Redes de Recolección y Evacuación de Aguas Residuales y Lluvias.

Nivel de Complejidad del Sistema	Período de Diseño (años)
Bajo y Medio	15
Medio Alto	20
Alto	25

Tomado del RAS 2000.

Teniendo en cuenta las recomendaciones mínimas dadas por el RAS 2000 y el *Nivel de Complejidad Bajo del Sistema*, determinado básicamente por el número de habitantes en la zona urbana del municipio (**Numeral 1.6**), se determinó un período de planeamiento o diseño para la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales del municipio de Macaravita de quince (15) años:

$$\textit{Período de Diseño} = 15 \textit{ años}$$

Este período de diseño es el empleado para la estimación de la población de diseño. En la **Tabla 7** se registran los valores de población futura (P_f) para el municipio de Macaravita obtenidos al aplicar los tres (3) métodos de cálculo explicados en el **Numeral 1.5.1.1**.

Tabla 7. Estimación de la Población de Diseño con los Diferentes Métodos de Cálculo Permitidos Según el Nivel de Complejidad del Sistema.

Estimación de la Población de Diseño:	
Método Aritmético:	
$P_{uc} = 532$	$P_f = 759$
$P_{ci} = 381$	
$T_{uc} = 2005$	
$T_{ci} = 1995$	
$T_f = 2020$	
Método Geométrico:	
$P_{uc} = 532$	$r = 0,034$
$P_{ci} = 381$	
$T_{uc} = 2005$	$P_f = 878$
$T_{ci} = 1995$	
$T_f = 2020$	
Método Exponencial:	
$P_{ci} = 520$	$k = 0,024066$
$P_{cp} = 532$	
$P_{ca} = 507$	
$T_{ci} = 2004$	$P_f = 764$
$T_{cp} = 2005$	
$T_{ca} = 2003$	
$T_f = 2020$	

El método que mejor se ajusta al comportamiento histórico de la población del Municipio, es el *Método Aritmético*. Por tal motivo, la población de diseño del proyecto es de setecientos cincuenta y nueve (759) habitantes:

$$Población \ de \ Diseño = 759 \ hab$$

1.6 Determinación del Nivel de Complejidad del Sistema

Como se establece en el *Título A del Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico – RAS 2000, Capítulo A.3 DETERMINACIÓN DEL NIVEL DE COMPLEJIDAD DEL SISTEMA*, para todo el territorio nacional se establecen los siguientes niveles de complejidad:

- Bajo.
- Medio.
- Medio Alto.
- Alto.

La clasificación del proyecto en uno de estos niveles depende del número de habitantes en la zona urbana del municipio, su capacidad económica y el grado de exigencia técnica que se requiera para adelantar el proyecto, de acuerdo con lo establecido en la **Tabla 8**.

Tabla 8. Asignación del Nivel de Complejidad.

Nivel de Complejidad	Población en la Zona Urbana (⁽¹⁾ (habitantes))	Capacidad Económica de los Usuarios (⁽²⁾)
Bajo	< 2500	Baja
Medio	2501 a 12500	Baja
Medio Alto	12501 a 60000	Media
Alto	> 60000	Alta

Notas: ⁽¹⁾ Proyectado al período de diseño, incluida la población flotante.

⁽²⁾ Incluye la capacidad económica de población flotante. Debe ser evaluada según metodología del DNP.

Tomado del RAS 2000.

De acuerdo a la población en la zona urbana proyectada al período de diseño (Población de Diseño = 759 habitantes), el proyecto se clasifica en el **Nivel de Complejidad Bajo**.

1.7 Caracterización de las Aguas Residuales Domésticas

Debido a la existencia de alcantarillado en el Municipio, se revisó la información relacionada con las mediciones de caudales y los análisis de laboratorio realizados a muestras tomadas de las aguas residuales domésticas vertidas en el predio denominado “La Hoyada”.

1.7.1 Medición de Caudales

Según lo reportado en el “Informe Final del Monitoreo de Un (1) Punto de Vertimiento Municipal de Aguas Residuales Domésticas”, realizado en el municipio de Macaravita, los valores de caudales disponibles, corresponden a doce (12) mediciones con frecuencia de dos (2) horas, realizadas los días 8 y 9 de marzo del año 2005.

Tabla 9. Datos de Campo Vertimiento Municipio de Macaravita – Santander.

Muestra No	Hora	Caudal (L/s)	Factor Multiplicador	Temperatura (°C)	pH
1	10:00 a.m.	0,602	0,71	22	7,60
2	12:00 m.	1,042	1,22	23	7,59
3	2:00 p.m.	1,445	1,69	23	7,63
4	4:00 p.m.	0,871	1,02	22	7,73
5	6:00 p.m.	1,006	1,18	21	7,80
6	8:00 p.m.	0,674	0,79	21	7,60
7	10:00 p.m.	0,516	0,61	21	8,20
8	12:00 a.m.	0,438	0,51	20	7,80
9	2:00 a.m.	0,447	0,52	20	7,70
10	4:00 a.m.	0,428	0,50	20	7,63
11	6:00 a.m.	1,343	1,57	21	7,73
12	8:00 a.m.	1,421	1,67	22	7,80
Promedio		0,853	1	21	7,73

Tomado del Informe Final del Monitoreo.⁶

⁶ Alcaldía Municipal de Macaravita – Departamento de Santander. Informe final del monitoreo de un (1) punto de vertimiento municipal de aguas residuales domésticas, Marzo de 2005.

Con los datos de mediciones de caudales en campo se determinan los caudales medio y máximo horario representativos del vertimiento municipal y el factor de mayoración correspondiente. Sin embargo, por tratarse de datos obtenidos del monitoreo para un (1) día de la semana y debido a la ausencia de datos derivados de otros monitoreos realizados en diferentes días y épocas del año, se está obviando la variabilidad temporal que afecta a este parámetro de diseño. Por ende, se relacionarán los caudales con la población de aporte del vertimiento correspondiente al año del monitoreo (2005), con el fin de estimar un aporte de agua residual per cápita, que sirva de referencia al aporte estimado siguiendo las consideraciones establecidas en el *Título D del Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico – RAS 2000, Literal D.3.2.2 Contribuciones de aguas residuales*.

Tabla 10. Estimación del Consumo Medio Diario por Habitante Según los Datos del Monitoreo del Vertimiento Municipal de Macaravita.

Estimación del Consumo Medio Diaro por Habitante:		
$Q_{\text{promedio}} \text{ (L/s)} =$	0,853	Dotación Neta con Corrección 173,17 (L/hab-día) =
$Q_{\text{promedio}} \text{ (L/día)} =$	73699	
$P_{2005} \text{ (hab)} =$	532	
$R =$	0,80	

1.7.2 Contribuciones de Aguas Residuales

El volumen de aguas residuales aportadas a un sistema de recolección y evacuación está integrado por las aguas residuales domésticas, industriales, comerciales e institucionales. Su estimación debe basarse, en lo posible, en información histórica de consumos, mediciones periódicas y evaluaciones regulares.

1.7.2.1 Domésticas (Q_D)

El aporte doméstico (Q_D) está dado por la expresión:

$$Q_D = \frac{C.P.R}{86400}$$

Donde:

Q_D : Caudal de aguas residuales domésticas (L/s).

C: Consumo medio diario por habitante (L/hab-día).

P: Población servida (hab).

R: Coeficiente de retorno.

Q_D debe ser estimado para las condiciones iniciales, Q_{Di} , y finales, Q_{Df} , de operación del sistema.

a) Estimación del Consumo Medio Diario por Habitante:

Corresponde a la dotación neta, es decir, a la cantidad de agua que el consumidor efectivamente recibe para satisfacer sus necesidades. La dotación neta depende del **Nivel de Complejidad del Sistema**, del clima de la localidad y del tamaño de la población. Su estimación se hace con base en el *Literal B.2.4 DOTACIÓN NETA del Título B del Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico – RAS 2000*.

- **Dotación Neta:**

La dotación neta corresponde a la cantidad mínima de agua requerida para satisfacer las necesidades básicas de un habitante sin considerar las pérdidas que ocurran en el sistema de acueducto.

Cuando se multiplica la población que va a ser servida por la dotación se obtienen la demanda total de agua; por tal razón la evaluación de la dotación es tan importante como la proyección de la población.

- **Dotación Neta Mínima y Máxima:**

La dotación neta depende del **Nivel de Complejidad del Sistema** y sus valores mínimo y máximo se establecen de acuerdo con la **Tabla 11**.

Tabla 11. Dotación Neta Según el Nivel de Complejidad del Sistema.

Nivel de Complejidad del Sistema	Dotación Neta Mínima (L/hab-día)	Dotación Neta Máxima (L/ha-día)
Bajo	100	150
Medio	120	175
Medio Alto	130	–
Alto	150	–

Tomado del RAS 2000.

Para un Nivel de Complejidad Bajo del Sistema, el RAS 2000 establece una dotación neta (L/hab/día) comprendida entre 100 y 150, valores mínimo y máximo respectivamente. La dotación neta escogida fue la máxima, debido a los altos consumos de agua per cápita registrados en el Municipio.

$$Dotación\ Neta = 150\ L / hab - día$$

- **Correcciones a la Dotación Neta:**

La dotación neta obtenida puede ajustarse teniendo en cuenta estudios socioeconómicos del municipio, el costo marginal de los servicios y el efecto del clima en el consumo.

En los **Niveles Bajo y Medio de Complejidad** este ajuste no puede superar el 20% del valor de la dotación neta establecida inicialmente.

Efecto del Clima en la Dotación Neta. Teniendo en cuenta el clima predominante en el municipio, la dotación neta puede ser ajustada teniendo en cuenta la **Tabla 12**.

Tabla 12. Variación a la Dotación Neta Según el Clima y el Nivel de Complejidad del Sistema.

Nivel de Complejidad del Sistema	Clima Cálido (Más de 28°C)	Clima Templado (Entre 20°C y 28°C)	Clima Frío (Menos de 20°C)
Bajo	+ 15%	+ 10%	No se Admite Corrección por Clima
Medio	+ 15%	+ 10%	
Medio Alto	+ 20%	+ 15%	
Alto	+ 20%	+ 15%	

Tomado del RAS 2000.

La temperatura ambiente en la zona urbana del municipio de Macaravita oscila entre 8 y 24°C. La dotación neta se ajustará con un valor del 10%, el cual corresponde al Nivel de Complejidad Bajo del Sistema con un clima templado.

Tabla 13. Estimación del Consumo Medio Diario por Habitante Según el RAS 2000.

Estimación del Consumo Medio Diaro por Habitante:		
Dotación Neta (L/hab-día) =		Dotación Neta con Corrección (L/hab-día) = 165,00
Mínima =	100	
Máxima =	150	
Dotación Neta (L/hab-día) =	150	
Variación Según el Clima (%) =	10%	

Al comparar los valores estimados del consumo medio diario por habitante, según los datos del monitoreo del vertimiento municipal de Macaravita (173,17 L/hab-día) y según el RAS 2000 (165 L/hab-día), se decide emplear el primero de estos como dotación neta para el diseño del sistema de tratamiento.

$$\text{Dotación Neta de Diseño} = 173,17 \text{ L / hab} - \text{día}$$

b) Estimación de la Población Servida:

La población servida o población de diseño es la calculada en el **Numeral 1.5.1** por el método aritmético, valor que corresponde a un período de diseño de quince (15) años:

$$Población\ Servida = 759\ hab$$

c) Estimación del Coeficiente de Retorno:

El coeficiente de retorno es la fracción del agua de uso doméstico servida (dotación neta), entregada como agua negra al sistema de recolección y evacuación de aguas residuales. Su estimación debe provenir del análisis de información existente de la localidad y/o de mediciones de campo. Cuando esta información resulte inexistente o muy pobre, pueden utilizarse como guía los rangos de valores de R descritos en la **Tabla 14**.

Tabla 14. Coeficiente de Retorno de Aguas Servidas Domésticas.

Nivel de Complejidad del Sistema	Coeficiente de Retorno
Bajo y Medio	0,7 – 0,8
Medio Alto y Alto	0,8 – 0,85

Tomado del RAS 2000.

Para un Nivel de Complejidad Bajo del Sistema, el RAS 2000 recomienda un coeficiente de retorno entre 0,7 y 0,8. El valor escogido para la estimación del caudal de aguas residuales domésticas es 0,8.

El aporte de aguas residuales domésticas (Q_D) calculado para el municipio de Macaravita es de 1,22 L/s:

$$Q_D = \frac{173,17 \times 759 \times 0,8}{86400}$$

$$Q_D = 1,22 L / s$$

1.7.2.2 Industriales (Q_I)

Los aportes de aguas residuales industriales Q_I deben ser determinados para cada caso en particular, con base en información de censos, encuestas y consumos industriales y estimativos de ampliaciones y consumos futuros. Para cualquier Nivel de Complejidad del Sistema, es necesario elaborar análisis específicos de aportes industriales de aguas residuales, en particular para zonas netamente industriales e industrias medianas y grandes, ubicadas en zonas residenciales y comerciales.

En cada caso, debe considerarse la naturaleza de los residuos industriales, y su aceptación al sistema de alcantarillado estará condicionada por la legislación vigente con respecto a vertimientos industriales.

Q_I debe ser estimado para las condiciones iniciales, Q_{Ii} , y finales, Q_{If} , de operación del sistema, de acuerdo con los planes de desarrollo industrial previstos.

Para el cálculo del caudal medio diario Q_{MD} no fueron estimados los aportes de aguas residuales industriales Q_I , debido a que en el municipio de Macaravita no existen actividades industriales considerables.

1.7.2.3 Comerciales (Q_C)

Para zonas netamente comerciales, el caudal de aguas residuales Q_C debe estar justificado con un estudio detallado, basado en consumos diarios por persona, densidades de población en estas áreas y coeficientes de retorno mayores que los de consumo doméstico. Para zonas mixtas comerciales y residenciales pueden ponderarse los caudales medios con base en la concentración comercial relativa a la residencial.

Q_C debe ser estimado para las condiciones iniciales, Q_{Ci} , y finales, Q_{Cf} , de operación del sistema, de acuerdo con los planes de desarrollo comercial previstos.

1.7.2.4 Institucionales (Q_{IN})

Los aportes de aguas residuales institucionales Q_{IN} , entre los cuales tenemos: escuelas, colegios y universidades, hospitales, hoteles, cárceles, etc. Deben determinarse para cada caso en particular, con base en información de consumos registrados en la localidad de entidades similares. Sin embargo, para pequeñas instituciones ubicadas en zonas residenciales, los aportes de aguas residuales pueden estimarse a partir de valores por unidad de área institucional.

Q_{IN} debe ser estimado para las condiciones iniciales, Q_{INi} , y finales, Q_{INF} , de operación del sistema, de acuerdo con los planes de desarrollo previstos.

Teniendo en cuenta que en el municipio de Macaravita, los aportes por uso residencial representan más del 95% del consumo total, para el cálculo del caudal medio diario Q_{MD} no fueron estimados los aportes de aguas residuales comerciales Q_C e institucionales Q_{IN} . Además, en el casco urbano del municipio, las actividades comerciales son manejadas a nivel familiar, constituyéndose en aportes domésticos. En el caso de los aportes institucionales, estos fueron considerados al adoptar como dotación neta el valor estimado del consumo medio diario por habitante de los datos del monitoreo del vertimiento municipal de Macaravita (173,17 L/hab-día).

1.7.2.5 Caudal Medio Diario de Aguas Residuales (Q_{MD})

El caudal medio diario de aguas residuales (Q_{MD}) para un colector con un área de drenaje dada es la suma de los aportes domésticos, industriales, comerciales e institucionales.

$$Q_{MD} = Q_D + Q_I + Q_C + Q_{IN}$$

El Q_{MD} debe ser estimado para las condiciones iniciales, Q_{MDi} , y finales, Q_{MDf} , de operación del sistema. En los casos donde las contribuciones industriales, comerciales e institucionales sean marginales con respecto a las domésticas, pueden ser estimadas como un porcentaje de los aportes domésticos.

$$Q_{MD} = Q_D = 1,22 L / s$$

1.7.3 Caudal Máximo Horario (Q_{MH})

El caudal máximo horario es la base para establecer el caudal de diseño de una red de colectores de un sistema de recolección y evacuación de aguas residuales. El caudal máximo horario del día máximo se estima a partir del caudal final medio diario Q_{MDf} , mediante el uso del factor de mayoración F .

$$Q_{MH} = F \cdot Q_{MDf}$$

1.7.4 Factor de Mayoración (F)

El factor de mayoración para estimar el caudal máximo horario Q_{MH} , con base en el caudal medio diario Q_{MD} , tiene en cuenta las variaciones en el consumo de agua por parte de la población. El valor del factor disminuye en la medida en que el número de habitantes considerado aumenta, pues el uso del agua se hace cada vez más heterogéneo y la red de colectores puede contribuir cada vez más a amortiguar los flujos. La variación del factor de mayoración debe ser estimada a partir de mediciones de campo. Sin embargo, esto no es factible en muchos casos, por lo cual es necesario estimarlo con base en relaciones aproximadas como las de Harmon y Babbitt, válidas para poblaciones de 1000 a 1,000.000

habitantes, y la de Flores, en las cuales se estima F en función del número de habitantes.

$$F = 1 + \frac{14}{(4 + P^{0,5})} \quad \text{Harmon}$$

$$F = \frac{5}{P^{0,2}} \quad \text{Babbit}$$

$$F = \frac{3,5}{P^{0,1}} \quad \text{Flores}$$

El factor de mayoración también puede ser dado en términos del caudal medio diario como en las fórmulas de Los Angeles o la de Tchobanoglous.

$$F = \frac{3,53}{Q_{MD}^{0,0914}}$$

$$F = \frac{3,70}{Q_{MD}^{0,0733}}$$

La fórmula de Los Angeles es válida para el rango de 2,8 a 28300 L/s, mientras que la de Tchobanoglous lo es para el rango de 4 a 5000 L/s. Esta última relación es adecuada cuando la contribución de aguas residuales de procedencia comercial, industrial e institucional no representa más del 25% del caudal total de aguas residuales.

En general el valor de F debe ser mayor o igual a 1,4.

Teniendo en cuenta el factor multiplicador para el caudal máximo horario (Hora: 2:00 p.m.), calculado y registrado en la **Tabla 9**, se seleccionó como factor de mayoración F, el valor obtenido de la aplicación de la relación aproximada de Flores, 1,80. A partir del cual se estimó el caudal máximo horario Q_{MH} , como se observa en la **Tabla 15**.

Tabla 15. Estimación del Caudal Máximo Horario Q_{MH} .

Caudal Máximo Horario Q_{MH}:			
Caudal Medio Diario:		Q_{MH} (L/s) =	2,19
$Q_{MD} =$	1,22		
Factor de Mayoración F:			
Harmon: F =	1,44		
Babbit: F =	1,33		
Flores: F =	1,80		

$$Q_{MH} = 2,19 \text{ L / s}$$

1.7.5 Caudal de Diseño

Este caudal es el correspondiente a las contribuciones acumuladas que llegan al punto de vertimiento municipal.

$$Q_{Diseño} = Q_{MH} + Q_{INF} + Q_{CE}$$

Las infiltraciones de aguas subsuperficiales Q_{INF} y los aportes de aguas lluvias al sistema de alcantarillado sanitario, provenientes de malas conexiones de bajantes de techos y patios Q_{CE} , fueron consideradas al adoptar como dotación neta el valor estimado del consumo medio diario por habitante de los datos del monitoreo del vertimiento municipal de Macaravita (173,17 L/hab-día).

$$Q_{Diseño} = Q_{MH} = 2,19 \text{ L / s}$$

1.7.6 Características Físicoquímicas

Los análisis de laboratorio reportados en el Informe final del monitoreo de un (1) punto de vertimiento municipal de aguas residuales domésticas, realizado en el municipio de Macaravita en el mes de marzo del año 2005, siguieron la metodología del Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater edición 20, 1998.

Para el punto de vertimiento municipal, se tomaron doce (12) muestras puntuales con una frecuencia de dos (2) horas y se midieron parámetros de campo como: Caudal (Q), potencial de Hidrógeno (pH) y Temperatura (T). Con las muestras puntuales se hizo la composición de muestras cada ocho (8) horas, como resultado se obtuvieron tres (3) muestras compuestas en las veinticuatro (24) horas de monitoreo para los correspondientes análisis de laboratorio. Adicionalmente se tomaron tres (3) muestras puntuales para la determinación de Grasas y Aceites en el laboratorio.

Tabla 16. Reporte de Resultados de los Análisis de Laboratorio y Carga Contaminante Diaria (Cc) del Único Vertimiento (V) del Municipio de Macaravita.

Vertimiento (V)				
Parámetros	Muestra Compuesta No 1	Muestra Compuesta No 2	Muestra Compuesta No 3	Cc (Kg/día)
Qp (l/s)	0,99	0,6585	0,90975	
T (°C)	23	21	21	
pH	7,64	7,85	7,72	
DBO ₅ (mg/l O ₂)	105,85	100,41	277,39	12,19
DQO (mg/l O ₂)	217,12	358,72	472	25,36
SST (mg/l)	80	50	166	7,58
GyA (mg/l)	24,64			1,82

Nota: Para el cálculo de la Carga contaminante (Cc) se tomaron veinticuatro (24) horas de vertimiento del usuario en el día.

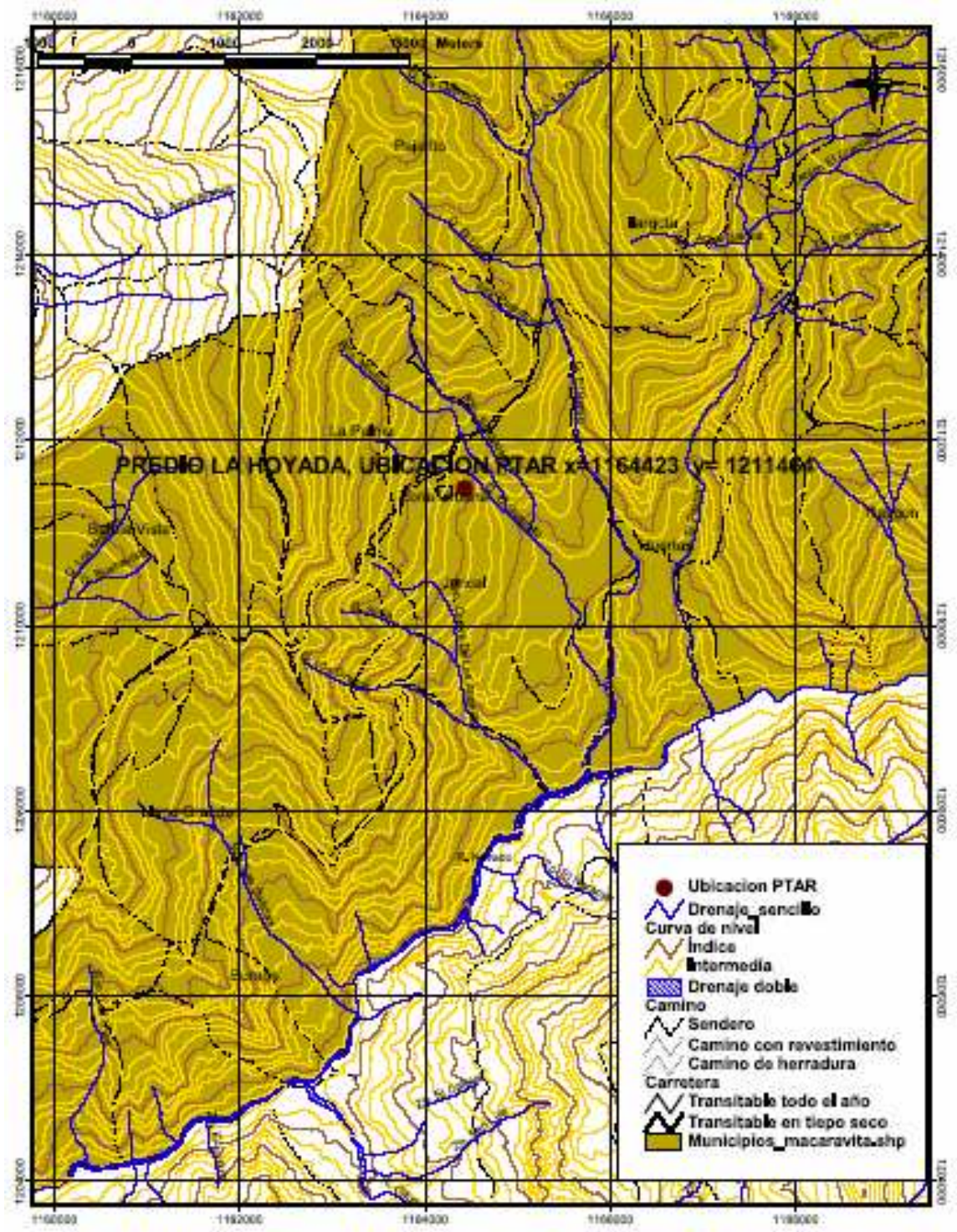
Tomado del Informe Final del Monitoreo.

1.8 Levantamiento Topográfico

Debido a la falta de información del municipio con respecto a levantamientos topográficos del predio denominado "La Hoyada", se realizó la inspección visual y se tomaron medidas con cinta en el terreno durante la visita de campo. El terreno presenta una topografía quebrada, apropiada para el diseño y operación del sistema de tratamiento con régimen hidráulico a gravedad. En la zona existe una circulación constante del viento.



Figura 1. Sitio de Vertimiento de las Aguas Residuales Domésticas – Municipio de Macaravita (Santander).



Tomado del Esquema de Ordenamiento Territorial.

Figura 2. Ubicación Geográfica Predio “La Hoyada” – Municipio de Macaravita (Santander).

1.9 Estudios de Suelos

A la muestra de suelo tomada en el predio denominado “La Hoyada”, se le realizaron los siguientes ensayos de laboratorio: análisis granulométrico y límites de Atterberg. Para tal objeto se hicieron dos (2) apiques a un (1) metro de profundidad para la extracción del material a estudiar.

La muestra se denominó de la siguiente forma:

- Muestra No 1 Nivel No 1. Profundidad: 0,00 m – 1,00 m.

Ver **Anexo 1**. Resultados de los Ensayos de Laboratorio de Suelos.



Figura 3. Predio “La Hoyada” – Municipio de Macaravita (Santander).

2. SELECCIÓN DE LA ALTERNATIVA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS

La fase de diseño e implementación de un sistema de tratamiento de aguas residuales en el municipio, contempla importantes aspectos como la identificación de la mejor alternativa de tratamiento de aguas residuales que garantice el cumplimiento de las remociones de contaminantes esperadas en el marco de una adecuada administración y operación del sistema.

La **Figura 4**, esquematiza las diferentes tecnologías maduras existentes para el tratamiento de las aguas residuales domésticas a nivel municipal.

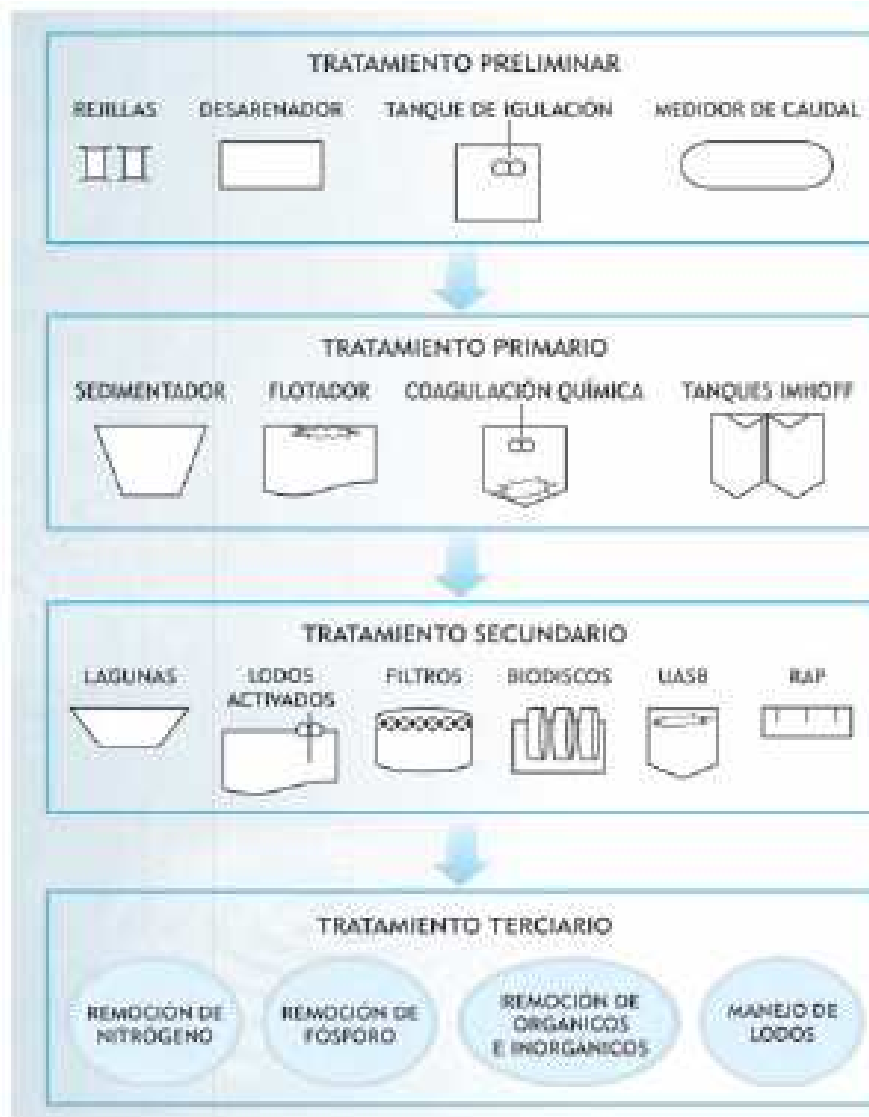
Para la selección de la alternativa de tratamiento de aguas residuales domésticas a implementar en el municipio de Macaravita – Santander, se aplicó la metodología de valoración expuesta por el Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial en la Guía: Gestión para el Manejo, Tratamiento y Disposición Final de las Aguas Residuales Municipales.

La identificación de la mejor alternativa de tratamiento de aguas residuales requiere de un análisis de las ventajas y desventajas de las tecnologías disponibles relacionadas con las características biofísicas y socioeconómicas del municipio.

Cada evaluación es particular del municipio que la realiza, sin embargo se deben considerar las siguientes variables (V_i):

- Costo del sistema de tratamiento en su etapa de inversión.
- Costo de operación y mantenimiento del sistema de tratamiento.
- Área requerida para su construcción.

- Complejidad de la tecnología.
- Potencial producción de olores.
- Generación de subproductos (lodos, gases).
- Impacto ambiental en poblaciones y recursos naturales cercanos.



Tomado de la Guía: gestión para el manejo, tratamiento y disposición final de las aguas residuales municipales.

Figura 4. Tratamientos de Agua Residual Típicos.

La evaluación de la mejor alternativa se puede realizar a través de un análisis típico de **promedio ponderado**, en el cual cada variable (V_i) tiene una importancia relativa de acuerdo a las condiciones del municipio, por tal razón se debe establecer:

- Una ponderación (P_i) para cada variable V_i .
- P_i se encuentra entre 0 – 1 y $\sum P_i = 1$.

Se debe establecer un rango de calificación (0 – 100, 0 – 1) para calificar cada variable V_i en relación con las condiciones del municipio, y generar un promedio ponderado:

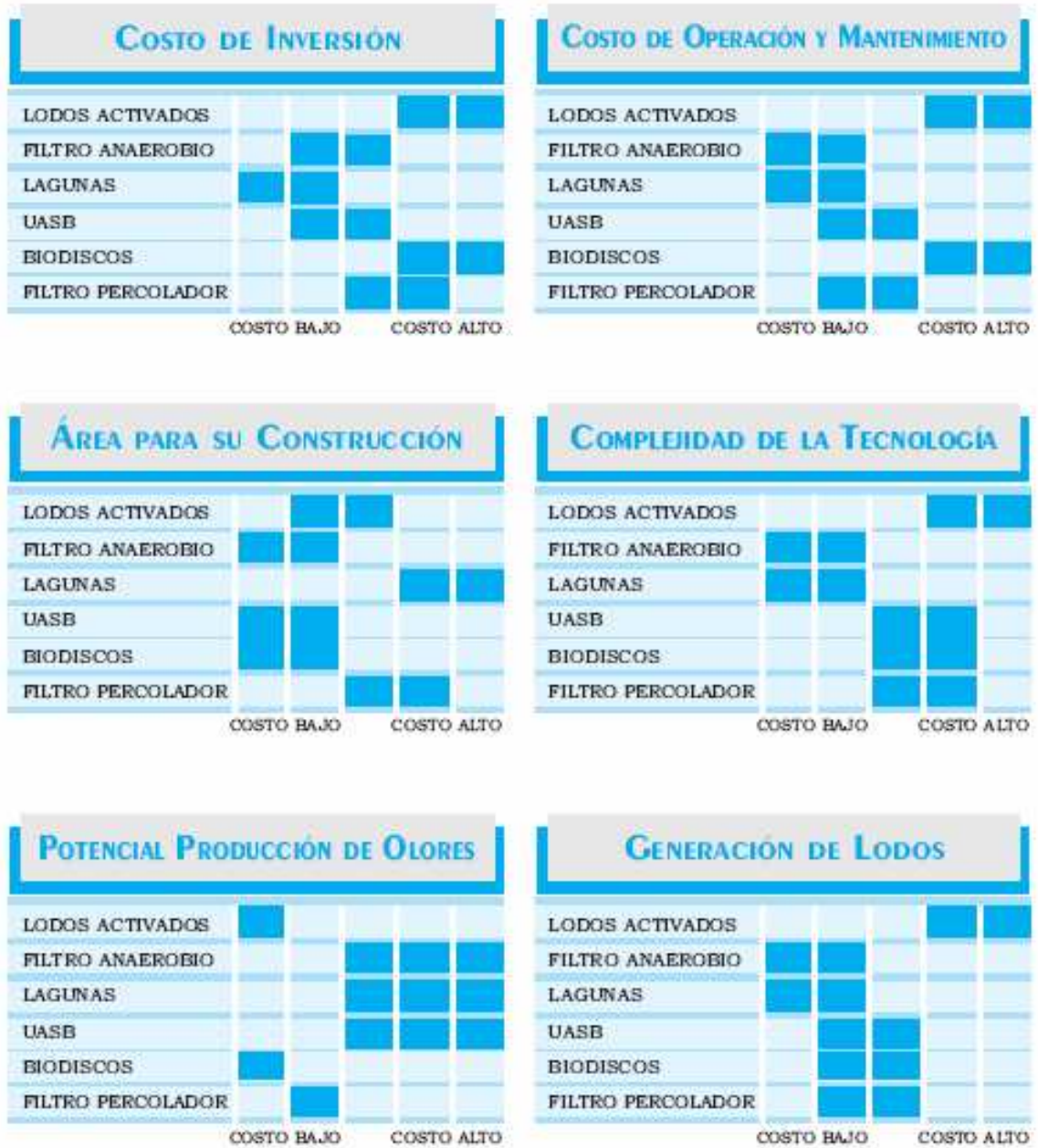
Calificación Tecnología:

$$= \sum (V_i \times P_i)$$

El mayor puntaje permite identificar la tecnología con mayores probabilidades de implementación y adecuada operación.

Para las calificaciones parciales de cada variable se pueden considerar las tendencias de comportamiento presentadas en la **Tabla 17**.

Tabla 17. Tendencia de Algunas Características en Tecnologías de Tratamiento de Aguas Residuales.



Tomado de la Guía: gestión para el manejo, tratamiento y disposición final de las aguas residuales municipales.

2.1 Alternativas de Tratamiento de Aguas Residuales a Valorar

Las alternativas de tratamiento de aguas residuales consideradas corresponden a la combinación de tecnologías maduras existentes en el mercado. Para la definición de las alternativas a valorar se realizó una búsqueda de los sistemas de tratamiento implementados en diferentes ciudades a nivel nacional. Basados en el barrido de tecnologías, se identificaron cinco (5) alternativas factibles para el tratamiento de las aguas residuales domésticas del Municipio de Macaravita, las cuales son:

1. Sedimentación Primaria + Lodos Activados.
2. Sedimentación Primaria + Reactores RAP (Reactores Anaerobios de Flujo a Pistón).
3. Reactores UASB (Upflow Anaerobic Sludge Blanket) + Lagunas Facultativas.
4. Sedimentación Primaria + Biodiscos.
5. Reactores UASB (Upflow Anaerobic Sludge Blanket) + Filtros Percoladores.

Figura 5. Alternativas de Tratamiento de Aguas Residuales Domésticas a Valorar.

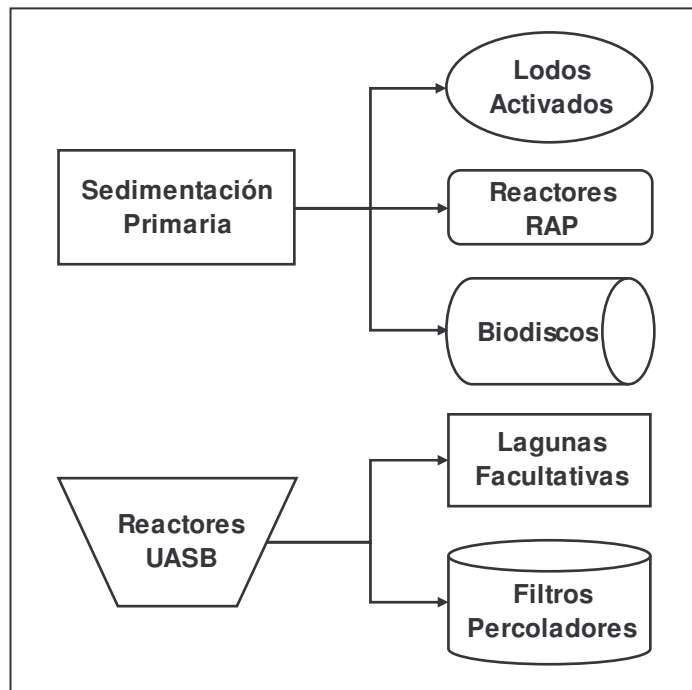


Tabla 18. Valoración de Alternativas de Tratamiento de Aguas Residuales Domésticas para el Municipio de Macaravita – Santander.

VALORACION DE ALTERNATIVAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DOMESTICAS MUNICIPIO DE MACARAVITA - SANTANDER							
Tecnología	Calificación Variable V_i (0 - 100) ¹						
	Costo de Inversión	Costo de Operación	Área	Complejidad	Olores	Lodos	Impacto Ambiental
1. Sedimentación Primaria + Lodos Activados	25	25	75	25	75	25	100
2. Sedimentación Primaria + Reactores RAP	50	100	75	100	25	75	50
3. Reactores UASB + Lagunas Facultativas	100	100	0	100	25	75	25
4. Sedimentación Primaria + Biodiscos	25	25	75	50	75	75	50
5. Reactores UASB + Filtros Percoladores	75	75	100	50	50	50	75

⁽¹⁾ Calificación 0: No conviene la tecnología.

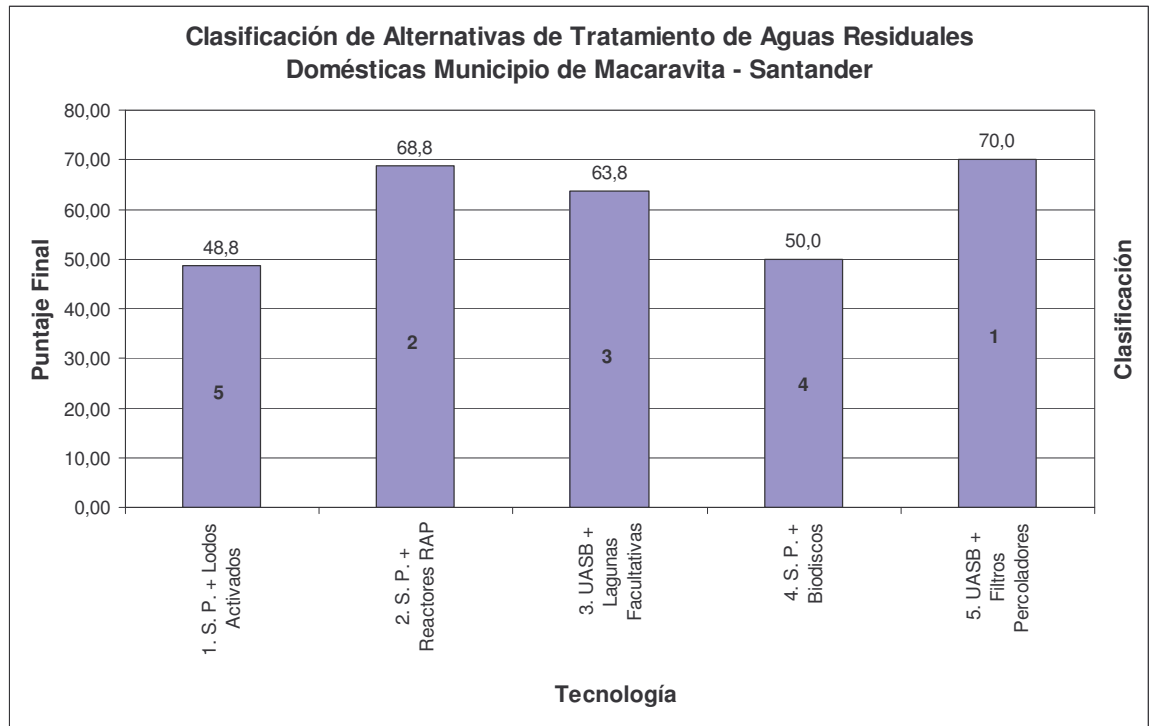
Calificación 100: Si conviene la tecnología.

Las ponderaciones o importancias adoptadas para cada variable son las siguientes:

Suma $\sum P_i = 1$	Ponderaciones P_i (0 - 1) Para Cada Variable V_i						
	Costo de Inversión	Costo de Operación	Área	Complejidad	Olores	Lodos	Impacto Ambiental
1,0	0,20	0,15	0,15	0,15	0,10	0,10	0,15

Tecnología	Calificación Parcial ($V_i \times P_i$)							Suma Total $\sum (V_i \times P_i)$
	Costo de Inversión	Costo de Operación	Área	Complejidad	Olores	Lodos	Impacto Ambiental	
1. Sedimentación Primaria + Lodos Activados	5,0	3,8	11,3	3,8	7,5	2,5	15,0	48,8
2. Sedimentación Primaria + Reactores RAP	10,0	15,0	11,3	15,0	2,5	7,5	7,5	68,8
3. Reactores UASB + Lagunas Facultativas	20,0	15,0	0,0	15,0	2,5	7,5	3,8	63,8
4. Sedimentación Primaria + Biodiscos	5,0	3,8	11,3	7,5	7,5	7,5	7,5	50,0
5. Reactores UASB + Filtros Percoladores	15,0	11,3	15,0	7,5	5,0	5,0	11,3	70,0

Como resultado de la aplicación de la metodología de valoración para las condiciones biofísicas y socioeconómicas del municipio de Macaravita, se obtuvo que la alternativa de tratamiento de aguas residuales domésticas conformada por los reactores UASB y los filtros percoladores es la más factible de aplicar, debido a sus costos razonables de inversión y operación, requerimientos de área de construcción relativamente bajos, facilidad de operación y mantenimiento, control y disposición aceptable de olores y lodos generados y por ser una alternativa de bajo impacto ambiental.



Gráfica 2. Clasificación de Alternativas de Tratamiento de Aguas Residuales Domésticas para el Municipio de Macaravita – Santander.

3. DISEÑO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS

El objetivo inicial principal del diseño de la planta de tratamiento de aguas residuales domésticas del municipio de Macaravita, es remover las cargas contaminantes generadas y referidas en el Artículo 72 del Decreto 1594 del 26 de Junio de 1984, para realizar un vertimiento con bajas concentraciones de contaminantes que le permita al medio ambiente conservar su equilibrio biológico y desempeñar su función de forma adecuada. Teniendo en cuenta esta premisa, los alcances de la PTAR Macaravita son los siguientes:

- Remoción del material flotante presente en el agua residual doméstica.
- Remoción mayor al 80% en carga de las grasas y aceites.
- Remoción mayor al 80% en carga de los sólidos suspendidos.
- Remoción mayor al 80% en carga de la demanda bioquímica de oxígeno (DBO).
- Remoción de organismos patógenos.

Las operaciones y los procesos a implementar en la planta de tratamiento de aguas residuales domésticas del municipio de Macaravita, se pueden clasificar en las siguientes etapas:

- **Pretratamiento:** Tiene como objeto remover del agua residual aquellos constituyentes que pueden causar dificultades de operación y mantenimiento en los procesos posteriores o que, en algunos casos, no pueden tratarse conjuntamente con los demás componentes del agua residual.

- **Tratamiento Primario:** Se refiere comúnmente a la remoción parcial de sólidos suspendidos, materia orgánica u organismos patógenos, mediante sedimentación u otro medio, y constituye un método de preparar el agua para el tratamiento secundario. Por lo general, el tratamiento primario remueve alrededor del 60% de los sólidos suspendidos del agua residual cruda y un 35% de la DBO.
- **Tratamiento Secundario:** El tratamiento secundario convencional se usa principalmente para remoción de DBO soluble y sólidos suspendidos e incluye, por ello, la implementación de procesos biológicos.

En la **Figura 6**, se observa la configuración de la alternativa de tratamiento seleccionada para conseguir los alcances propuestos.

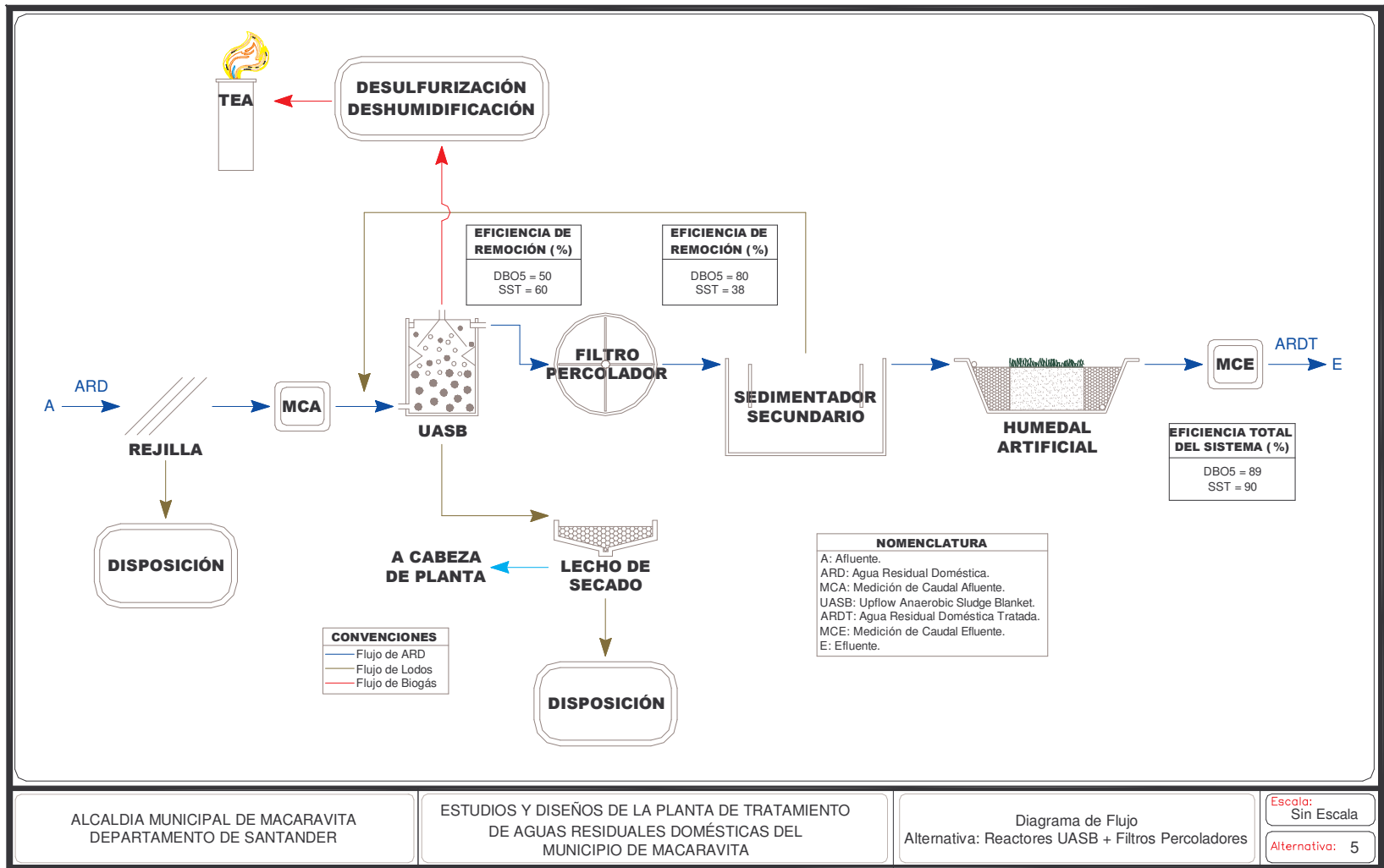


Figura 6. Diagrama de Flujo PTAR Macaravita.

3.1 Pretratamiento

3.1.1 Cribado

El cribado es la operación utilizada para separar material grueso del agua, mediante el paso de ella por una criba o rejilla.

De acuerdo con el método de limpieza, las rejillas o cribas son de limpieza manual o mecánica. Según el tamaño de las aberturas se clasifican como rejillas gruesas o finas. Las gruesas son aquellas con aberturas iguales o mayores de 0,64 cm (1/4 pulgada), mientras que las finas tienen aberturas menores de 0,64 cm.

En el tratamiento de aguas residuales se usan rejillas gruesas, principalmente de barras o varillas de acero, para proteger bombas, válvulas, tuberías y equipos, etc., del taponamiento o interferencia causada por trapos, tarros y objetos grandes. Las características principales de los dos tipos de rejillas usados, de limpieza manual y mecánica, se incluyen en la **Tabla 19**.

La longitud de las rejillas de limpieza manual no debe exceder de la que permita su limpieza conveniente por el operador. En la parte superior de la rejilla debe proveerse una placa de drenaje temporal del material removido.

El canal de acceso a la rejilla debe diseñarse para prevenir la acumulación de arena u otro material pesado, antes y después de la rejilla. El canal debe, preferiblemente, ser horizontal, recto y perpendicular a la rejilla, para promover una distribución uniforme de los sólidos retenidos por ella.

A medida que el material se acumula sobre la rejilla, ésta se va taponando y la pérdida de energía, consecuentemente, aumenta. El diseño estructural debe ser el adecuado para impedir la rotura de la rejilla cuando está taponada.

Tabla 19. Características de Rejillas de Barras.

Característica	De Limpieza Manual	De Limpieza Mecánica
Ancho de las barras	0,5 - 1,5 cm	0,5 - 1,5 cm
Profundidad de las barras	2,5 - 7,5 cm	2,5 - 7,5 cm
Abertura o espaciamiento	2,5 - 5,0 cm	1,5 - 7,5 cm
Pendiente con la vertical	30° - 45°	0° - 30°
Velocidad de acercamiento	0,3 - 0,6 m/s	0,6 - 1,0 m/s
Pérdida de energía permisible	15 cm	15 cm

Tomado de ROMERO.⁷

3.1.1.1 Pérdidas en Rejillas

La pérdida de energía a través de la rejilla es función de la forma de las barras y de la altura o energía de velocidad del flujo entre las barras.

Según Kirschmer, la pérdida de energía en una rejilla limpia puede calcularse por la siguiente ecuación:

$$H = \beta \left(\frac{w}{b} \right)^{4/3} h_v \text{sen } \theta$$

Donde:

H: Pérdida de energía (m).

β : Factor de forma de las barras.

β : 2,42 para barras rectangulares de caras rectas.

β : 1,67 para barras rectangulares con cara semicircular aguas arriba y abajo.

β : 1,83 para barras rectangulares con cara semicircular aguas arriba.

β : 1,79 para barras circulares.

w: Ancho máximo de la sección transversal de las barras, en la dirección de flujo (m).

b: Espaciamiento o separación mínima entre las barras (m).

h_v : Altura o energía de velocidad del flujo de aproximación (m).

θ : Ángulo de la rejilla con la horizontal (°).

⁷ ROMERO ROJAS, Jairo Alberto. Tratamiento de aguas residuales. Teoría y principios de diseño. Bogotá: Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería, 2001.

3.1.1.2 Diseño del Cribado Grueso

El cribado grueso a implementar en el municipio es de limpieza manual, la **Tabla 20**, contiene el procedimiento de cálculo empleado.

Tabla 20. Cuadro de Cálculo Cribado Grueso.

Diseño del Cribado Grueso de Limpieza Manual Municipio de Macaravita - Santander Cuadro de Cálculo:	
--	--

Proyecto: Planta de Tratamiento de Aguas Residuales Domésticas del Municipio de Macaravita - Santander.

Diseño: Ing. Hugo Armando Gutiérrez de Piñerez Arismendi.
Ing. Fernando Romero Olarte.

Parámetros de Diseño	Caudal de diseño Q_d (l/s) =	2,19
	Caudal de diseño Q_d (m ³ /día) =	189
	Temperatura mínima del agua T (°C) =	20
	Nivel de complejidad del sistema =	Bajo

Pérdidas en Rejillas	Factor de forma de las barras β =	1,79
	Ancho máximo de la sección transversal de las barras, en la dirección de flujo w (m) =	0,015
	Espaciamiento o separación mínima entre las barras b (m) =	0,030
	Velocidad de aproximación del flujo V (m/s) =	0,30
	Altura o energía de velocidad del flujo de aproximación h_v (m) =	0,005
	Ángulo de la rejilla con la horizontal θ (°) =	60
	Pérdida de energía H (m) =	0,003

Valores Recomendados:

OK!	w_{\min} (m) =	0,005
OK!	w_{\max} (m) =	0,015
OK!	b_{\min} (m) =	0,025
OK!	b_{\max} (m) =	0,050
OK!	V_{\min} (m/s) =	0,30
OK!	V_{\max} (m/s) =	0,60
OK!	θ_{\min} (°) =	45
OK!	θ_{\max} (°) =	60
OK!	$H_{\text{permisible}}$ (m) =	0,15

Dimensiones del Canal	Caudal de diseño Q_d (m ³ /s) =	0,00219
	Velocidad de aproximación del flujo V (m/s) =	0,30
	Área mojada del canal A (m ²) =	0,0073
	Ancho del canal B (m) =	0,35
	Altura de la lámina de agua h (m) =	0,021
	Altura del canal h_c (m) =	0,50

Dimensiones de la Rejilla	Altura del canal h_c (m) =	0,50
	Ángulo de la rejilla con la horizontal θ (°) =	60
	Longitud de la rejilla L (m) =	0,58
	Ancho máximo de la sección transversal de las barras, en la dirección de flujo w (m) =	0,015
	Espaciamiento o separación mínima entre las barras b (m) =	0,030
	Ancho del canal B (m) =	0,35
	Número de barras requeridas n (barras) =	8

3.2 Tratamiento Primario

3.2.1 Reactor UASB

El reactor o proceso de flujo ascensional y manto de lodos anaerobio, conocido en inglés como Upflow Anaerobic Sludge Blanket – UASB y en español como Reactor Anaerobio de Flujo Ascensional – RAFA o Proceso Ascensional de Manto de Lodos Anaerobio – PAMLA, es un proceso en el cual el agua residual se introduce por el fondo del reactor y fluye a través de un manto de lodos conformado por granos biológicos o partículas de microorganismos. El proceso fue desarrollado por Lettinga y otros en 1980, y aplicado en Holanda para el tratamiento de residuos de concentraciones media y alta de origen agrícola.

El tratamiento se efectúa por contacto del agua residual con el lodo granulado o floculento, en el cual se deben desarrollar bacterias con buenas características de sedimentación, bien mezcladas por el gas en recirculación. La concentración de Sólidos Suspendidos Volátiles – SSV en el manto de lodos puede alcanzar los 100 g/l. Los gases de la digestión anaerobia se adhieren a los granos o partículas biológicas o causan circulación interna para proveer la formulación de más granos. El gas libre y las partículas con gas adherido se elevan hacia la parte superior del reactor. Las partículas que se elevan chocan con el fondo de las pantallas desgasificadoras para que el gas se libere. Los granos desgasificados caen de nuevo sobre la superficie del manto de lodos y el gas libre se captura en los domos localizados en la parte superior del reactor. La porción líquida fluye al sedimentador donde se separan los sólidos residuales del líquido. Esta recirculación interior de sólidos removidos permite edades de lodos prolongadas y hace innecesaria la recirculación externa de lodos.

Se considera que aguas residuales diluidas con concentraciones de Sólidos Suspendidos Totales – SST menores de 1000 a 2000 mg/l dan origen a un manto de lodos mejor. Los estudios de Lettinga y Hulshoff demuestran que la eficiencia

del sistema UASB no se ve afectada por la formación de un lecho de lodo granular o floculento. Como la temperatura óptima del proceso es de 20°C a 30°C, el sistema no fue usado en Europa para tratamiento de aguas domésticas.

Entre las ventajas señaladas del proceso se incluyen construcción sencilla, requerimientos de área bajos, operación simple, no necesita energía, el gas puede utilizarse, produce poco lodo y la eficiencia en remoción de la Demanda Bioquímica de Oxígeno – DBO y sólidos Suspendidos – SS es aceptable, con tiempos de retención mayores a seis (6) horas. Además supera a los demás sistemas convencionales anaerobios porque permite usar cargas orgánicas volumétricas mayores, es el único proceso anaerobio que remueve nitrógeno, no necesita mezcla artificial ni tanques independientes de sedimentación.

El éxito del proceso UASB radica en la generación de un lodo o bioconglomerado que permita su retención en el reactor. Las bacterias tienen la capacidad de formar gránulos en ambientes naturales o artificiales. En sistemas de tratamiento biológico, la inmovilización de biomasa en el reactor permite obtener edades de lodos mucho mayores que el tiempo de retención hidráulica. Esto se logra en el proceso UASB gracias a la agregación bacteriana en gránulos. Se cree que la formación y retención de gránulos se debe a la selección ambiental natural de que el material no granular se extrae del reactor. La formación de estos agregados permite, en el UASB, obtener concentraciones de biomasa altas de 25 a 50 g SSV/l. generalmente se identifican tres (3) tipos de bioconglomerados:

- Flocs: conglomerados con estructura suelta.
- Píldoras: conglomerados con estructura definida.
- Gránulos: píldoras con apariencia granular.

La estructura de los gránulos depende de la naturaleza del sustrato; entre los microorganismos importantes para formar un buen gránulo se considera importante la bacteria acetoclástica *Methanotrix*.

El fenómeno de flotación de lodo granular, causado por las fuerzas de empuje del biogás atrapado en los vacíos de los gránulos, causa pérdida de biomasa activa del reactor y de eficiencia del proceso.

En el tratamiento de aguas residuales de baja concentración (DQO < 2000 mg/l), se debe buscar en el diseño del reactor un tiempo de retención de biomasa alto y un contacto eficiente de la biomasa con el agua residual, los cuales dependen de la velocidad ascensional del flujo. Una velocidad alta promueve mayor turbulencia y mejor contacto de la biomasa con el agua residual, pero puede poner en peligro la retención del lodo y producir lavado del reactor.

El proceso ascensional de manto de lodos anaerobio es considerado sensible a la composición del agua residual, de arranque difícil, de atención cuidadosa para desarrollar el manto de lodos, inapropiado para residuos con contenido alto de Nitrógeno Amoniacal (NH_4^+) o con bajo contenido de cationes divalentes.

Un agua residual importante en la categoría de las aguas residuales de “muy baja fuerza” es el agua residual domésticas cruda y/o tratada preliminarmente, es decir, de baja concentración de DQO. En este caso el factor de control de diseño es el tiempo de retención hidráulica, en vez de la carga orgánica volumétrica. Los Tiempos de Retención Hidráulica (HRT's) aplicables con seguridad para las aguas residuales dependen principalmente de la temperatura. La **Tabla 21** da algunas pautas.

Tabla 21. Applicable Hydraulic Retention Times (HRT's) for Raw Domestic Sewage in a 4 m Tall UASB-Reactor at Various Temperature Ranges.

Temperature Range (°C)	HRT Values (h)		
	Daily Average	Maximum During 4 - 6 hrs	Acceptable Peak During 2 - 6 hrs
16 - 19	> 10 - 14	> 7 - 9	> 3 - 5
22 - 26	> 7 - 9	> 5 - 7	> ± 3
> 26	> 6	> 4	> 2,5

Tomado de LETTINGA. ⁸

Bogte *et al.* (1993) estudiaron la aplicación de los digestores UASB de pequeña escala (1,2 m³, considerado suficiente para 5 personas), al tratamiento de efluentes domésticos en diferentes zonas rurales o carentes de instalaciones de saneamiento colectivos en Holanda. La eficacia de estos digestores depende fuertemente de la temperatura; por debajo de 12°C la depuración se debe fundamentalmente a la sedimentación, mientras que por encima de 12°C la biodegradación se incrementa.

La puesta en marcha de una planta UASB a temperatura superior a 20°C puede llevarse a cabo a un TRH de 5 h dentro de un período de 6 a 12 semanas, sin necesidad de inóculo. Si el efluente doméstico es muy fresco (poco séptico, contendrá muy pocos microorganismos anaerobios), la puesta en marcha es más lenta, resultando conveniente interrumpir la alimentación durante algunos días, lo que favorece el desarrollo del lodo metanogénico. ⁹

⁸ LETTINGA, G. and HULSHOFF POL, L. W. UASB Process design for various types of wastewaters. Wageningen: University of Waneningen, 1991.

⁹ RUIZ, Isabel, ÁLVAREZ, Juan Antonio y SOTO, Manuel. El potencial de la digestión anaerobia en el tratamiento de aguas residuales urbanas y efluentes de baja carga orgánica. Coruña: Universidad de Coruña, 1997.

Tabla 22. Cuadro de Cálculo Reactor UASB.

Diseño del Reactor UASB Municipio de Macaravita - Santander Cuadro de Cálculo:

Proyecto: Planta de Tratamiento de Aguas Residuales Domésticas del Municipio de Macaravita - Santander.

Diseño: Ing. Hugo Armando Gutiérrez de Piñerez Arismendi.

Ing. Fernando Romero Olarte.

Parámetros de Diseño	Caudal de diseño Q_d (l/s) =	2,19
	Caudal de diseño Q_d (m ³ /día) =	189
	Temperatura mínima del agua T (°C) =	20
	Tiempo de retención hidráulica TRH (h) =	7
	Nivel de complejidad del sistema =	Bajo

Dimensiones del Reactor	Volumen útil del reactor V_u (m³) =	55,19
	Altura del reactor H_r (m) =	4,30
	Borde libre BL (m) =	0,30
	Altura útil del reactor H_u (m) =	4,00
	Área sección transversal del reactor A_t (m ²) =	13,80
	Ancho B (m) =	3,71
	Largo L (m) =	3,71
	Velocidad ascensional del flujo V_a (m/h) =	0,57

Valores Recomendados:

$H_{u \text{ máx}}$ (m) = 6,00
 $H_{u \text{ óptima}}$ (m) = 4,00 - 4,80

OK! $V_{a \text{ máx}}$ (m/h) = 1,00

3.3 Tratamiento Secundario

3.3.1 Filtro Percolador

El filtro biológico no es un proceso diseñado para ejercer una verdadera acción de tamizado o filtración del agua residual, sino para poner en contacto aguas residuales con biomasa adherida a un medio de soporte fijo, constituyendo un lecho de oxidación biológica.

Un filtro percolador tiene por objeto reducir la carga orgánica existente en aguas residuales domésticas o industriales. Consiste en un lecho de piedras, u otro medio natural o sintético, sobre el cual se aplican las aguas residuales, con el subsecuente crecimiento de microorganismos, lamas o películas microbiales sobre el lecho.

En un filtro percolador, las aguas residuales se riegan sobre el lecho filtrante y se dejan percolar. El lecho del filtro percolador consiste en un medio altamente permeable, al cual se adhieren los microorganismos y a través del cual el residuo líquido se infiltra. Usualmente el medio es piedra de tamaño cambiante entre 2,5 y 10 cm, profundidad variable según el diseño, generalmente 1 a 2,5 m, en promedio 1,8 m. Filtros percoladores con medio plástico, biorres, se construyen con profundidades hasta de 12 m. El filtro es usualmente circular, con distribuidor rotatorio superficial del agua. También se usan filtros percoladores rectangulares, con sistemas de aplicación del agua mediante tuberías y toberas fijas. Cada filtro tiene un sistema de drenaje inferior para recoger el agua residual tratada y los sólidos biológicos que se desprenden del medio. El sistema de drenaje es importante como unidad de recolección y como estructura porosa, a través de la cual circula el aire. El material orgánico presente en el agua residual es absorbido y descompuesto por la biomasa adherida al medio filtrante; en la porción interior, cerca de la superficie del medio, predominan condiciones anaerobias; en la parte externa, condiciones aerobias.

A medida que la película biológica aumenta de espesor, la materia orgánica absorbida es utilizada por los microorganismos aerobios de la parte externa. Como

resultado de esto, los microorganismos de la parte interna no disponen de suficiente sustrato y entran en crecimiento endógeno. En dicha fase pierden su capacidad de adherencia al medio, son arrastrados por la acción de lavado del agua residual, se desprende la película biológica y se inicia el crecimiento de una nueva lama de microorganismos. Este fenómeno de pérdida o desprendimiento de la biomasa es función, principalmente, de la carga orgánica y de la carga hidráulica sobre el filtro. La carga hidráulica afecta la velocidad de arrastre y la carga orgánica incide sobre la tasa de metabolismo de la película biológica.

Los filtros percoladores se clasifican con base en la carga hidráulica y orgánica, así como por sus principales características físicas. La comunidad biológica del filtro consiste esencialmente de protistas: bacterias aerobias, anaerobias y facultativas; hongos y protozoos. También se encuentran presentes algunos gusanos, larvas de insectos y caracoles. Los organismos predominantes son bacterias facultativas y aerobias. En condiciones de pH bajo pueden predominar los hongos. En la parte superior del filtro, donde existe luz solar, se presentan crecimientos de algas, las cuales pueden causar taponamiento y disminuir la capacidad de infiltración.

Los protozoos predominantes en filtros percoladores son del grupo *Ciliata*, cuya función primordial es controlar la población bacteriana. Animales como caracoles, gusanos, insectos y otros se alimentan de película biológica, mantienen activa la población bacteriana, promueven su crecimiento y la utilización rápida del alimento.

A lo largo de la profundidad del filtro ocurren cambios en la comunidad biológica, los cuales son función de la variación de la carga orgánica, de la carga hidráulica, de la composición del agua residual, del pH, de la temperatura, de la disponibilidad de oxígeno disuelto y de otros factores. La flora bacteriana de la película superficial es similar a la de los lodos activados: *Zooglea ramigera*, *Pseudomonas*, *Flavobacterium* y *Alcaligenes*. Junto con *Achromobacter* constituyen, generalmente, el 90% de las bacterias presentes.

La unidad de sedimentación de un filtro percolador es parte esencial del proceso de tratamiento y es indispensable para retener los sólidos suspendidos lavados o

removidos del filtro. Si se emplea *recirculación*, parte de los sólidos sedimentados pueden ser recirculados y la otra parte dispuesta. Sin embargo, la recirculación en filtros percoladores no es requisito esencial, aunque ayuda a la siembra y maduración del filtro y, por lo regular, mejora la eficiencia del filtro. Normalmente, todo filtro percolador de tasa alta incluye recirculación.

La operación adecuada del distribuidor aumenta la eficiencia de remojo del medio, mejora el arrastre del exceso de biomasa anaerobia del reactor, permite controlar mejor el espesor de la biopelícula y las moscas, disminuye y controla olores e incrementa la eficiencia del filtro.

La *ventilación* del filtro es esencial para mantener condiciones aerobias y lograr una buena eficiencia. Si existe porosidad apropiada dentro del medio del filtro, la diferencia de temperatura entre el aire y el agua residual provee aspiración natural y suficiente aireación. Los fabricantes de medio sintético recomiendan 0,1 m² de área de ventilación por cada 3 a 4,6 m de periferia de la torre de filtración y 1 a 2 m² de área de ventilación, en el área de drenaje, por cada 1000 m³ de medio.

El medio más usado es piedra triturada, o grava de 6 a 9 mm, de gran dureza como la del granito; no se debe usar piedra blanda como la caliza. Entre los medios sintéticos son populares los de PVC como Surfpac, fabricado en telas corrugadas semejantes a un emparrillado industrial, ensamblado dentro del filtro; otros como el Actifil y los Flexirings son medios colocados al azar dentro de la torre de filtración.

3.3.1.1 Tipos de Filtros Percoladores

En filtros percoladores se define la carga hidráulica como el volumen total de líquido, incluyendo recirculación, por unidad de tiempo por unidad de área superficial de filtro. Se expresa generalmente en m³/m²-día. Además, se acostumbra expresar la carga orgánica como la relación de la carga de DBO por unidad de tiempo y por unidad de volumen de filtro (Kg DBO/m³-día), sin incluir la carga orgánica recirculada.

En la **Tabla 23** y en la **Tabla 24**, se incluyen los valores típicos de los parámetros y medios principales usados para clasificar filtros percoladores, según diferentes autores, anotándose que no son necesariamente los mismos valores citados en todas las referencias sino tan solo un resumen global de los mismos.

Tabla 23. Características Principales de los Filtros Percoladores.

Características	Tasa Baja o Estándar	Tasa Intermedia	Tasa Alta	Torres Biológicas	Desbaste
Carga hidráulica					
m ³ /m ² -día	1 - 4	4 - 9*	9 - 37*	14 - 240*	57 - 171
m ³ /m ³ -día	0,5 - 2,5	---	---		
Carga orgánica					
Kg DBO/m ³ -día	0,08 - 0,32*	0,24 - 0,48+	0,32 - 1,8+	≤ 4,8	> 2
Profundidad, m	1,5 - 3,0	1,0 - 2,5	0,9 - 2,5	≤ 12	0,9 - 6,0
Medio	Piedra, escoria	Piedra, escoria	Piedra, escoria Sintético	Sintético	Piedra o sintético
Relación de recirculación	0	0,5 - 2	0,5 - 4,0	1 - 4	0
Dosificación	Intermitente	Continua	Continua	Continua	Continua
Moscas de filtros	Muchas	Pocas	Pocas	Pocas	Pocas
Requerimientos de potencia, W/m ³	2 - 4	2 - 8	6 - 10	10 - 20	---
Calidad del efluente	Nitrificado	Nitrificación parcial	No nitrificado	Nitrificación baja	No Nitrificado
% de remoción de DBO	80 - 85	50 - 70	40 - 80	65 - 85	40 - 85

* Incluye recirculación.

+ Excluye recirculación.

• Con cargas menores de 0,08 Kg DBO/m³-día y T > 20 °C se puede lograr una nitrificación > 80%.

• Con cargas menores de 0,1 Kg DBO/m³-día se logran efluentes con DBO < 20 mg/l y SS < 30 mg/l.

Tomado de ROMERO.

El filtro de tasa baja es una unidad relativamente sencilla, que produce un efluente de calidad consistente para afluentes de concentración variable. Predomina en ellos una población bacteriana nitrificante y por eso su efluente es bajo en nitrógeno amoniacal y rico en nitritos y nitratos. La pérdida de carga a través del filtro puede ser de 1,5 a 3 m, lo cual puede ser desventajoso si el sitio es muy plano; sin embargo, con pendiente favorable son ventajosos pues no requieren energía. En filtros de tasa baja se pueden presentar problemas de olores, especialmente si el agua residual es séptica y el clima cálido; además, también pueden presentarse moscas de filtros, *Psychoda*, las cuales deben controlarse.

En filtros de tasa alta la recirculación de efluente del filtro, o de efluente final, permite la aplicación de cargas orgánicas mayores. La recirculación de efluente del sedimentador del filtro percolador permite obtener, en filtros de tasa alta, la misma eficiencia de remoción que en filtros de tasa baja. La recirculación de efluente del filtro permite el retorno de organismos vivos, lo cual incrementa también la eficiencia del tratamiento. La recirculación, además, ayuda a prevenir taponamiento del filtro y reduce inconvenientes por malos olores y por presencia de moscas. En el tratamiento de aguas residuales industriales se ha recomendado carga hidráulica mayor de 29 m³/m²-día, para impedir la generación de moscas de filtros (*Psychoda*), y se han empleado torres biológicas, como pretratamiento, para concentraciones muy altas de DBO y remociones del 50 y 80%, con cargas hidráulicas y orgánicas mayores de 230 m³/m²-día y 8 Kg DBO/m³-día.

Tabla 24. Propiedades Físicas de Medios para Filtros Percoladores.

Medio	Tamaño Nominal, cm	Unidades por Metro Cúbico	Densidad Kg/m ³	Área Superficial Específica, m ² /m ³	% de Vacíos
Plástico	61 x 61 x 122	71 - 106	32 - 96	82 - 115	94 - 97
Convencional	60 x 60 x 120	---	30 - 100	80 - 100	94 - 97
Alta área	60 x 60 x 120	---	30 - 100	100 - 200	94 - 97
Pino californiano	120 x 120 x 90	---	165	46	76
	120 x 120 x 50	---	150 - 175	40 - 50	70 - 80
Granito	2,5 - 7,5	---	1442	62	46
	10	---	---	43	60
Escoria					
Alta horno	5 - 7,5	1766 - 2119	1089	66	49
Pequeña	5 - 8	---	900 - 1200	55 - 70	40 - 50
Grande	7,5 - 12,5	---	800 - 1000	45 - 60	50 - 60
Piedra de río					
Pequeña	2,5 - 6,5	---	1250 - 1450	55 - 70	40 - 50
Grande	10 - 12	---	800 - 1000	40 - 50	50 - 60

Tomado de ROMERO.

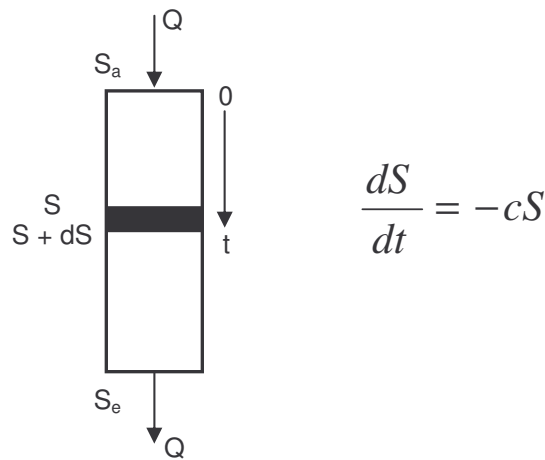
3.3.1.2 Diseño del Filtro Percolador

Para el diseño de filtros percoladores existen diferentes ecuaciones propuestas, a través de los años, por diferentes autores. Entre las más reconocidas figuran las del National Research Council (1946), Velz (1948), Rankin (1955), Schulze (1960), Eckenfelder (1963), Germain (1966), Galler y Gotaas (1964), Bruce y Merkens (1973), Kincannon y Stover (1982), Logan *et al.* (1987) y otras.

- **Modelo General de Diseño:**

Teniendo en cuenta que el agua residual sigue una trayectoria vertical, con poco movimiento lateral, se puede considerar al filtro percolador como un ejemplo de proceso con flujo en pistón. Además, aunque se reconoce que la remoción de DBO es función de muchas variables (profundidad, textura, permeabilidad, configuración y área superficial específica del medio; naturaleza del agua residual, carga hidráulica superficial, carga orgánica, relación de recirculación, tiempo de contacto y temperatura, principalmente) se utilizan aproximaciones y se ignoran variables, o se da mayor énfasis a un parámetro sobre otro, para formular los diferentes modelos matemáticos de diseño.

Para un filtro percolador, *sin recirculación*, suponiendo modelo de flujo en pistón y tasa de remoción de DBO, según la ley de primer orden, se tiene:



Donde:

S: Concentración de sustrato, generalmente mg/l de DBO soluble.

c: Constante de remoción de sustrato, base natural, día⁻¹.

t: Tiempo de contacto, día.

De la ecuación anterior se obtienen las siguientes ecuaciones:

$$\int_{S_a}^{S_e} \frac{dS}{dt} = -c \int_0^t dt$$

$$\frac{S_e}{S_a} = e^{-ct}$$

Donde:

S_e : DBO soluble del efluente del filtro, mg/l.

S_a : DBO soluble del afluente al filtro, mg/l.

La recirculación no es necesaria ni es prerequisite del proceso, a menos que los estudios con planta piloto así lo demuestren, para mantener una película biológica apropiada durante períodos de flujo mínimo. En algunos casos, el uso de cargas hidráulicas grandes con recirculaciones grandes da como resultado, en la práctica, eficiencias menores de remoción de DBO. Sin embargo, en la mayoría de los casos se considera que la recirculación es benéfica e incrementa la eficiencia del proceso.

- **Modelo de Bruce y Merkens:**

Los autores mencionados desarrollaron, en 1973, la siguiente expresión para el diseño de filtros percoladores:

$$S_e = S_a e^{-K_T S_a^a q^{-b}}$$

El valor de K_T se puede calcular por la expresión:

$$K_T = 0,1(1,08)^{T-20}$$

O por la siguiente ecuación, para aguas residuales típicas:

$$K_T = 0,037 (1,08)^{T-15}$$

En general, K_T varía entre 0,06 y 0,12 m/día, con un valor representativo de 0,10 m/día a 20°C.

La carga hidráulica volumétrica se expresa según la relación:

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

De la ecuación inicial, para $a = b = 1,0$, se obtiene la ecuación:

$$q = \frac{K_T S}{\ln\left(\frac{S_a}{S_e}\right)}$$

Reemplazando la ecuación de carga hidráulica volumétrica en la anterior se obtiene la siguiente ecuación:

$$V = \frac{Q \ln\left(\frac{S_a}{S_e}\right)}{K_T S}$$

Donde:

S_e : DBO del efluente sedimentado del filtro, mg/l.

S_a : DBO del afluente al filtro, sin recirculación, o efluente primario, mg/l.

Q: Caudal afluente, sin incluir recirculación, m³/día.

K_T : Constante de tratabilidad, a la temperatura T, generalmente en m/día.

T: Temperatura del agua residual, en °C.

S: Área superficial específica del medio filtrante, m²/m³.

q: Carga hidráulica volumétrica, sin incluir recirculación, m³/m²-día.

V: Volumen del filtro, m³.

a, b: Constantes empíricas, generalmente iguales a la unidad.

Tabla 25. Cuadro de Cálculo Filtro Percolador de Tasa Baja.

Diseño del Filtro Percolador de Tasa Baja Municipio de Macaravita - Santander Cuadro de Cálculo:

Proyecto: Planta de Tratamiento de Aguas Residuales Domésticas del Municipio de Macaravita - Santander.

Diseño: Ing. Hugo Armando Gutiérrez de Piñerez Arismendi.

Ing. Fernando Romero Olarte.

Parámetros de Diseño	Caudal de diseño Q_d (l/s) =	2,19		
	Caudal de diseño Q_d ($m^3/día$) =	189,22		
	DBO ₅ del afluente al filtro S_a (mg/l) =	138,70		
	Eficiencia de remoción de DBO ₅ =	80%		
	Temperatura mínima del agua T (°C) =	20		
	Medio de Soporte: Piedra de río pequeña.			
	Tamaño nominal T_n (cm) =	6,5	OK!	Valores Recomendados: $T_{n_{min}}$ (cm) = 2,5
	Densidad D (Kg/m^3) =	1250	OK!	$T_{n_{max}}$ (cm) = 6,5
	Área superficial específica S (m^2/m^3) =	55	OK!	D_{min} (Kg/m^3) = 1250
	Porcentaje de vacíos =	50%	OK!	D_{max} (Kg/m^3) = 1450
Nivel de complejidad del sistema =	Bajo	OK!	S_{min} (m^2/m^3) = 55	
			S_{max} (m^2/m^3) = 70	
			% de Vacíos _{min} = 40%	
			% de Vacíos _{max} = 50%	
Constante de tratabilidad, a la temperatura T:				
	K_T (m/día) =	0,054	OK!	$K_{T_{max}}$ (m/día) = 0,12
Dimensiones del Filtro Percolador	Volumen V (m^3) =	101,85		
	Profundidad H (m) =	2,0	OK!	H_{min} (m) = 1,5
	Área superficial A (m^2) =	51	OK!	H_{max} (m) = 3,0
	Ancho B (m) =	7,14		
	Largo L (m) =	7,14		
Cargas Hidráulicas	Carga hidráulica superficial q ($m^3/m^2-día$) =	3,72	OK!	q ($m^3/m^2-día$) = 1,0
	Carga hidráulica volumétrica q ($m^3/m^3-día$) =	1,86	OK!	q ($m^3/m^2-día$) = 4,0
			OK!	q ($m^3/m^3-día$) = 0,5
			OK!	q ($m^3/m^3-día$) = 2,5
Cargas Orgánicas	Carga orgánica CO (Kg DBO ₅ /día) =	26,24		
	Carga orgánica volumétrica COV (Kg DBO ₅ / $m^3-día$) =	0,26	OK!	COV (Kg DBO ₅ / $m^3-día$) = 0,08
	Carga orgánica superficial COS (Kg DBO ₅ / $m^2-día$) =	0,52	OK!	COV (Kg DBO ₅ / $m^3-día$) = 0,32

3.3.2 Sedimentador Secundario

En el tratamiento de aguas residuales se usa la sedimentación para los siguientes propósitos:

- *Sedimentación primaria* para remover sólidos sedimentables y material flotante de aguas residuales crudas, reduciendo así el contenido de sólidos suspendidos.
- *Sedimentación intermedia* para remover los sólidos y crecimientos biológicos preformados en reactores biológicos intermedios, como los filtros percoladores de primera etapa.
- *Sedimentadores secundarios* para remover la biomasa y sólidos suspendidos de reactores biológicos secundarios, como los procesos de lodos activados y los filtros percoladores.
- *Sedimentadores terciarios* para remover sólidos suspendidos y floculados, o precipitados químicamente, en plantas de tratamiento de aguas residuales.

En el diseño de tanques de sedimentación se deben tener en cuenta los siguientes criterios generales:

- Proveer una distribución del afluente para minimizar la velocidad de entrada y el cortocircuito.
- Proveer adecuada y rápida recolección del lodo sedimentado, así como de la espuma.
- Minimizar las corrientes de salida, limitando las cargas de rebose sobre el vertedero. El efluente debe salir sin alterar el contenido del tanque.
- Proveer profundidad suficiente para almacenar lodo y permitir su espesamiento adecuado.
- Proveer un borde libre mayor de 30 cm.
- Reducir efectos del viento mediante pantallas y vertederos.
- Evaluar opciones de diseño.

- Repartir uniformemente el caudal entre las unidades de sedimentación.

Existen, básicamente, tres (3) tipos de tanques de sedimentación: tanques de flujo horizontal, tanques de flujo radial y tanques de flujo ascensional.

Los *tanques de flujo horizontal* son rectangulares en planta, con el fondo inclinado hacia una tolva de extracción de lodos en el extremo de entrada. Aunque se denominan tanques de flujo horizontal, el agua residual ingresa en un nivel inferior al de la cresta del vertedero de salida y durante su viaje a través del tanque el flujo está expuesto a corrientes de densidad y cortocircuito; los sólidos más pesados se depositan en el extremo de entrada y los más livianos, progresivamente, hacia la salida.

Los *tanques de flujo radial* son circulares en planta, con el fondo inclinado hacia un pozo central; el afluente ingresa por el centro, en un nivel inferior al del vertedero perimetral de salida, existiendo un flujo tanto radial como ascensional, de velocidad decreciente entre la entrada y la salida.

Los *tanques de flujo ascensional* pueden ser cuadrados o circulares en planta, constituidos por una pirámide o cono invertido, con el fondo fuertemente inclinado hacia un pozo central; el afluente entra por el centro y fluye hacia abajo, para luego moverse radial y ascensionalmente hacia el vertedero de salida.

Los tanques de sedimentación también pueden clasificarse con base en el método de recolección y extracción de lodos. Básicamente, existen cuatro (4) tipos:

- Tanques de flujo horizontal con recolección manual y remoción mediante vaciado del tanque.
- Tanques de flujo horizontal con recolección mecánica y remoción mediante vaciado del tanque.
- Tanques de flujo ascensional con recolección mediante asentamiento en una tolva profunda y extracción mediante presión provista por una cabeza diferencial.

- Tanques de flujo horizontal y flujo radial con recolección mecánica y extracción mediante presión por una cabeza diferencial.

3.3.2.1 Tanques Secundarios de Sedimentación

Los criterios para diseño de tanques secundarios de sedimentación se incluyen en la **Tabla 26**.

Tabla 26. Parámetros de Diseño de Sedimentadores Secundarios.

Tipo de Tratamiento	Carga Superficial (m/día)		Carga de Sólidos (Kg/día-m ²)		Profundidad (m)
	Caudal Promedio	Caudal Pico	Caudal Promedio	Caudal Pico	
Sedimentación secundaria	16 - 29 < 34	40 - 65 < 65	100 - 150	245	3,7 - 4,6
Sedimentación secundaria	8 - 33	24 - 49	23 - 164	164 - 234	3 - 6
Sedimentación después de filtro percolador	16 - 24	41 - 49	---	---	3 - 3,7
Sedimentación después de lodos activados (excluyendo aireación prolongada)	16 - 32	41 - 49	98 - 147	245	3,7 - 4,6
Sedimentación después de aireación prolongada	8 - 16	32	98 - 147	245	3,7 - 4,6

Tomado de ROMERO.

Los tanques de sedimentación secundaria son generalmente circulares, pero se han construido en forma rectangular, cuadrados, hexagonales y octogonales; sin embargo, esto no parece tener influencia sobre la calidad del efluente.

La profundidad óptima de un tanque de sedimentación secundaria depende de muchas variables; la tendencia actual es la de aumentar la profundidad para mejorar la eficiencia, pero reconociendo que un tanque poco profundo puede operar con igual eficiencia que un tanque profundo si se mantiene un manto de lodo de profundidad mínima. A la vez, se debe tener en cuenta que un manto de lodos grueso mejora la concentración de sólidos del lodo y disminuye los requerimientos de recirculación y tratamiento posterior de ellos.

La estructura de entrada del sedimentador secundario debe diseñarse para velocidades de flujo menores de 0,6 m/s, con el fin de minimizar la rotura del floc

biológico. El rendimiento del sedimentador se puede mejorar mediante pantallas interiores colocadas debajo del vertedero del efluente que permitan desviar el lodo que se levanta a lo largo de la pared del tanque. La carga de rebose sobre el vertedero de salida es generalmente menor de 2,2 l/sm. Sin embargo, muchos autores reconocen que dicha carga puede ser bastante mayor. En tanques circulares, si se considera necesario, se puede colocar un vertedero efluente doble, a una distancia de un 30% del radio del tanque, contada desde la pared exterior. En tanques rectangulares los vertederos adicionales se extienden en el último tercio del tanque, espaciados aproximadamente 3 m entre sí.

Tabla 27. Cuadro de Cálculo Sedimentador Secundario de Flujo Horizontal.

Diseño del Sedimentador Secundario de Flujo Horizontal			
Municipio de Macaravita - Santander			
Cuadro de Cálculo:			
Proyecto: Planta de Tratamiento de Aguas Residuales Domésticas del Municipio de Macaravita - Santander.			
Diseño: Ing. Hugo Armando Gutiérrez de Piñerez Arismendi. Ing. Fernando Romero Olarte.			
Parámetros de Diseño	Caudal de diseño Q_d (l/s) =	2,19	
	Caudal de diseño Q_d (m ³ /día) =	189,22	
	Temperatura mínima del agua T (°C) =	20	
	Carga Superficial (m/día):		
	Caudal promedio =	24	OK!
	Caudal pico =	49	OK!
	Nivel de complejidad del sistema =	Bajo	
			Valores Recomendados:
			Carga Superficial (m/día):
			$Q_{prom\ min} = 16$
			$Q_{prom\ máx} = 24$
			$Q_{pico\ min} = 41$
			$Q_{pico\ máx} = 49$
Dimensiones del Sedimentador Secundario	Área para caudal promedio A (m ²) =	7,88	
	Área para caudal pico A (m ²) =	3,86	
	Área de diseño A_d (m ²) =	7,88	
	Profundidad H (m) =	3,0	OK!
	Tanque Circular:		
	Diámetro (m) =	3,2	OK!
	Tanque Rectangular:		
	Longitud L (m) =	4,90	
	Ancho B (m) =	1,61	
	Longitud/Ancho L/A =	3,05	OK!
	Volumen V (m ³) =	23,65	OK!
Cargas Hidráulicas	Carga de rebose sobre el vertedero perimetral CV (l/sm) =	0,22	
	Tiempo de retención hidráulica TRH (h) =	3,00	OK!
			$TRH_{min} (h) = 2,0$

3.3.3 Humedal Artificial

Los humedales, naturales o artificiales, son sistemas de tratamiento acuático en los cuales se usan plantas y animales para tratamiento de aguas residuales. Los humedales artificiales son de superficie libre de agua, es decir, con espejo de agua; o de flujo subsuperficial sin espejo de agua. Los humedales artificiales se han utilizado en el tratamiento de aguas residuales municipales, para tratamiento secundario y avanzado, en el tratamiento de aguas de irrigación, para tratar lixiviados de rellenos sanitarios, en el tratamiento de residuos de tanques sépticos y para otros propósitos como desarrollar hábitats para crecimientos de valor ambiental.

- **Humedales de Flujo Subsuperficial:**

En este tipo de humedales el agua fluye por debajo de la superficie de un medio poroso sembrado de plantas emergentes. El medio es comúnmente grava gruesa y arena en espesores de 0,45 a 1 m y con pendiente de 0 a 0,5%. En la **Tabla 28** se incluyen características típicas del medio usado en un humedal artificial de flujo subsuperficial.

En contraste con los humedales de flujo superficial o con espejo de agua, los humedales artificiales de flujo subsuperficial tienen menores requerimientos de área y carecen de problemas de olores y de mosquitos. Como desventaja, sin embargo, se tiene un costo mayor por el medio de grava y riesgo de taponamiento. La vegetación es semejante a la de los humedales con espejo de agua y no se requiere cosechar las plantas.

Tabla 28. Características Típicas del Medio para Humedales de Flujo Subsuperficial.

Medio	Tamaño Efectivo mm	Porosidad	Conductividad Hidráulica m/día
Arena media	1	0,30	500
Arena gruesa	2	0,32	1.000
Arena y grava	8	0,35	5.000
Grava media	32	0,40	10.000
Grava gruesa	128	0,45	100.000

Tomado de ROMERO.

En la **Tabla 29** se incluyen las características más importantes para diseño de humedales de flujo subsuperficial.

Tabla 29. Criterios para Humedales de Flujo Subsuperficial.

Criterio	Valor
Tiempo de retención, día	3 - 4 (DBO) 6 - 10 (N); 4 - 15
Carga hidráulica superficial, m ³ /ha.día	470 - 1.870
Carga orgánica, Kg DBO/ha.día	< 112
Carga de SST, Kg/ha.día	390
Profundidad del agua, m	0,3 - 0,6
Profundidad del medio, m	0,45 - 0,75
Control de mosquitos	No requiere
Programa de cosecha	No requiere
Calidad esperada del efluente	
DBO/SST/NT/PT, mg/l	< 20/20/10/5

Tomado de ROMERO.

Con el fin de cuantificar el rendimiento de un humedal de flujo subsuperficial, para remoción de contaminantes, se ha propuesto el modelo básico de flujo en pistón con incorporación de diferentes coeficientes empíricos. Para el efecto se puede aplicar la siguiente ecuación:

$$C_e = C_o e^{-Kt}$$

Donde:

C_e: Concentración del efluente, mg/l.

C_0 : Concentración del afluente, mg/l.

K : Constante de remoción, día⁻¹.

t : Tiempo de retención, día; calculado con base en la profundidad del agua, el área superficial del lecho y el caudal afluente.

A efectos de remover DBO en humedales subsuperficiales se ha propuesto la siguiente ecuación para el cálculo de K :

$$K_{20} = K_0 (37,31 e^{4,172})$$

Donde:

K_0 : Constante óptima de remoción, para medio con zona de raíces completamente desarrollada.

K_0 : 1,839 día⁻¹ para aguas residuales municipales.

K_0 : 0,198 día⁻¹ para aguas residuales industriales con DQO alta.

K_{20} : Constante a 20 °C, día⁻¹.

e : Porosidad total del medio, fracción decimal.

La remoción de indicadores bacteriales es del orden de 90 a 99%.

El área de la sección transversal del lecho de un humedal de flujo subsuperficial se calcula por la ley de Darcy.

$$Q = KA_t \frac{\Delta h}{\Delta L}$$

Donde:

Q : Caudal, m³/s.

K : Conductividad hidráulica del lecho completamente desarrollado, m/s. Para diseño, se toma un 10% del valor de la **Tabla 28**.

A_t : Área de la sección transversal del lecho, m².

Δh : Pendiente del lecho.

ΔL

Si el lecho es plano, el gradiente hidráulico y la pendiente son prácticamente iguales y se puede usar como valor mínimo de $\Delta h/\Delta L$ uno igual a 0,001 o 0,1%. Como la pendiente depende de la conductividad hidráulica, se pueden usar valores de 4 a 5% o mayores.

Tabla 30. Cuadro de Cálculo Humedal Artificial de Flujo Subsuperficial.

Diseño del Humedal Artificial de Flujo Subsuperficial Municipio de Macaravita - Santander Cuadro de Cálculo:			
Proyecto: Planta de Tratamiento de Aguas Residuales Domésticas del Municipio de Macaravita - Santander.			
Diseño: Ing. Hugo Armando Gutiérrez de Piñerez Arismendi. Ing. Fernando Romero Olarte.			
Parámetros de Diseño	Caudal de diseño Q_d (l/s) =	2,19	Valores Recomendados: OK! TRH_{\min} (día) = 3 OK! TRH_{\max} (día) = 4
	Caudal de diseño Q_d (m ³ /día) =	189,22	
	DBO ₅ del afluente al humedal C_o (mg/l) =	27,74	
	Temperatura mínima del agua T (°C) =	20	
	Tiempo de retención hidráulica TRH (día) =	1,5	
	Medio: Grava media.		
	Tamaño efectivo T_e (mm) =	32	
	Porosidad P =	0,40	
	Conductividad hidráulica CH (m/día) =	10.000	
	Pendiente P (%) =	2%	
Nivel de complejidad del sistema =	Bajo		
Dimensiones del Humedal Artificial	Volumen V (m ³) =	283,82	OK! $H_{a \min}$ (m) = 0,30 OK! $H_{a \max}$ (m) = 0,60 OK! $H_{m \min}$ (m) = 0,45 OK! $H_{m \max}$ (m) = 0,75
	Profundidad del agua H_a (m) =	0,60	
	Profundidad del medio H_m (m) =	0,75	
	Área superficial A (m ²) =	473,04	
	Área transversal A_t (m ²) =	9,46	
	Ancho B (m) =	15,77	
	Longitud L (m) =	30,00	
Cargas	Carga hidráulica superficial q (m ³ /ha.día) =	4000	OK! q_{\min} (m ³ /ha.día) = 470 OK! q_{\max} (m ³ /ha.día) = 1.870 OK! COS_{\max} (Kg/ha.día) = 112
	Carga orgánica superficial COS (Kg DBO ₅ /ha.día)	111	
Rendimiento	Constante óptima de remoción, para medio con zona de raíces completamente desarrollada K_0 (día ⁻¹) =	1,839	
	Constante de remoción a 20 °C K_{20} (día ⁻¹) =	1,5	
	DBO ₅ del efluente del humedal C_e (mg/l) =	2,92	
	Eficiencia de remoción de DBO ₅ =	89%	

3.4 Tratamiento de Lodos

En los tanques de sedimentación se producen grandes volúmenes de lodos con alto contenido de agua; su deshidratación y disposición final pueden representar un alto porcentaje del costo del tratamiento del agua.

3.4.1 Tipos de Lodos

Los lodos que se producen en los procesos de tratamiento de aguas son principalmente los siguientes:

- Lodo primario proveniente de la sedimentación de aguas residuales.
- Lodo secundario proveniente del tratamiento biológico de aguas residuales.
- Lodos digeridos provenientes de los dos (2) anteriores, separados o mezclados.
- Lodos provenientes de la coagulación y sedimentación de aguas residuales.
- Lodos provenientes de plantas de ablandamiento.
- Lodos provenientes de desarenadores y rejillas.

En la **Tabla 31** se resumen las principales fuentes de sólidos y de lodos en una planta convencional de tratamiento de aguas residuales.

Tabla 31. Fuentes de Sólidos y de Lodos en el Tratamiento de Aguas Residuales.

Unidad	Tipo de Sólido o de Lodo	Observaciones
Cribado	Sólidos gruesos	Los sólidos retenidos por la criba son removidos manual o mecánicamente.
Desarenadores	Arena y espuma	A menudo, se omite la remoción de espuma en desarenadores.
Preaireación	Arena y espuma	A menudo, se omite la remoción de espuma en la preaireación. Puede ocurrir sedimentación de arena si no existen desarenadores antes de la preaireación.
Sedimentación primaria	Lodo y espuma primarios	La cantidad depende del tipo de agua residual afluente.
Tratamiento biológico	Sólidos suspendidos	Los sólidos suspendidos son el resultado de la síntesis biológica de la materia orgánica.
Sedimentación secundaria	Lodo y espuma secundarios	La remoción de espuma es requisito exigido por la USEPA.
Tratamiento de lodos	Lodo, compost, cenizas	El lodo obtenido depende de su origen y del proceso usado en su tratamiento.

Tomado de ROMERO.

Los lodos generados en el tren de tratamiento de aguas diseñado para el municipio de Macaravita, estarán constituidos por:

- Sólidos gruesos retenidos por el cribado, los cuales serán removidos periódicamente de forma manual y se podrán disponer como residuos sólidos urbanos de origen domésticos.
- Lodo primario (UASB) y secundario (Filtro Percolador), digeridos anaerobiamente en el reactor UASB. Por su condición de estabilizados, con un alto tiempo de retención de sólidos (SRT) en el proceso, estos lodos podrán ser deshidratados y dispuestos directamente, teniendo en cuenta las consideraciones de aplicación existentes para el aprovechamiento específico del suelo.

3.4.2 Características de los Lodos

Todos los lodos crudos tienen un contenido bajo de sólidos (1-6%); por ello, la disposición de su pequeño contenido de sólidos requiere el manejo de un gran volumen de lodo. El problema principal en el tratamiento de lodos radica, por tanto, en concentrar los sólidos mediante la máxima remoción posible de agua y en reducir su contenido orgánico. Los lodos provenientes de aguas residuales están compuestos en especial por la materia orgánica removida del agua residual, la cual eventualmente se descompone y causa los mismos efectos indeseables del agua residual cruda.

Las características de los lodos varían mucho dependiendo de su origen, de su edad, del tipo de proceso del cual provienen y de la fuente original de los mismos. El volumen de lodo que se produce en un tanque de sedimentación debe conocerse o estimarse para cuantificar los diferentes componentes del sistema de tratamiento y disposición de lodos. Dicho volumen depende principalmente de las características del agua residual, del grado de tratamiento previo, del tiempo de sedimentación, de la densidad de sólidos, del contenido de humedad, del tipo de

equipo o método de remoción de lodos y de la frecuencia de remoción de los mismos.

La cantidad de lodo producido es muy variable, dependiendo del proceso de tratamiento usado y de la concentración de aguas residuales; en las **Tabla 32 y Tabla 33** se resumen los valores típicos de las características de los lodos producidos por diferentes procesos de tratamiento y se describen los tipos de lodos que se obtendrán del sistema de tratamiento diseñado, respectivamente.

Tabla 32. Características de los Lodos.

Proceso	% Humedad del Lodo		Densidad Relativa	
	Intervalo	Típico	Sólidos	Lodo
Sedimentación primaria	88 - 96	95	1,4	1,02
Filtro percolador	91 - 95	93	1,5	1,025
Precipitación química	---	93	1,7	1,03
Lodos activados	90 - 93	92	1,3	1,005
Tanques sépticos	---	93	1,7	1,03
Tanques Imhoff	90 - 95	90	1,6	1,04
Aireación prolongada	88 - 92	90	1,3	1,015
Lodo primario digerido anaerobiamente	90 - 95	93	1,4	1,02
Laguna aireada	88 - 92	90	1,3	1,01
Lodo primario digerido aerobiamente	93 - 97	96	1,4	1,012

Tomado de ROMERO.

Tabla 33. Descripción de los Lodos Producidos por los Procesos de Tratamiento Diseñados.

Sólidos o Lodo	Descripción
Sólidos gruesos del cribado	Incluye material orgánico e inorgánico grueso retenido sobre la rejilla.
Arena y material del desarenador	Incluye arena y sólidos pesados de sedimentación rápida; pueden contener materia orgánica, especialmente grasas.
Lodo de filtros percoladores	Lodo carmelita floculento, relativamente inofensivo cuando está fresco. Generalmente de descomposición más lenta que otros lodos crudos. Cuando contiene muchos gusanos se hace inofensivo rápidamente. De digestión fácil.
Lodo digerido anaerobiamente	De color carmelita oscuro a negro, con contenido alto de gas. Bien digerido no es ofensivo, huele a alquitrán, caucho quemado o cera sellante. Al colocarlo sobre lechos de secado, el gas, inicialmente, levanta sus sólidos dejando un manto de agua clara que drena rápidamente y asienta los sólidos sobre el lecho. A medida que se va secando, los gases se pierden y se obtiene una pasta agrietada con color semejante al de tierra de jardinería.

Tomado de ROMERO.

En la **Tabla 34**, se presentan las concentraciones típicas de sólidos en el lodo y las concentraciones típicas de DBO y sólidos suspendidos de los caudales de reciclaje, de acuerdo al proceso de tratamiento de lodo implementado.

El volumen de lodo depende principalmente de su contenido de agua y muy poco del carácter del material sólido. El contenido de agua se expresa normalmente como porcentaje en masa.

Tabla 34. Concentraciones Típicas de Sólidos y de DBO en Procesos de Tratamiento de Lodos.

Proceso	% de Sólidos del Lodo		Flujo Recirculado			
	Intervalo	Típico	DBO, mg/l		SS, mg/l	
			Intervalo	Típico	Intervalo	Típico
Espesamiento por gravedad						
Lodo primario	4 - 10	6	100 - 400	250	80 - 300	200
Lodo primario + lodo activado	2 - 6	4	60 - 400	300	100 - 350	250
Espesamiento por FAD						
Con acondicionamiento	3 - 6	4	50 - 400	250	100 - 600	300
Sin acondicionamiento	3 - 6	4	-	-	-	-
Espesamiento por centrifugación						
Con acondicionamiento	4 - 8	5	-	-	-	-
Sin acondicionamiento	3 - 6	4	-	-	-	-
Con lodo activado de aire	-	-	400 - 1200	800	500 - 1500	800
Con lodo activado de oxígeno	-	-	1200 - 1600	1400	1500 - 2000	1600
Con lodo crudo	-	-	1000 - 10000	5000	2000 - 10000	5000
Con lodo digerido	-	-	1000 - 10000	5000	2000 - 15000	5000
Filtración al vacío						
Con acondicionamiento	15 - 30	20	-	-	-	-
Con lodo crudo	-	-	500 - 5000	1000	1000 - 5000	2000
Con lodo digerido	-	-	500 - 5000	2000	1000 - 20000	4000
Filtro prensa de correa						
Con acondicionamiento	15 - 30	22	-	-	-	-
Con lodo crudo	-	-	50 - 500	300	200 - 2000	1000
Con lodo digerido	-	-	50 - 500	300	200 - 2000	1000
Filtro prensa de placas						
Con acondicionamiento	20 - 50	36	-	-	-	-
Secado con centrifuga						
Con acondicionamiento	10 - 35	22	-	-	-	-
Sin acondicionamiento	10 - 30	18	-	-	-	-
Digestión anaerobia						
Tasa estándar	-	-	500 - 1000	800	1000 - 5000	3000
Tasa alta	-	-	2000 - 5000	4000	1000 - 10000	6000
Digestión aerobia						
	-	-	200 - 5000	500	1000 - 10000	3400

Tomado de ROMERO.

3.4.3 Producción de Lodos

El conocer teóricamente la cantidad de lodos producidos en una PTAR, es de gran importancia para establecer los costos de operación del tren de lodos y las necesidades en la disposición final de estos. Para el sistema de tratamiento diseñado en el municipio de Macaravita, se propone la recirculación de los lodos secundarios, provenientes del proceso Filtro Percolador + Sedimentador Secundario, al reactor UASB. Con el fin de aprovechar la capacidad que tiene el tratamiento primario (digestión anaerobia) en la estabilización de los lodos.

3.4.3.1 Cuantificación de la Producción de Lodos Primarios

Para cuantificar la producción de lodos en el reactor UASB se utiliza la siguiente ecuación:

$$P_{X_{SST}} = Q \left[\frac{Y_{x/s} (S_0 - S_e)}{1 + k_d \theta_c} (1 + 0,1k_d \theta_c) + X_{ii} \right]$$

Donde:

$P_{X_{SST}}$: Producción de sólidos secos, Kg/día.

Q: Caudal de diseño, m³/día.

$Y_{x/s}$: Coeficiente de rendimiento de sustrato en biomasa, mg SSV/mg AA.

S_0 : Concentración de DBO del afluente, mg O₂/l.

S_e : Concentración de DBO del efluente, mg O₂/l.

k_d : Coeficiente de decaimiento endógeno, día⁻¹.

θ_c : Edad de lodos, día.

X_{ii} : Inorgánico que entran con el afluente, mg/l.

(No hay reacciones de consumo o producción de inorgánicos dentro del reactor)

Para usar la ecuación anterior se requiere conocer $Y_{x/s}$ y k_d . Dichas constantes es mejor evaluarlas experimentalmente, aunque se pueden conocer a partir de la literatura. Para el presente documento se utilizaron los valores expuestos en la **Tabla 35**. Además, es necesario valorar los sólidos suspendidos fijos y los sólidos

suspendidos volátiles no biodegradables del afluente (sólidos inorgánicos). Los primeros son iguales a la diferencia entre los sólidos totales y los sólidos suspendidos volátiles del afluente; se pueden suponer iguales a un 20 a 25% de los sólidos totales. Para los segundos se supone generalmente un valor bajo, del orden de 10 mg/l; en muchos cálculos se ignoran porque se considera que son adsorbidos rápidamente sobre la biomasa y fácilmente hidrolizados.

Tabla 35. Coeficientes Cinéticos para Tratamientos Biológicos de Aguas Residuales.

Coeficientes Cinéticos	Aerobio		Anóxicos	Anaerobios
	Lodos Activados	Nitrificación	Denitrificación	
K_d (día ⁻¹)	0.1 - 0.15	0.05 - 0.15	0.05	0.03
$Y_{x/s}$	0.45 ^(*)	0.33 ^(*)	0.083 ^(*)	0.04 ^(*)
θ_c (día)	20	20 - 30		

(*) mg SSV/mg DBO

(*) mg SSV/mg NH₄

(*) mg SSV/mg NO₂

(*) mg SSV/mg AA

Tomado de RODRÍGUEZ.¹⁰

En plantas de tratamiento biológico anaerobio, la producción de lodos se puede suponer igual a un 20% de la producción de lodo calculada para un proceso aerobio.

Debido a los altos tiempos de retención a los que están sometidos los lodos (θ_c) en los reactores UASB, estos al ser purgados tienen un alto grado de estabilización, es decir, se obtienen compuestos más estables y con buena eliminación de microorganismos patógenos presentes en el lodo crudo. El reactor UASB se utilizará como proceso de estabilización de los lodos primarios y

¹⁰ RODRÍGUEZ SUSA, Manuel Salvador. Notas de clase: Gestión de Lodos. Bogotá: Maestría en Ingeniería Universidad de los Andes, 2007.

secundarios, generados en el sistema de tratamiento diseñado para el municipio de Macaravita.

La producción teórica de lodos para el reactor UASB de la PTAR de Macaravita se muestra en la **Tabla 36**.

Tabla 36. Cuadro de Cuantificación de la Producción de Lodos Primarios.

Cuantificación de la Producción de Lodos: Reactor UASB Municipio de Macaravita - Santander Cuadro de Cálculo:
--

Proyecto: Planta de Tratamiento de Aguas Residuales Domésticas del Municipio de Macaravita - Santander.

Diseño: Ing. Hugo Armando Gutiérrez de Piñerez Arismendi.

Ing. Fernando Romero Olarte.

Proceso Anaerobio: Reactor UASB		
Parámetros de Estimación	Caudal de diseño, Q_d (l/s) =	2.19
	Caudal de diseño, Q_d (m ³ /día) =	189.22
	Coeficiente de rendimiento de sustrato en biomasa, $Y_{x/s}$ (mg SSV/mg AA) =	0.04
	Concentración de DBO del afluente, S_0 (mg O ₂ /l) =	277.39
	Eficiencia de remoción, E (%) =	50%
	Concentración de DBO del efluente, S_e (mg O ₂ /l) =	138.70
	Coeficiente de decaimiento endógeno, k_d (día ⁻¹) =	0.03
	Edad de lodos, θ_c (día) =	30
	Inorgánicos que entran con el afluente, X_{ii} (mg/l) =	50
	Fracción típica de masa volátil, $P_{x\ SSV}/P_{x\ SST}$ =	0.75
	Concentración típica de sólido seco, SST (%) =	8%
	Humedad típica del lodo, H (%) =	92%
	Densidad típica del lodo, ρ (Kg/m ³) =	1020

Producción de Lodos Primarios	$P_{x\ SST} = Q_x \left[\frac{Y_{x/s} (S_0 - S)}{1 + k_d \theta_c} (1 + 0,1k_d \theta_c) + X_{ii} \right]$	
	Producción de sólidos secos, $P_{x\ SST}$ (Kg/día) =	10.26
	Producción de lodos, P_x (Kg/día) =	128.30
	Producción de lodos, P_x (Ton/mes) =	3.85
	Caudal de lodos, P_x (m ³ /día) =	0.13
	Caudal de lodos, P_x (m ³ /mes) =	3.77

3.4.3.2 Cuantificación de la Producción de Lodos Secundarios

La producción de sólidos de un filtro percolador de piedra generalmente oscila entre 0,4 y 0,7 Kg SST/Kg DBO, mientras que en filtros de medio sintético o de pino californiano puede ser de 0,8 a 1 Kg SST/Kg DBO. En general, se puede considerar que la producción de lodo, en el proceso secundario de tratamiento de reactores de película fija o filtros percoladores, es en promedio de 0,6 a 0,8 Kg SST/Kg DBOR.

La producción de biomasa en una torre biológica se puede calcular por la siguiente ecuación:

$$P_{X\ SST} = Q_X \left[Y_{X/S} (S_0 - S_e) \right] + SS_f - SS_e$$

Donde:

$P_{X\ SST}$: Producción de sólidos secos, Kg/día.

Q : Caudal de diseño, m³/día.

$Y_{X/S}$: Coeficiente de rendimiento de sustrato en biomasa, mg SST/mg DBOR.

S_0 : Concentración de DBO del afluente, mg O₂/l.

S_e : Concentración de DBO del efluente, mg O₂/l.

SS_f : Sólidos suspendidos fijos aplicados al proceso, Kg SSF/día.

SS_e : Sólidos suspendidos del efluente, Kg SS/día.

En la **Tabla 37**, se incluyen valores típicos de cantidades de sólidos per cápita y de concentraciones de sólidos para diferentes lodos provenientes de diversos tipos de plantas de tratamiento de aguas residuales.

Tabla 37. Cantidades y Concentraciones de Sólidos en Lodos.

Tipo de Tratamiento y de Lodo	Sólidos Secos g/c.día	Contenido de Sólidos %
Sedimentación simple		
Crudo, húmedo	54	2,5 - 5
Digerido, húmedo	34	10 - 15
Digerido, secado al aire	34	45
Lodos activados		
Convencional, húmedo	31	0,5 - 15
Primario y convencional, húmedo	85	4 - 5
Primario digerido y convencional, húmedo	55	6 - 8
Primario digerido y convencional, secado al aire	55	45
Convencional espesado, húmedo	31	1 - 2
Convencional espesado digerido, húmedo	20	2 - 3
Filtro percolador de tasa alta		
Secundario, húmedo	20	5
Primario y secundario, húmedo	74	5
Primario y secundario digerido, húmedo	48	10
Primario y secundario digerido, secado al aire	48	45
Filtro percolador de tasa estándar		
Secundario, húmedo	13	5 - 10
Primario y secundario, húmedo	67	3 - 6
Primario y secundario digerido, húmedo	43	10
Primario y secundario digerido, secado al aire	43	45
Precipitación química		
Crudo, húmedo	90	2 - 5
Digerido	57	10

Tomado de ROMERO.

La producción teórica de lodos para el proceso Filtro Percolador + Sedimentador Secundario de la PTAR de Macaravita se muestra en la **Tabla 38**. Estos lodos serán recirculados al tratamiento primario (reactor UASB) para su estabilización.

Tabla 38. Cuadro de Cuantificación de la Producción de Lodos Secundarios.

Cuantificación de la Producción de Lodos: Filtro Percolador Municipio de Macaravita - Santander Cuadro de Cálculo:

Proyecto: Planta de Tratamiento de Aguas Residuales Domésticas del Municipio de Macaravita - Santander.

Diseño: Ing. Hugo Armando Gutiérrez de Piñerez Arismendi.
 Ing. Fernando Romero Olarte.

Proceso Aerobio: Filtro Percolador		
Parámetros de Estimación	Caudal de diseño, Q_d (l/s) =	2.19
	Caudal de diseño, Q_d (m ³ /día) =	189.22
	Coeficiente de rendimiento de sustrato en biomasa, $Y_{X/S}$ (mg SST/mg DBOR) =	0.40
	Concentración de DBO del afluente, S_0 (mg O ₂ /l) =	138.70
	Eficiencia de remoción, E (%) =	80%
	Concentración de DBO del efluente, S_e (mg O ₂ /l) =	27.74
	Sólidos suspendidos fijos aplicados al proceso, SS_f (Kg SSF/día) =	3.78
	Sólidos suspendidos del efluente, SS_e (Kg SS/día) =	7.85
	Concentración típica de sólido seco, SST (%) =	7%
	Humedad típica del lodo, H (%) =	93%
Densidad típica del lodo, ρ (Kg/m ³) =	1025	

Producción de Lodos Secundarios	$P_{X_{SST}} = Q_x \left[Y_{X/S} (S_0 - S) \right] + SS_f - SS_e$	
	Producción de sólidos secos, $P_{X_{SST}}$ (Kg/día) =	4.33
	Producción de lodos, P_x (Kg/día) =	61.86
	Producción de lodos, P_x (Ton/mes) =	1.86
	Caudal de lodos, P_x (m ³ /día) =	0.06
	Caudal de lodos, P_x (m ³ /mes) =	1.81

3.4.4 Métodos de Tratamiento de Lodos

El tratamiento y disposición eficiente de los lodos de una planta de tratamiento de aguas residuales requiere conocer las características de los sólidos y del lodo por procesar, así como la aptitud de los diferentes sistemas de procesamiento y la facilidad de acceso a las diferentes opciones de disposición final.

Como método de tratamiento de los lodos estabilizados generados en la PTAR de Macaravita, se seleccionaron los lechos de secado, cuya función principal es

realizar la remoción de una porción importante de agua para educir aún más el volumen de lodo.

3.4.4.1 Secado de lodos

El proceso de secado de lodos se refiere generalmente a los sistemas de desaguado de lodos que buscan reducir el contenido del agua del lodo a menos de un 85%. En la selección del método de secado de un lodo hay que tener en cuenta la naturaleza del lodo, los procesos subsecuentes del tratamiento y el método de disposición final. Los objetivos del secado de lodos son, principalmente, los siguientes:

- Reducir los costos de transporte de lodo al sitio de de disposición.
- Facilitar el manejo del lodo. Un lodo seco permite su manejo con cargadores, garlanchas, carretillas, etc.
- Aumentar el valor calorífico del lodo para facilitar su incineración.
- Minimizar la producción de lixiviados al disponer el lodo en un relleno sanitario.
- En general, reducir la humedad para disminuir el volumen de lodo, facilitar su manejo y hacer más económico su tratamiento posterior y su disposición final.
- **Lechos de Secado de Arena.** Su implementación representa una operación sencilla en la gestión de los lodos y bajos costos de operación en comparación con otros tipos de tratamiento para el secado de lodos. Constituyen uno de los métodos más antiguos para reducir el contenido de humedad de los lodos de forma natural. Posiblemente es el método más usado en plantas pequeñas, de menos de 100 l/s, para secado de lodos, durante los últimos cien años.

El lecho típico de arena para secado de lodos es un lecho rectangular poco profundo, con fondos porosos colocados sobre un sistema de drenaje. El lodo se aplica sobre el lecho en capas de 20 cm a 30 cm y se deja secar. El desaguado se efectúa mediante drenaje de las capas inferiores y evaporación

de la superficie por acción del sol y del viento. Inicialmente el agua percola a través del lodo y de la arena para ser removida por la tubería de drenaje en un período corto, de unos pocos días. Una vez formada una capa de lodo sobrenadante, el agua es removida por decantación y por evaporación. La pasta se agrieta a medida que se seca, permitiendo evaporación adicional y el escape de agua lluvia desde la superficie. Los lechos de secado de lodos son muy semejantes a los filtros intermitentes de arena y tienen la ventaja de requerir poca atención en su operación. El diseño de lechos de secado de lodos está afectado por diferentes factores: clima, características del lodo, valor del terreno y pretratamiento de los lodos.

Para el diseño de los lechos de secado de lodos se tuvieron en cuenta las recomendaciones del *RAS 2000 literal E.4.10.7 Lechos de secado de lodos* y algunos parámetros extraídos de la literatura (ROMERO, 2001):

Geometría:

Altura sobre la arena = 0,5 – 0,9 m.

Drenajes:

Espesor de grava = 20 – 46 cm.

Profundidad de arena = 30 – 46 cm.

Granulometría:

Tamaño de grava = 3 – 25 mm.

Coefficiente de uniformidad de la arena = 3,5 – 4.

Tamaño efectivo de la arena = 0,3 – 0,75 mm.

Recolección de percolados:

Diámetro tubería de drenaje > 100 mm.

Pendiente tubería de drenaje > 1%.

Capa de grava por encima de la tubería de drenaje > 150 mm.

Disposición de lodos:

Placa de salpicamiento para control de erosión de la arena.

Profundidad de aplicación = 20 – 40 cm, generalmente.

Debe producir una carga óptima de 10 a 15 Kg/m².

Operación:

Para remoción manual la pasta debe contener un 30% a 40% de sólidos.

Control:

Para control de moscas se atacan las larvas con bórax y borato de calcio, los cuales no son peligrosos para el hombre ni para animales domésticos, rociando el lodo, especialmente entre las grietas.

El agua que percola debido a la deshidratación del lodo, es recirculada al tratamiento secundario: Filtro Percolador, por medio de una tubería de drenaje de PVC Sanitaria de diámetro 4”.

Entre las capas de los medios de drenaje (grava y arena) y recubriendo la tubería de drenaje, se colocará geotextil para evitar la mezcla de los medios y el paso de grava o arena al Filtro Percolador, respectivamente.

3.5 Eficiencias de Remoción del Sistema de Tratamiento

La **Tabla 39** presenta un resumen de los rendimientos típicos que se logran con las diferentes etapas y procesos de tratamiento.

Tabla 39. Eficiencias Típicas de Remoción.

Unidades de Tratamiento	Eficiencia en la Remoción de Constituyentes, %						
	DBO ₅	DQO	SS	P	N Org	NH ₃ -N	Patógenos
Rejillas	Despreciable	Despreciable	Despreciable	Despreciable	Despreciable	Despreciable	Despreciable
Desarenadores	0 - 5	0 - 5	0 - 10	Despreciable	Despreciable	Despreciable	Despreciable
Sedimentación primaria	30 - 40	30 - 40	50 - 65	10 - 20	10 - 20	0	Despreciable
Lodos activados (convencional)	80 - 95	80 - 95	80 - 90	10 - 25	15 - 20	8 - 15	Despreciable
Filtros percoladores							
Alta tasa, roca	65 - 80	60 - 80	60 - 80	8 - 12	15 - 50	8 - 15	Despreciable
Super tasa, plástico	65 - 85	65 - 85	65 - 85	8 - 12	15 - 50	8 - 15	
Cloración	Despreciable	Despreciable	Despreciable	Despreciable	Despreciable	Despreciable	100
Reactores UASB	65 - 80	60 - 80	60 - 70	30 - 40	---	---	Despreciable
Reactores RAP	65 - 80	60 - 80	60 - 70	30 - 40	---	---	Despreciable
Filtros anaerobios	65 - 80	60 - 80	60 - 70	30 - 40	---	---	Despreciable
Lagunas de oxidación							
Lagunas anaerobias	50 - 70	---	20 - 60	---	---	---	90 - 99,99
Lagunas aireadas	80 - 95	---	85 - 95	---	---	---	90 - 99,99
Lagunas facultativas	80 - 90	---	63 - 75	30	---	---	90 - 99,99
Lagunas de maduración	60 - 80	---	85 - 95	---	---	---	90 - 99,99
Ultravioleta	Despreciable	Despreciable	Despreciable	Despreciable	Despreciable	Despreciable	100

Tomado del RAS 2000.

Con las eficiencias de remoción teóricas del sistema de tratamiento de aguas residuales domésticas del municipio de Macaravita – Santander, presentadas en la **Tabla 40**, se da cumplimiento a las Normas de Vertimiento expuestas en el Artículo 72 del Capítulo VI: Del Vertimiento de los Residuos Líquidos del Decreto 1594 del 26 de junio de 1984: Usos del Agua y Residuos Líquidos, en cuanto a la remociones mínimas de contaminantes exigidas para usuarios que realicen vertimiento a un cuerpo de agua.

Tabla 40. Cuadro de Cálculo Eficiencias de Remoción Sistema de Tratamiento.

Eficiencias de Remoción Sistema de Tratamiento Municipio de Macaravita - Santander Cuadro de Cálculo:									
--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

Proyecto: Planta de Tratamiento de Aguas Residuales Domésticas del Municipio de Macaravita - Santander.

Diseño: Ing. Hugo Armando Gutiérrez de Piñerez Arismendi.

Ing. Fernando Romero Olarte.

Información del Muestreo:									
Registro No.:		Fecha (día/mes/año):			Clase de Muestra:			Hora:	
0205		16/03/2005			Compuesta (X)			Puntual (X) 10:00 - 8:00	
Parámetro	Unidades	Punto de Muestreo:							
		ARD* Afluente Agua Residual Doméstica	Eficiencia de Remoción Reactor UASB	EUASB Efluente Reactor UASB	Eficiencia de Remoción Filtro Percolador	EFP Efluente Filtro Percolador	Eficiencia de Remoción Humedal Artificial	ARDT Efluente Agua Residual Doméstica Tratada	Eficiencia de Remoción Total
DBO₅	mg/l O ₂	277,39	50%	138,70	80%	27,74	89%	2,92	99%
	Kg/día	52,49		26,24		5,25		0,55	
DQO	mg/l O ₂	472	45%	259,6	80%	51,92	80%	10,38	98%
	Kg/día	89,31		49,12		9,82		1,96	
SST	mg/l	166	60%	66,4	38%	41,50	90%	4,15	98%
	Kg/día	31,41		12,56		7,85		0,79	
Grasas y Aceites	mg/l	24,64	---	---	---	---	---	0,00	100%
	Kg/día	4,66		---		---		0,00	

* Tomado del Informe Final del Monitoreo.

Los siguientes parámetros deberán ser determinados mediante análisis de laboratorio realizados a muestras de agua del afluente y el efluente del sistema de tratamiento, para calcular las remociones reales y verificar el cumplimiento de la norma:

- Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO₅).
- Demanda Química de Oxígeno (DQO).
- Sólidos Suspendidos (SS).
- potencial de Hidrógeno (pH).
- Temperatura.
- Material Flotante.
- Grasas y Aceites.

3.6 Programa de Control y Monitoreo

Por medio del programa de control y monitoreo de los parámetros de interés de las aguas residuales domésticas del municipio de Macaravita, se verificará con una frecuencia determinada las eficiencias de remoción del sistema de tratamiento operado. Los resultados obtenidos en los análisis programados, se almacenarán en un archivo común, constituyéndose este documento en soporte de la estabilidad del sistema de tratamiento y de cualquier toma de decisión acerca de la operación de la PTAR.

Tabla 41. Programa de Control y Monitoreo.

Parámetro	Punto de Muestreo	Frecuencia
Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO₅)	MCA	Quincenal
	MCE	
Demanda Química de Oxígeno (DQO)	MCA	Quincenal
	MCE	
Sólidos Suspendidos Totales (SST)	MCA	Quincenal
	MCE	

Parámetro	Punto de Muestreo	Frecuencia
Sólidos Sedimentables	MCA MCE	Diario
pH	MCA MCE	Diario
Temperatura	MCA MCE	Diario
Material Flotante	MCA MCE	Diario
Grasas y Aceites	MCA MCE	Quincenal
Caracterización de Lodos	Lechos de Secados	Semestral

Se realizará en acuerdo con la Corporación Autónoma Regional de Santander – CAS, un monitoreo semestral del rendimiento de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales Domésticas de Macaravita, para verificar el funcionamiento del sistema en comparación con el Decreto 1594 de 1984.

4. CONCLUSIONES

- Con base en la aplicación de la metodología de valoración expuesta por el Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial, se definió entre las tecnologías maduras aplicables a nivel nacional, el sistema de tratamiento más factible de implementar en el municipio de Macaravita, como resultado se obtuvo la alternativa conformada por: Reactor UASB y Filtro Percolador.
- Se realizó el diseño de la PTAR de Macaravita, logrando teóricamente un efluente con características susceptibles para su aprovechamiento. Sin embargo, para la determinación de algún tipo de aprovechamiento, es fundamental realizar la caracterización fisicoquímica y microbiológica del vertimiento tratado, una vez la planta se haya construido y su funcionamiento se encuentre estabilizado. Los resultados obtenidos deben compararse con los valores establecidos en la Normatividad Nacional vigente relacionada con los criterios de calidad para la destinación del recurso hídrico.
- Como proceso adicional al sistema de tratamiento definido para el municipio, se diseñó un Humedal Artificial de Flujo Subsuperficial para pulir el agua residual tratada y pretender dar algún aprovechamiento al efluente obtenido. La construcción del Humedal Artificial esta sujeto a la política municipal del tratamiento de sus aguas residuales, teniendo en cuenta el simple cumplimiento del Decreto 1594 de 1984 o la susceptibilidad de aprovechamiento del vertimiento, con la previa verificación rigurosa de la calidad fisicoquímica y microbiológica que esto implica.

5. RECOMENDACIONES

- En la etapa de operación del sistema de tratamiento diseñado, debe llevarse a cabo con la mayor rigurosidad posible el “Programa de Control y Monitoreo”, con el fin de generar un historial de información referente a la caracterización de las aguas residuales generadas y tratadas por el municipio. De gran utilidad en la realización de estudios posteriores.
- Se deben revisar otras metodologías de valoración desarrolladas, con el objeto de disminuir la subjetividad de la metodología aplicada en este proyecto.
- Sería conveniente actualizar la proyección de la población del presente documento, con base en los “Resultados de Población Conciliada” (a Junio 30 de 2005) del Censo General 2005, realizado por el DANE.
- Teniendo en cuenta que la PTAR diseñada para el municipio de Macaravita aún no ha sido construida, es de gran relevancia en los costos de construcción y operación del sistema, realizar y dirigir campañas de ahorro y uso eficiente del agua a la población en pos de reducir los altos consumos registrados en el vertimiento municipal.

BIBLIOGRAFÍA

1. GIRALDO, Eugenio. Una revisión crítica de los aspectos técnicos del proyecto de saneamiento del río Bogotá de 1994. Bogotá: Revista de Ingeniería No 7 Universidad de los Andes, Febrero de 1996.
2. Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial. Guía: gestión para el manejo, tratamiento y disposición final de las aguas residuales municipales, 2002.
3. Alcaldía Municipal de Macaravita – Departamento de Santander. Esquema de ordenamiento territorial municipio de macaravita, 2003.
4. Departamento Administrativo Nacional de Estadística – DANE. XVI Censo Nacional de Población y de Vivienda – 1993.
5. Ministerio de Desarrollo Económico. Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico. Reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico RAS – 2000, Noviembre de 2000.
6. Alcaldía Municipal de Macaravita – Departamento de Santander. Informe final del monitoreo de un (1) punto de vertimiento municipal de aguas residuales domésticas, Marzo de 2005.
7. ROMERO ROJAS, Jairo Alberto. Tratamiento de aguas residuales. Teoría y principios de diseño. Bogotá: Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería, 2001.
8. LETTINGA, G. and HULSHOFF POL, L. W. UASB Process design for various types of wastewaters. Wageningen: University of Wageningen, 1991.

9. RUIZ, Isabel, ÁLVAREZ, Juan Antonio y SOTO, Manuel. El potencial de la digestión anaerobia en el tratamiento de aguas residuales urbanas y efluentes de baja carga orgánica. Coruña: Universidad de Coruña, 1997.
10. RODRÍGUEZ SUSANA, Manuel Salvador. Notas de clase: Gestión de Lodos. Bogotá: Maestría en Ingeniería Universidad de los Andes, 2007.
11. CRITES, Ron y TCHOBANOGLOUS, George. Sistemas de manejo de aguas residuales para núcleos pequeños y descentralizados. Bogotá: Mc Graw Hill, 2000.
12. RITTMANN, Bruce y McCARTY, Perry. Biotecnología del medio ambiente. Principios y aplicaciones. Madrid: Mc Graw Hill, 2001.
13. METCALF & EDDY. Ingeniería de aguas residuales. Tratamiento, vertido y reutilización. Madrid: Mc Graw Hill, 1995.

ANEXOS

Anexo 1. Resultados de los Ensayos de Laboratorio de Suelos.



SERVICIOS DE INGENIERIA Y CONSULTORIA
SELDTN LTDA.
 NIT. 829.004.036-0

Diseños,
 Estudios Geotécnicos,
 Control de calidad de Relleno
 Concretos y Pavimentos,
 Construcción de Obras Cíviles

Calle 73 N° 31 - 14 B. la Floresta secointda1@hotmail.com fax. 6112034 Cel 311 - 5218914 Barrancabermeja

PAGINA N°

1 / 1

ANALISIS GRANULOMETRICO

CLIENTE : CONSORCIO ARISMENDI - ROMERO.
 PROYECTO : PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS.
 MUNICIPIO : MACARAVITA - SANTANDER. LOCALIZACION: PREDIO LA HOYADA.
 FECHA : 19 DE ENERO DE 2006
 MATERIAL : N° 1. APIQUE: N° 1.
 DESCRIPCION : ARCILLA ALGO ARENOSA COLOR GRIS OSCURO.

GRANULOMETRIA

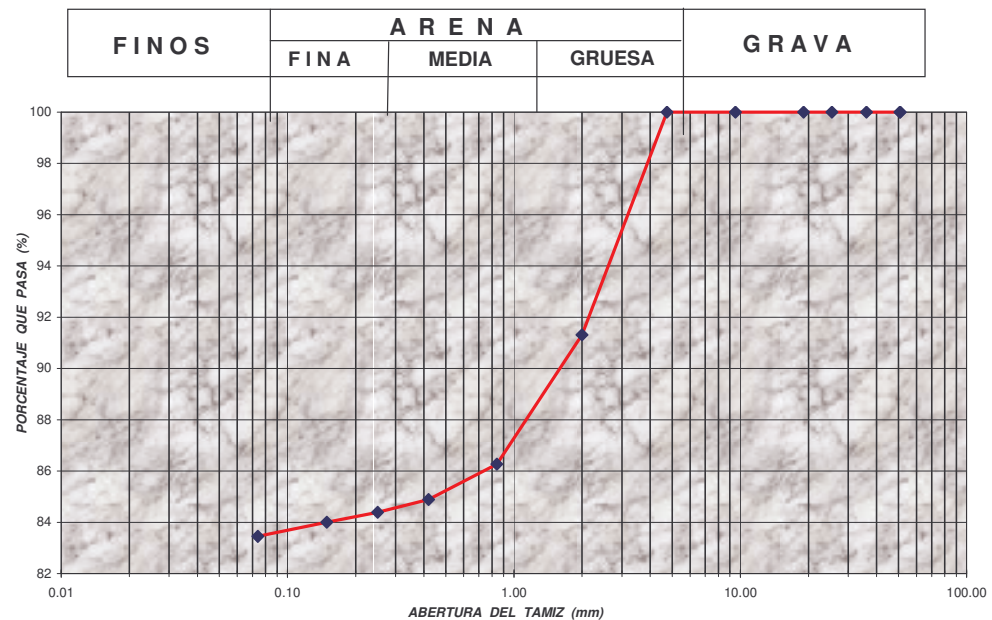
WTMS:	180.70	WLST200	29.90
TAMIZ	W ret	% RET.	% PASA
2 1/2"	0.00	0.00	100.00
2 "	0.00	0.00	100.00
1 1/2"	0.00	0.00	100.00
1 "	0.00	0.00	100.00
3/4"	0.00	0.00	100.00
3/8"	0.00	0.00	100.00
No. 4	0.00	0.00	100.00
No 10	15.70	8.69	91.31
No 20	9.10	5.04	86.28
No 40	2.50	1.38	84.89
No 60	0.90	0.50	84.39
No 100	0.70	0.39	84.01
No 200	1.00	0.55	83.45
FONDO	0.00	83.45	0.00

RESULTADOS GRADACION

% GRAVA 0.00
 % ARENA 16.55
 % FINOS 83.45

D10 =
 D30 =
 D60 =
 Cu =
 Cc =

LAB: A. F. M.



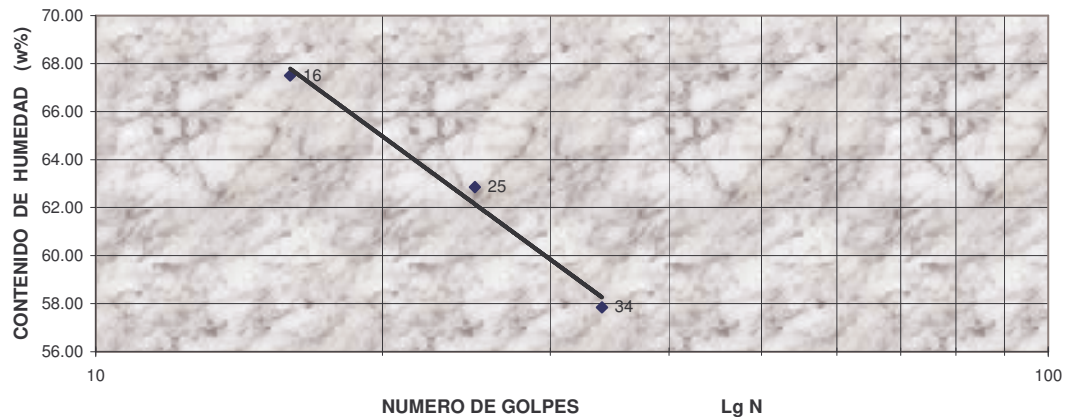


DETERMINACIÓN DEL LIMITE LIQUIDO Y PLASTICO
NORMA INVIAS E - 125 Y 126

CLIENTE : CONSORCIO ARISMENDI - ROMERO.
 PROYECTO : PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS.
 MUNICIPIO : MACARAVITA - SANTANDER.
 FECHA : 19 DE ENERO DE 2006 LOCALIZACION: PREDIO LA HOYADA.
 MUESTRA : N° I. APIQUE: N° I.
 DESCRIPCION : ARCILLA ALGO ARENOSA COLOR GRIS OSCURO.

LIMITES DE ATTERBERG

N° DE GOLPES	LIMITE LIQUIDO			LIMITE PLASTICO	
	34	25	16	W _n	
RECIPIENTE N°.	45	12	6	19	36
Pr + Masa humeda (P1)	45.28	62.15	71.06	29.82	75.31
Pr + Masa seca (Ps)	31.31	41.86	45.91	23.19	69.15
Masa recipiente (P3)	7.16	9.58	8.65	6.03	33.20
Masa seca	24.15	32.28	37.26	17.16	35.95
HUMEDAD EN (%)	57.85	62.86	67.50	38.64	17.13



RESULTADOS

LIMITE LIQUIDO 62.28 %
 LIMITE PLASTICO 38.64 %
 INDICE DE PLASTICIDAD 23.65 %
 CLASIFICACION U.S.C. OH

OBSERVACIONES GRANULOMETRIA

% GRAVA : 0.00 %
 % ARENA : 16.55 %
 % FINOS : 83.45 %

LAB: A.F.M.

Anexo 2. Presupuesto de Inversión.

MUNICIPIO DE MACARAVITA						
PROYECTO: PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS DEL MUNICIPIO DE MACARAVITA - SANTANDER.						
CUADRO DE PRESUPUESTO DE OBRA				FECHA: DICIEMBRE DE 2007		
PROPONENTES: ING. HUGO ARMANDO GUTIÉRREZ DE PIÑERAZ ARISMENDI ING. FERNANDO ROMERO OLARTE						
ITEM	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	VR. UNITARIO	VR. PARCIAL	VR. TOTAL
1	PRELIMINARES					\$ 654,024.00
1.1	Localización y Replanteo	m ²	168.00	\$ 1,095.00	\$ 183,960.00	
1.2	Desmante y Descapote	m ²	168.00	\$ 2,798.00	\$ 470,064.00	
2	MOVIMIENTO DE TIERRA					\$ 28,535,109.00
2.1	Excavación Manual en Material Común	m ³	554.00	\$ 11,445.00	\$ 6,340,530.00	
2.2	Relleno Compactado con Material Común	m ³	16.00	\$ 13,719.00	\$ 219,504.00	
2.3	Relleno con Medio de Soporte para Filtro Percolador (Piedra de Río Pequeña, Tamaño Nominal de 6,5 cm)	m ³	98.00	\$ 41,600.00	\$ 4,076,800.00	
2.4	Relleno para Distribuidor del Humedal Artificial (Piedra de Río Mediana, Tamaño Nominal de 12 cm)	m ³	17.50	\$ 39,850.00	\$ 697,375.00	
2.5	Relleno con Medio Poroso para Humedal Artificial (Grava Media, Tamaño Efectivo de 32 mm)	m ³	315.00	\$ 53,200.00	\$ 16,758,000.00	
2.6	Relleno con Material Filtrante para Lechos de Secado de Lodos (Arena Lavada)	m ³	3.60	\$ 38,500.00	\$ 138,600.00	
2.7	Relleno con Material Filtrante para Lechos de Secado de Lodos (Grava, Tamaño Efectivo de 1/4")	m ³	4.50	\$ 55,600.00	\$ 250,200.00	
2.8	Relleno con Material Filtrante para Lechos de Secado de Lodos (Grava, Tamaño Efectivo de 3/4")	m ³	1.00	\$ 54,100.00	\$ 54,100.00	
3	CIMENTACIÓN					\$ 4,359,299.50
3.1	Concreto Simple para Zapatas 3000 psi	m ³	11.50	\$ 299,350.00	\$ 3,442,525.00	
3.2	Concreto Pobre para Solados e = 0,05	m ²	69.50	\$ 13,191.00	\$ 916,774.50	
4	ESTRUCTURA					\$ 42,799,089.50
4.1	Placa Maciza en Concreto Reforzado e = 0,20 3000 psi	m ²	27.50	\$ 155,126.00	\$ 4,265,965.00	
4.2	Placa Maciza en Concreto Simple e = 0,10 3000 psi	m ²	85.10	\$ 46,735.00	\$ 3,977,148.50	
4.3	Dintel en Concreto Reforzado h = 0,10	ml	4.00	\$ 15,099.00	\$ 60,396.00	
4.4	Muro en Concreto Reforzado e = 0,20 3000 psi	m ²	185.50	\$ 185,960.00	\$ 34,495,580.00	
5	INSTALACIONES HIDROSANITARIAS					\$ 4,517,593.00
5.1	Tubería PVC Sanitaria D = 4"	ml	119.00	\$ 25,545.00	\$ 3,039,855.00	
5.2	Tubería PVC Presión D = 1"	ml	7.00	\$ 6,408.00	\$ 44,856.00	
5.3	Tubería PVC Presión D = 2"	ml	23.00	\$ 13,850.00	\$ 318,550.00	
5.4	Manguera Flexible D = 1"	ml	80.00	\$ 2,715.00	\$ 217,200.00	
5.5	Sum/Inst Válvula de Bola PVC D = 1"	Un	1.00	\$ 15,830.00	\$ 15,830.00	
5.6	Sum/Inst Válvula de Bola PVC D = 2"	Un	2.00	\$ 48,650.00	\$ 97,300.00	
5.7	Sum/Inst Filtro de H ₂ S Plástico	Un	1.00	\$ 173,500.00	\$ 173,500.00	
5.8	Sum/Inst Trampa de H ₂ O Plástico	Un	1.00	\$ 185,000.00	\$ 185,000.00	
5.9	Sum/Inst Quemador de Biogás en Acero Inoxidable	Un	1.00	\$ 193,760.00	\$ 193,760.00	
5.10	Sum/Inst Pozo de Distribución de Caudal del Reactor UASB en Fibra de Vidrio	Un	1.00	\$ 231,742.00	\$ 231,742.00	
6	MAMPOSTERÍA					\$ 881,982.80
6.1	Mampostería Ladrillo Temosa	m ²	27.80	\$ 31,726.00	\$ 881,982.80	
7	FRISOS					\$ 801,892.11
7.1	Friso Impermeabilizado para Muros e = 0,02	m ²	55.60	\$ 14,422.52	\$ 801,892.11	
8	CARPINTERÍA METALICA					\$ 340,635.00
8.1	Sum/Inst Cribado Grueso en Acero Inoxidable	Un	1.00	\$ 205,100.00	\$ 205,100.00	
8.2	Sum/Inst Compuerta Metálica 0,45x0,50	Un	1.00	\$ 135,535.00	\$ 135,535.00	
9	VARIOS					\$ 5,080,000.00
8.1	Plantas Acuáticas Emergentes (Phragmites Communis o Phragmites Australis)	Un	120.00	\$ 7,500.00	\$ 900,000.00	
8.2	Membrana Impermeable (Película de Polietileno Calibre 6)	m ²	550.00	\$ 7,600.00	\$ 4,180,000.00	

COSTO DIRECTO

\$ 87,969,624.91

Administración	10%	\$ 8,796,962.49
Imprevistos	5%	\$ 4,398,481.25
Utilidad	10%	\$ 8,796,962.49
Interventoría	10%	\$ 8,796,962.49

COSTO TOTAL DE LA OBRA

\$ 118,758,993.63

Anexo 3. Planos Detallados.