

UNIVERSIDAD DE ORIENTE
NÚCLEO DE ANZOÁTEGUI
ESCUELA DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS.
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL.



“DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUAS SERVIDAS EN EL SUR-OESTE DE VIDOÑO Y PUTUCUAL, ENTRE LAS PROGRESIVAS 0+000 Y 1+500, DE LOS MUNICIPIOS BOLÍVAR Y SOTILLO DEL ESTADO ANZOÁTEGUI.”

REALIZADO POR:

MARTHA E. APONTE G.

WILFREDO J. WEFTE P.

TRABAJO DE GRADO PRESENTADO ANTE LA UNIVERSIDAD DE
ORIENTE COMO REQUISITO PARCIAL PARA OPTAR AL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

BARCELONA, MARZO DE 2.009

UNIVERSIDAD DE ORIENTE
NÚCLEO DE ANZOÁTEGUI
ESCUELA DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS.
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL.



“DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUAS SERVIDAS EN EL SUR-OESTE DE VIDOÑO Y PUTUCUAL, ENTRE LAS PROGRESIVAS 0+000 Y 1+500, DE LOS MUNICIPIOS BOLÍVAR Y SOTILLO DEL ESTADO ANZOÁTEGUI.”

ASESOR:

Prof.: Belkys Sebastiani

Asesor Académico

Firma

BARCELONA, MARZO DE 2.009

UNIVERSIDAD DE ORIENTE
NÚCLEO DE ANZOÁTEGUI
ESCUELA DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS.
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL.



JURADO:

El jurado hace constar que asignó a ésta Tesis la calificación de:

Prof.: Belkys Sebastiani
Asesor Académico

Prof.: Maria Ramirez
Jurado Principal

Prof.: Hilda Morales
Jurado Principal

BARCELONA, MARZO DE 2.009



RESOLUCIÓN

De acuerdo al artículo 44 del reglamento de Trabajos de Grado:

“Los Trabajos de Grado son de exclusiva propiedad de la Universidad, y sólo podrán ser utilizados para otros fines con el consentimiento del Consejo de Núcleo respectivo, quién lo participará al Consejo Universitario”.



DEDICATORIAS

A Dios y a la Virgen por darme la fuerza cada día para seguir adelante.

A Mis Padres. María y Francisco por ser ejemplo de constancia y dedicación.

A Mis Hermanos. Francis Y Marcos por ser ejemplos a seguir. Tarde pero seguro.

A Mi Niña Valentina (q. e. p. d) por ser esa luz que siempre está presente y que no me permite caer.

A mi compañero Carlos, por el amor y apoyo.

A toda mi Familia por el apoyo y estar pendiente en todo momento. Este logro es de ustedes. Los Amo.

Martha E. Aponte G.



DEDICATORIAS

Esta tesis se la dedico a:

*Mis padres **Wilfredo** y **Romelia** para honrarlos por su constante apoyo con intervenciones oportunas, haciéndome reaccionar cuando mi actitud no era acorde con el momento, por mencionar una de las tantas formas en las que me han brindado su amor incondicional.*

***Karla** mi hermana le entrego esto como ejemplo a mejorar, es lo menos que le puedo ofrecer a alguien que me acompaño cuando me toco hacer días de 36 horas.*

*A mis familiares **Omar**, **Ivonne**, **Esthefany**, **Yolanda** y **Alba** que nunca dejaron de creer en mí e invirtieron tiempo y dedicación en este proyecto con el único interés de verme crecer como persona.*

***Nohemar** por compartir sus conocimientos en el justo momento que los necesite, dándome su ayuda cuando se la pedí y además por ser un buen ejemplo a seguir.*

*Y por último le dedico este logro a quienes por cosas del creador hoy me acompañan en alma y corazón. **Jesús**, **Luis**, **Rogelia**, **Teodora** y **Auristela** que se están muy orgullosos de mí.*

Wilfredo Weffe



AGRADECIMIENTOS

A Dios por ser mi compañero fiel y nunca dejarme sola.

A mis padres por confiar en mí y seguir apoyándome en todo momento.

A mis hermanos por ayudarme cuando más los necesite y también cuando no.

A Mi familia por ser parte de esta meta alcanzada, por ser mi bastón cuando me sentía caer.

A Carlos, mi novio y amigo. Gracias amor. Lo logre.

A la familia Ramírez Martín, por hacer de su hogar mi segunda casa, en especial a la Sra. Rosa.

Weffe Wilfredo mi compañero en este viaje. Gracias por no dejarme ir. Lo logramos!!

A la Familia Weffe Palomo, por el apoyo, los consejos y la ayuda prestada.

A la Sra. Bertha y Familia.

A mis compañeras de residencia, Amigas en todo momento. En especial a: Jaihse, Nani, Marinol, Krizia.

A mis amigos: Karen, Fabiana, Jessik, Lore, María (s), Ángel, Nomar, Eduardo, Simon, Jose M. Recordemos que: los amigos son la familia que se escoge.

A mis compañeros de la UDO, a todos. El éxito nunca llega solo; hay que trabajar arduamente para conseguirlo.

Profesora Belkys Y Carmen, Gracias por ser nuestras guía en este camino.

Al Prof Yasser, por los consejos dados, un millón.

A todas aquellas personas que estuvieron pendientes de mí a lo largo de esta carrera.

A todos y cada uno por sus palabras de aliento, de optimismo y de esperanzas.

Martha E. Aponte G.



AGRADECIMIENTOS

Le agradezco a Dios por darme la posibilidad de cumplir mi meta, por rodearme de personas especiales a lo largo de esta carrera y en especial por darme salud.

Mis compañeros Elsa, Laura, Momis, Vanessa, Rosmar, Yurelis, Astrid, Naiber, Álvaro y Chuo, que me dieron la oportunidad de conocerlos más allá de los muros de la universidad, formando un equipo con fuerte lazos de amistad, venciendo juntos cada obstáculo, celebrando las victorias y alentándonos en las derrotas.

Profesora Belkys y a Carmen Sánchez les agradezco el dedicarme parte de su tiempo para aclarar mis dudas y corregir mis fallas.

Martha Aponte te agradezco confiar en mí, haber recapitado en el momento oportuno y el no escatimar esfuerzo hasta lograr nuestro fin.

José Humberto, Annabell, Marivic y Mis Vecinos que juntos formamos la bella familia que hace vida en la calle II de la Urb. Vista Alta.

Y a todas esas personas que en algún momento y de alguna forma me ayudaron pero que por hacer esto a última hora las olvide de mencionar.

Wilfredo Weffe



RESUMEN

Las poblaciones de Vidoño y Putucual ubicados entre los Municipios Bolívar y Sotillo del Estado Anzoátegui, carecen de planificación urbana y la ausencia de los servicios básicos es evidente.

Sólo las calles principales tienen suministro directo de agua potable, el resto de sus habitantes se abastece de pilas. Sumado a esto, todas las casas descargan las aguas servidas en pozos sépticos construidos sin ningún tipo de control sanitario.

Aquí se presenta la necesidad de diseñar un sistema de recolección de aguas servidas para un proyecto que abarca 637 viviendas unifamiliares en una población de 7073 habitantes. El objetivo de este trabajo es la ampliación de la ingeniería técnica en base al diseño sanitario de este urbanismo, todo esto siguiendo los parámetros establecidos principalmente en las Normas Venezolanas Gacetas 4.044, 4.103 y 5.103.

Las cloacas fueron diseñadas para recolectar 326,866 l/s de aguas residuales en un área servida de 120,35 ha, en colectores de tuberías de concreto con una rugosidad de 0,013 y 0,015 que varían de 20 cm (8") y 68,6 (27") respectivamente, que funciona como colector principal.

Se optó conducir el sistema de recolección a un punto bajo definido necesario para la instalación de una planta de tratamiento o una estación de bombeo, la cual se ejecutará en otro proyecto de acuerdo a su factibilidad.



ÍNDICE

RESOLUCIÓN	iv
DEDICATORIAS	v
AGRADECIMIENTOS	vii
RESUMEN	ix
ÍNDICE	x
ÍNDICE DE TABLAS	15
ÍNDICE DE FIGURAS	16
CAPITULO I	17
INTRODUCCIÓN	17
1.1 GENERALIDADES.	17
1.1.1 Ubicación Geográfica.	17
1.1.2 Aspectos Climáticos y de Vegetación	19
1.1.3 Aspecto Geológicos y de Relieve.	20
1.1.4 Suelos.	20
1.1.5 Actividades Económicas.	20
1.1.6 Aspectos de Urbanismo.	21
1.1.7 Servicios Básicos.	22
1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	24
1.3 OBJETIVOS	26
1.3.1 Objetivo General	26
1.3.2 Objetivos Específicos	26



CAPITULO II	27
MARCO TEÓRICO	27
2.1 ANTECEDENTES	27
2.2 ESTUDIOS SOCIO-ECONÓMICOS	29
2.3 PERÍODO DE DISEÑO	30
2.4 MÉTODOS PARA ESTIMAR LA POBLACIÓN FUTURA	31
2.4.1 Crecimiento Lineal	32
2.4.2 Crecimiento Geométrico	33
2.4.3 Crecimiento Logarítmico	34
2.4.4 Estadístico o Gráfico de Tendencia	34
2.5 MÉTODOS DE LAS DENSIDADES	35
2.6 CONSUMO DE AGUA	35
2.7 CONSUMO DE AGUA PARA SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO	37
2.7.1 Consumo Medio	38
2.7.2 Consumos Máximos	39
Tabla 2.3 Cálculo de QMD y QMH por diversos	39
Tabla 2.3 Cálculo de QMD y QMH por diversos	40
2.8 AGUAS RESIDUALES	40
2.8.1 Caracterización de las Aguas Residuales	40
2.8.2 Gastos de Aguas Servidas	43
2.8.3 Gasto Unitario de Cálculo de las Aguas Servidas	46
2.9 SISTEMA DE RECOLECCIÓN DE AGUAS RESIDUALES	47
2.9.1 Clasificación	47



2.9.2 Componentes de un Sistema de Aguas Residuales	47
2.9.6 Cargas Sobre Colectores	66
2.9.7 Trazado en Planta de Colectores	68
2.9.8 Determinación de los Apoyos	69
2.10 LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO	71
2.10.1 Estudios Topográficos para el Diseño de Colectores	71
2.10.2 Nivelación	71
2.10.3 Tolerancias	72
2.11 POLIGONALES	73
2.11.1 Poligonal Abierta	74
2.11.2 Poligonal Cerrada	75
2.12 ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD	76
CAPITULO III	77
METODOLOGIA	77
3.1 LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO	77
3.1.1 Materiales, Equipos y Sustancias Utilizados en el Levantamiento Topográfico.	77
3.1.2 Procedimiento Utilizado para la Realización del Levantamiento Topográfico	78
3.1.3 Muestra de Cálculo	79
3.2 Proyección de la Población Futura	80
3.2.1 Método de Crecimiento Geométrico	80
3.2.2 Población de Saturación	81



3.3 CAUDALES DE DISEÑO PARA EL SISTEMA DE COLECTORES DE AGUAS SERVIDAS.	82
3.3.1 Gasto Proveniente de Aguas Domiciliarias	82
3.3.2 Gasto Proveniente de la Contribución Comercial e Institucional	83
3.3.3 Gastos Provenientes de Aportes Recreacional.	85
3.3.4 Gastos por Infiltración	86
3.3.5 Caudal Unitario de Diseño	87
3.4 DISEÑO DEL SISTEMA DE COLECTOR DE AGUAS RESIDUALES.	87
3.4.1 Trazado del Colector Principal.	87
3.4.2 Áreas Tributarias a Servir	88
3.4.3 Diseño Hidráulico del Colector	89
3.5 MUESTRAS DE CÁLCULO DE LOS COLECTORES	91
3.6 UBICACIÓN DEL PUNTO DE DESCARGA.	94
CAPITULO IV	95
ANÁLISIS DE RESULTADOS	95
5.1 CÓMPUTOS MÉTRICOS Y PRESUPUESTOS	97
CAPITULO V	98
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	98
CONCLUSIONES	98
RECOMENDACIONES	100
BIBLIOGRAFÍA	101
ANEXO A.	¡Error! Marcador no definido.
PLANILLA DEL CENSO	¡Error! Marcador no definido.



ANEXO B.	¡Error! Marcador no definido.
FOTOGRAFÍAS	¡Error! Marcador no definido.
ANEXO C.	¡Error! Marcador no definido.
Equipos Utilizados En El Levantamiento Topográfico.	¡Error! Marcador no definido.
ANEXO D.	¡Error! Marcador no definido.
Cálculo Del Levantamiento Topográfico	¡Error! Marcador no definido.
ANEXO E	¡Error! Marcador no definido.
Relación De Los Elementos Hidráulicos De Una Sección Circular.	¡Error! Marcador no definido.
ANEXO F.	¡Error! Marcador no definido.
Diseño Del Sistema De Colectores De Aguas Residuales.	¡Error! Marcador no definido.
ANEXO G.	¡Error! Marcador no definido.
PROFUNDIDADES MAXIMAS Y MINIMAS DE LAS RASANTES	¡Error! Marcador no definido.
ANEXO H	¡Error! Marcador no definido.
Cómputos métricos, análisis de precios unitarios y presupuestos	¡Error! Marcador no definido.
METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:	104



ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1. Período de diseño según Normas INOS 1965.	30
Tabla 2.2. Consumo mínimo de agua.	37
Tabla 2.3. Cálculo de QMD y QMH por diversos autores.	39
Tabla 2.4. Análisis físico-químico típico de líquidos cloacales de tipo domestico.	42
Tabla 2.5. Coeficientes para el diseño de los gastos medios.	45
Tabla 2.6. Diámetros mínimos en las tuberías de empotramientos y dimensiones mínimas de las tanquilla de empotramientos según las dotaciones asignadas a las parcelas.	49
Tabla 2.7. Bocas De Visitas.	56
Tabla 2.8. Coeficiente de rugosidad según el material de las tuberías.	60
Tabla 2.9. Velocidad máxima según el material de los colectores.	62
Tabla 2.10. Ancho máximo de las zanjas.	66
Tabla 3.1 Puntos Referenciales Tomados Para El Levantamiento	78



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Ubicación del Estado Anzoátegui.	17
Figura 1.1. Distribución urbanística de la población estudiada.	19
Figura 2.1. Boca de Visita tipo Ia	50
Figura 2.2. Boca de Visita tipo Ia	51
Figura 2.3. Boca de Visita Tipo Ib	52
Figura 2.4. Boca de Visita Tipo Ib	52
Figura 2.5. Boca de Visita tipo II	53
Figura 2.6. Boca de Visita tipo II	54
Figura 2.7. Boca de Visita tipo III	54
Figura 2.8. Boca de Visita tipo III	55
Figura 2.9. Caida En Boca de Visita	57
Figura 2.10. Caida En Boca de Visita	58
Figura 2.11. Elementos de una sección circular a sección plena.	64
Figura 2.12. Coeficiente de carga de relleno.	68
Figura 2.13. Tipos de apoyo según las normas.	70
Figura 2.14. Tipos de apoyo según las normas.	70
Figura 2.15. Ley de propagación de azimuts.	74

CAPITULO I

INTRODUCCIÓN

1.1 GENERALIDADES.

Entre los aspectos más relevantes del sector estudiado se encuentran los siguientes:

1.1.1 Ubicación Geográfica.

Las poblaciones de Putucual y Vidoño están ubicadas al Nor-Este del Estado Anzoátegui, perteneciente a los Municipios Bolívar y Sotillo respectivamente, como se muestra en la figura 1.



Figura 1. Ubicación del Estado Anzoátegui.

Fuente: [1]



El acceso principal a estas poblaciones es a través de la carretera de El Rincón, la cual se utilizó como eje de referencia para delimitar la zona en estudio, tomando como punto inicial el cruce con el canal de Caratal dándole a este la progresiva 0+000, extendiendo el área de interés en el sentido Norte hasta la progresiva 1+500 y en el sentido Oeste hasta el cerro El Eneal.

En la figura 1.1 se muestra la zona en estudio de este trabajo de investigación. Cabe destacar que esta área está enmarcada como la zona tres (3) del **“Estudio Preliminar para el sistema de de aguas servidas en la zona de Vidoño y Putucual, en los municipios bolívar y sotillo del estado Anzoátegui.”**



La vegetación es la correspondiente a los Bosques Semi-Deciduos los cuales son ricos en madera, tales como: Saman, Saqui-Saqui, y Jabillo. También presenta grandes zonas de vegetación herbácea.

1.1.3 Aspecto Geológicos y de Relieve.

La geología de esta zona está conformada principalmente por materiales de edad terciaria, predominando las lutitas y arcillas calcáreas o margas con afloramientos menos extensos de arenisca. La formación geológica de esta zona es el macizo de Turimiquire, perteneciente al sistema de cordillera de la costa.

El relieve predominante accidentado con grado variable de disección, el rango de pendiente fluctúa de 15 a 80%. La altura relativa de las colinas varía entre 85 y 250 m.s.n.m.

1.1.4 Suelos.

El tipo de suelo predominante de esta zona es del Inceptisols los cuales son suelos jóvenes, con débil a moderada alteración de los materiales que lo constituyen, por lo que conservan algunas semejanzas con el material parental que les ha dado origen, el cual es muy resistente.

1.1.5 Actividades Económicas.

Las actividades económicas predominantes de esta población son: la agricultura y actividades comerciales del sector terciario. En cuanto a la agricultura, esta actividad se realiza en las zonas de pendientes bajas y en los pies de monte de los alrededores, durante casi todo el año teniendo como



principales productos: el maíz, yuca dulce, frijol, cambur, naranjas y mandarinas. También se producen otros productos como; cambur plátanos y otros frutales destinados para el consumo propio.

Por otra parte la gran mayoría de los pobladores se dedican a las actividades del sector terciario en la Ciudad de Puerto La Cruz.

1.1.5.1 Actividad Turística.

En este sector no existe actividad turística, aunque en la población adyacente del Rincón se desarrolla el turismo porque posee lugares recreativos y de atractivo natural, como lo es el río Neverí.

1.1.6 Aspectos de Urbanismo.

La clase de vivienda predominante en la población es del tipo rural, hechas por los entes gubernamentales en su mayoría. La distribución espacial de esta población se ha desarrollado de una manera desorganizada, sin ningún tipo de planificación urbanística.

1.1.6.1 Tendencia al Crecimiento.

El crecimiento de esta población se debe esencialmente a dos causas: el crecimiento de los grupos familiares que allí residen y por la llegada de nuevos pobladores que por ser una zona rural y por su cercanía a la ciudad se ven atraídos por esta población. Es de resaltar que el crecimiento urbanístico de estas poblaciones está limitado por la topografía de la zona.



1.1.7 Servicios Básicos.

Entre los principales Servicios Básicos que le prestan a la población encontramos:

1.1.7.1 Acueductos.

Las poblaciones de Putucual y Vidoño cuentan con el beneficio de agua potable de la red pública conectándose al sistema de Puerto La Cruz.

1.1.7.2 Sistemas de Recolección de Aguas Servidas.

En lo que se refiere a la recolección y disposición final de las aguas servidas, es de mencionar que no existe en la población un sistema para recolectar dichas aguas, por lo que los habitantes se han visto en la necesidad de construir pozos sépticos, además gran parte de los habitantes irresponsablemente dejan caer directamente sus aguas servidas en una quebrada que bordea gran parte de la población.

1.1.7.3 Electricidad.

Este servicio es proporcionado por la empresa Eleoriente, que aunque presenta algunas deficiencias, el suministro de energía eléctrica es bastante continuo, según informaciones suministrada por los habitantes de la población.



1.1.7.4 Vialidad.

El acceso principal de estas poblaciones es la carretera del Rincón, que está pavimentada y se encuentra en buen estado pero con irregularidades. En cuanto a su vialidad interna esta cuenta con calles asfaltadas (gran parte de ellas deterioradas), en aproximadamente un 60% y el restante 40% esta formadas por calles de tierras en mal estado.

1.1.7.5 Teléfonos.

La población en la actualidad cuenta con telefonía fija inalámbrica y telefonía móvil para comunicarse. Por informaciones suministradas por los habitantes de esta población se conoce que dicha telefonía fija pertenece a las redes de las empresas de telecomunicaciones Movistar y Cantv, mientras que el servicio de telefonía móvil es suministrado por las operadoras Movistar, Movilnet y Digitel.

1.1.7.6 Drenaje

La zona cuenta con un sistema de drenaje superficial de calles pavimentadas y cunetas; además existe una considerable cantidad de arroyos y quebradas en estado natural.

1.1.7.7 Transporte.

Existen dos rutas de transporte interurbano: la primera cubre la ruta desde el hospital Universitario Luis Razetti el Rincón y la segunda, desde la ciudad de Puerto la Cruz hasta el Rincón Adentro.



1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Una de las obras básicas tradicionales del Saneamiento Ambiental, es la correspondiente a la recolección de aguas servidas domésticas e industriales, siendo éstas desde su más remoto origen concebidas esencialmente para recibir y alejar de los medios poblados aquellas aguas usadas para los usos inherentes a las actividades humanas con ellos conexas. Sin embargo, dado el crecimiento poblacional, ha sido necesario establecer durante los últimos años una política mundialmente generalizada.

Los sectores Vidoño y Putucual, son un claro ejemplo de lo antes expuesto, está ocupado en su mayoría por una población de escasos recursos económicos, no posee planificación urbana, el tipo de vivienda predominante es el rancho de zinc y madera, aunque pueden encontrarse casas de paredes de bloques, frisadas y techos de platabanda.

Con respecto a la vialidad es importante señalar que las calles no están pavimentadas. En estos sectores la topografía es muy irregular lo cual conlleva al estancamiento de las aguas de lluvia en algunos puntos bajos de las calles, obstaculizando el tráfico de vehículos y peatones.

La ausencia de los servicios básicos en estos sectores, son evidentes. El aseo urbano, funciona con una gran deficiencia ya que la recolección de basura la realiza con poca frecuencia y no abarca todas las calles del sector, tomando como argumento la poca altura de los tendidos eléctricos. La electricidad es clandestina, esta situación es bastante peligrosa ya que existen antecedentes de incendios en viviendas, provocados por estas conexiones que están fuera de toda normativa.



Actualmente, el barrio no dispone de un sistema de recolección de aguas servidas.

Las condiciones sanitarias con que cuenta el sector, son precarias, debido a la ausencia de servicios para la recolección de las aguas servidas. En las viviendas no se cuenta con instalaciones sanitarias adecuadas, y se tiene que recurrir al uso de pozos sépticos posiblemente construidos sin ningún control de calidad, letrinas y en otros casos realizan las necesidades fisiológicas al descubierto, generando condiciones insalubres para la comunidad en general. Las aguas de uso domestico (lavado, cocina) son drenadas a la calle o patio trasero de las casas.

Con esta investigación se diseñará un sistema de recolección de las aguas servidas, el cual se debe trazar analizando criterios y cumpliendo las normas establecidas. Las aguas usadas y recolectadas deberán ser enviadas a un sitio de disposición final donde no tengan efectos nocivos para la comunidad, ni para el medio ambiente. Cabe destacar que este proyecto está enmarcado como la zona tres (3) del Estudio Preliminar para el sistema de de aguas servidas en la zona de Vidoño y Putucual, en los municipios Bolívar y Sotillo del estado Anzoátegui. ^[1], mostrado en la figura 1.1.



1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo General

Diseñar el sistema de aguas servidas en el sur-oeste de Vidoño y Putucual, entre las progresivas 0+000 y 1+ 500, de los municipios Bolívar y Sotillo del estado Anzoátegui.

1.3.2 Objetivos Específicos

1. Recopilar en los entes públicos información referente a la zona en estudio.
2. Realizar un censo de la población y una encuesta socioeconómica del sector en estudio.
3. Efectuar el levantamiento topográfico del sector en estudio.
4. Diseñar el sistema de recolección de las aguas servidas.
5. Dibujar los planos de planta, detalles y perfiles de las redes de aguas residuales.
6. Realizar el análisis de precios unitarios, cálculos métricos y el presupuesto de la obra.

CAPITULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 ANTECEDENTES

El agua dulce existente en el planeta se encuentra desigualmente repartida. La que puede ser usada procede esencialmente de la escorrentía superficial del agua de lluvia, generada en el ciclo hidrológico, ya que la que proviene de las capas polares, glaciares y acuíferos profundos no es utilizable.

El consumo de agua es indispensable para todos los seres vivientes del planeta y esencialmente para la vida humana este recurso es de primera importancia para preservar las generaciones futuras.

El incremento de las poblaciones, el desarrollo de zonas urbanas y el mejoramiento del nivel de vida de las mismas, implica la dotación de servicios, acordes con la magnitud, importancia y auge que vaya adquiriendo una región, ya sea de forma planificada o espontánea.

Cualquier asentamiento humano, por pequeño que sea, necesita disponer de un sistema de abastecimiento de agua que satisfaga sus necesidades vitales, así como también de un sistema de recolección de aguas servidas, que garantice las condiciones mínimas de salubridad en la población.



En Venezuela, son muchas las comunidades que presentan problemas para abastecerse del preciado líquido, en algunas ocasiones este problema viene acompañado del mal funcionamiento o la ausencia de un sistema de recolección de aguas residuales.

En el departamento de ingeniería civil de la Universidad de Oriente se han presentado varias tesis realizadas en esta área, de las cuáles se mencionan como referencia dos de ellas:

En el año 2006, Mimo y Ramírez, en su trabajo de grado, realizaron un estudio socioeconómico resaltando las necesidades de los servicios básicos del sector, dejando en evidencia el estado insalubre debido a la falta de cloacas. Este estudio permitió el diseño de un sistema de cloacas para el sector y contribuyó a mejorar las condiciones sanitarias y ambientales de la zona en estudio. ^[2]

En el año 2007, Rondón Manuel, para la realización de su trabajo de grado llevó a cabo una recopilación de datos de varias instituciones nacionales, con el fin de realizar un estudio para diseñar un servicio sanitario tan indispensable para la población como lo es la red de cloacas. ^[3]

Actualmente, El gobierno por medio de las alcaldías y las gobernaciones, realiza programas de obras sanitarias para los sectores más necesitados a lo largo del territorio nacional, las cuales son ejecutadas a través de los organismos competentes, estos programas se basan en Cloacas y empotramiento, Ampliación de acueductos (Ministerio Del Poder Popular Para La Salud), Acueductos, Cloacas y drenajes (Empresas Hidrológicas).



De forma similar, lo que intenta lograr este estudio para los sectores es contribuir al bienestar de la población y llevar a la práctica los conocimientos teóricos de la Ingeniería Sanitaria.

2.2 ESTUDIOS SOCIO-ECONÓMICOS

Los estudios socioeconómicos se realizan mediante la aplicación de una encuesta, acompañada generalmente de un conteo poblacional o censo.

Una encuesta es un censo en pequeña escala, tienen por objeto obtener información estadística definida, mientras que los censos y registros vitales de población son de mayor alcance y extensión, los cuales pocas veces otorgan, en forma clara y precisa, la verdadera información que se requiere, de ahí que sea necesario realizar encuestas a esa población en estudio, para obtener los datos que se necesitan para un buen análisis como la recopilación de información demográfica, social y económica concerniente a dicha población en un momento dado ^[4].

Los resultados de una encuesta de un determinado sector, son indicadores de la situación socioeconómica o de otra índole que se desee estudiar, dichos resultados se representan mediante gráficos y de esta manera se llega a un mejor análisis final. Ver anexo A

Simón Arocha ^[5], considera el factor económico-social como unos de los factores que afecta al consumo de agua. (Ver sección 2.6).



2.3 PERÍODO DE DISEÑO

Un sistema de abastecimiento de agua se proyecta de modo de atender las necesidades de una comunidad durante un determinado período. Por tanto el período de diseño puede definirse como el tiempo para el cual el sistema es eficiente 100 %, ya sea por capacidad en la conducción del gasto, o por resistencia física de las instalaciones ^[5].

Algunos factores de importancia en la determinación del período de diseño son: durabilidad o vida útil de las instalaciones, facilidades de construcción y posibilidades de ampliaciones o sustituciones, tendencia de crecimiento de la población, posibilidades de financiamiento, entre otros; sin embargo las “Normas para el Diseño de Abastecimiento de Agua” (INOS 1965) recomienda los valores indicados en la tabla 2.1:

Tabla 2.1. Período de diseño según Normas INOS 1965.

Elemento	Período de diseño (años)	Observaciones
Plantas de Bombeo	10 ó 15	Con capacidad para posibles incrementos de la población futura.
Pozos	15	-----
Plantas de tratamiento	20 ó 30	Sin considerar sus posibles extensiones por duplicaciones.
Diques, Embalses	40 a 50	-----
Líneas de tubería $\varnothing \leq 12''$	20 a 25	Si la magnitud de la obra la justifica estos períodos pueden hacerse mayores.



Tabla 2.1. Período de diseño según Normas INOS 1965. (Continuación)

Elemento	Período de diseño (años)	Observaciones
Tuberías de servicio local	20	-----
Líneas de aducción grandes	40	-----
Estanques de concreto	30 – 40	-----
Estanques metálicos	20 – 30	-----

Fuente: ^[6].

2.4 MÉTODOS PARA ESTIMAR LA POBLACIÓN FUTURA

En localidades donde no exista plano regulador o una planificación urbana definida es necesario aplicar los métodos de predicción del crecimiento poblacional, para prever en el diseño las demandas futuras. Para la aplicación de estos métodos es necesario contar con una tasa o rata de crecimiento de la localidad, la cual es un indicador del aumento o disminución de la población en un determinado año debido al incremento natural o a la emigración.

Existen varios métodos para estimar las poblaciones, entre los cuales se encuentran:

- Comparación gráfica.
- Crecimiento lineal.



- Crecimiento geométrico.
- Crecimiento logarítmico.
- Estadístico ó gráfico de tendencia

La población futura también puede obtenerse a través del método de las densidades de saturación, dichas densidades pueden ser obtenidas a través de un plan rector.

2.4.1 Crecimiento Lineal

Si el aumento de la población es constante e independiente del tamaño de ésta, el crecimiento es lineal. El método de proyección lineal es un método completamente teórico y rara vez se da el caso de que una población presente este tipo de crecimiento [7]. La ecuación que la define es:

$$Ka = \frac{Puc - Pci}{Tuc - Tci}$$

Ec. 2.1

Donde:

Ka = Pendiente de la recta (hab/año).

Puc = Población del último censo (hab)

Tuc = Año del último censo

Pci = Población del censo inicial (hab)

Tci = Año del censo inicial

Podrá tomarse un valor de Ka promedio entre los censos o un Ka entre el primer censo y el último censo disponible [7].



La ecuación de población futura se presenta a continuación:

$$P_f = P_{uc} + K_a * (T_f - T_{uc}) \quad \text{Ec. 2.2}$$

Donde:

P_f = población proyectada (hab)

T_f = Año de la proyección

2.4.2 Crecimiento Geométrico

El crecimiento será geométrico si el aumento de población es proporcional al tamaño de ésta. En este caso el patrón de crecimiento es el mismo que el de interés compuesto, el cual se expresa así [7]:

$$r = \left[\left(\frac{P_f}{P_{uc}} \right)^{\frac{1}{T_f - T_{uc}}} - 1 \right] \quad \text{Ec 2.3}$$

Donde:

r = tasa de crecimiento anual (adimensional).

Una vez conocida la tasa de crecimiento, se procede al cálculo de la población a través de la siguiente ecuación:

$$P_f = P_{uc} * (1 + r)^{T_f - T_{uc}} \quad \text{Ec 2.4}$$



2.4.3 Crecimiento Logarítmico

Si el crecimiento de la población es de tipo exponencial, la población se proyecta de la siguiente manera [7]:

$$K_g = \frac{L_n * P_{cp} - L_n * P_{ca}}{T_{cp} - T_{ca}} \quad \text{Ec 2.5}$$

Donde:

K_g = Tasa de crecimiento logarítmica (adimensional).

P_{cp} = Población correspondiente al censo posterior (hab)

P_{ca} = Población correspondiente al censo anterior (hab)

T_{cp} = año correspondiente al censo posterior

T_{ca} = año correspondiente al censo anterior

La aplicación de este método requiere el conocimiento de por lo menos tres censos, ya que al evaluar un K_g promedio se requiere de un mínimo de dos valores de K_g [7].

$L_n P_f = L_n P_{ci} + \overline{K_g} * (T_f - T_{ci})$; despejando P_f queda:

$$P_f = e^{(L_n P_{ci} + \overline{K_g} * (T_f - T_{ci}))} \quad \text{Ec. 2.6}$$

2.4.4 Estadístico o Gráfico de Tendencia

Además de los métodos de proyección anterior, pueden emplearse métodos estadísticos para ajustar los valores históricos a la ecuación de la regresión para una curva lineal, exponencial o logarítmica [7].



El método gráfico de tendencia consiste en dibujar en un sistema coordinado, que lleva por abscisas años y por ordenadas las poblaciones, los datos extractados de censos pasados y prolongar la línea definitiva por esos puntos de poblaciones anteriores, siguiendo la tendencia general del crecimiento hasta el año para el cual se ha estimado necesario conocer esa población futura^[8].

2.5 MÉTODOS DE LAS DENSIDADES

Este método da como resultado una población futura de saturación, que básicamente consiste en el producto de la densidad bruta por el área de estudio.

Las densidades necesitan cierto criterio y experiencia del lugar, sin embargo, se presenta dos maneras de enfocar el problema^[7]:

- MINDUR (actualmente MINFRA) a través de un plan de ordenamiento urbano.
- En caso de no tener el plan rector, según el listado de la serie de publicaciones de la actualización del plan nacional de aprovechamiento de los recursos hidráulicos del Ministerio del Ambiente y de los Recursos Naturales Renovables^[7].

2.6 CONSUMO DE AGUA

El agua es un componente de nuestra naturaleza que ha estado presente en la Tierra desde hace más de 3.000 millones de años, ocupando tres cuartas



partes de la superficie del planeta. De la cual solo el 1% aproximadamente es apto para el consumo humano, este pequeño porcentaje de agua debe cumplir con parámetros mínimos de potabilización antes de ser consumida para así garantizar la salud pública.

El agua utilizada por un grupo cualquiera, radicado en un lugar, constituye el consumo de agua. Este consumo estará en proporción directa al número de habitantes, en proporción al mayor o menor desarrollo de sus actividades comerciales o industriales y también en proporción a su mayor o menor *modus vivendi* [8].

2.6.1 Consumo Doméstico: constituido por el consumo familiar de agua de bebida, lavado de ropa, baño y aseo personal, cocina, limpieza, riego de jardín, lavado de carro y adecuado funcionamiento de las instalaciones sanitarias [5].

Representa generalmente el consumo predominante en el diseño [5].

2.6.2 Consumo Comercial o Industrial: Puede ser un gasto significativo en casos donde las áreas a desarrollar tengan una vinculación industrial o comercial. En tal caso, las cifras de consumo deben basarse en el tipo industrial y comercial, más que en estimaciones referidas a áreas o consumo per cápita [5].

2.6.3 Consumo Público: Está constituido por el agua destinada a riego de zonas verdes, parques y jardines públicos, así como a la limpieza de calles [5].



2.6.4 Consumo por Pérdida en la Red: Es motivado por juntas en mal estado, válvulas y conexiones defectuosas y puede llegar a representar de un 10 a un 15 por 100 del consumo total [5].

2.6.5 Consumo por Incendio: En términos generales, puede decirse que un sistema de abastecimiento de agua representa el más valioso medio para combatir incendios [5].

10 lts/seg: Zona residencial unifamiliar de viviendas aisladas.

16 lts/seg: Zona residencial, comercial o mixta con 120 por 100 de área de construcción aislada o construcciones unifamiliares continuas.

32 lts/seg: Zona industrial, de comercio, vivienda con áreas de construcción mayores de 120 por 100 y áreas de reunión pública como iglesias, cines, teatros, etc.

No se exigirá dotación de incendio en parcelamiento con promedio igual a 4 lotes por Ha, o menor, destinados a viviendas unifamiliares aisladas.

2.7 CONSUMO DE AGUA PARA SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO

La tabla 2.2 muestra los consumos de agua mínimos permisibles para fines de diseño cuando no se tengan datos confiables de consumo del sector en estudio, de acuerdo a la norma ^[6].

Tabla 2.2 Consumo mínimo de agua.

Población (habitantes)	Servicios con medidores (litros/persona/día)	Servicio sin medidores (litros/persona/día)
-----------------------------------	---	--



Hasta 20.000	200	400
20.000 a 50.000	250	500
Mayor de 50.000	300	600

Fuente: ^[6]

Para acueductos rurales se estimará una dotación de 150 a 200 lts/hab/día conforme a las condiciones socioeconómicas de la localidad. En base a estas hipótesis el consumo máximo horario podrá determinarse asumiendo de 200 a 500% del consumo medio ^[9].

2.7.1 Consumo Medio

El consumo medio diario (Q_m) es el consumo promedio de los consumos diarios durante un año de registros, puede ser obtenido ^[7]:

- Como sumatoria de las dotaciones asignadas a cada parcela en atención a su zonificación, de acuerdo al plano regulador de la ciudad.
- Como el promedio de los consumos diarios registrados en una localidad durante un año de mediciones consecutivas.
- Como resultado de una estimación de consumo per cápita para la población futura del período de diseño:

$$Q_m = \frac{Dot * Pob}{86400} \quad \text{Ec 2.7}$$

Donde

Q_m = consumo medio (lts/seg)

D_{ot} = dotación (lts/hab/día).

P_{ob} = población en números de habitantes.

86400 = segundos equivalentes.



2.7.2 Consumos Máximos

2.7.2.1 Consumo Máximo Diario (QMD)

Se define como el día de máximo consumo de una serie de registros observados durante los 365 días de un año, y se representa a través de la ecuación:

$$Q_{MD} = K_1 * Q_m \quad \text{Ec 2.8}$$

2.7.2.2 Consumo Máximo Horario (QMH)

Se define como la hora de máximo consumo del día de máximo consumo, y se obtiene a través de la ecuación:

$$Q_{MH} = K_2 * Q_m \quad \text{Ec 2.9}$$

La tabla 2.3 presenta un resumen para obtener Q_{MD} y Q_{MH} en función de Q_m según diversos autores, entendiéndose que los picos del caudal horario dependen del tamaño de la población ^[7].

TABLA 2.3 CÁLCULO DE QMD Y QMH POR DIVERSOS AUTORES.

Caudal	Autor			
	Arocha (1997)	Mijares (1983)	INOS (1965)	MSAS (1989)
$Q_{MD} = K_1 \cdot Q_m$ (Ecu 2.8)	$K_1 = (1,2 - 1,6)$	$K_1 = 1,25$	$K_1 = 1,20$	$K_1 = 1,25$



**TABLA 2.3 CÁLCULO DE QMD Y QMH POR DIVERSOS AUTORES.
(CONTINUACIÓN)**

Caudal	Autor			
	Arocha (1997)	Mijares (1983)	INOS (1965)	MSAS (1989)
$Q_{MH} = K_2 \cdot Q_m$ (Ecu 2.9)	$K_2 = (2 - 3)$	$K_2 = 2,75 - 0,0075 X$ (1000hab < pob < 100.000hab) X = población en miles de hab. $K_2 = 2(Pob \geq 100.000hab.)$ $K_2 = 2,75 (Pob \leq 1000hab)$		$K_2 = 2,5$

Fuente: [7]

2.8 AGUAS RESIDUALES

Las aguas residuales son aguas no aptas para ser utilizadas, debido a que sus propiedades originales han sido modificadas producto de la contaminación a la que han sido expuestas por parte de los distintos usos de la actividad humana. Estas aguas son derivadas de residuos domésticos, procesos industriales, comerciales o institucionales, los cuales por razones de salud pública y por consideraciones de recreación económica y estética, no pueden desecharse vertiéndolas sin tratamiento en lagos, ríos u otro cuerpo de agua convencional.

2.8.1 Caracterización de las Aguas Residuales

La característica física más importante de un agua residual es su contenido de sólidos totales, los cuales consisten en materia flotante, materia



sedimentable, materia coloidal y materia en solución. Otras características importantes incluyen olor, temperatura, densidad, color y turbiedad ^[10].

La caracterización química de las aguas residuales se ve afectada por la presencia de microorganismos, compuestos orgánicos y compuestos inorgánicos. Los compuestos inorgánicos pueden incluir cloruros, sulfatos, nitrógeno, fósforo, carbonatos, bicarbonatos y sustancias tóxicas como arsénico, cianuro, metales pesados, que generalmente se encuentran en las aguas residuales industriales ^[10].

Los materiales inorgánicos como la arcilla, sedimentos y otros residuos se pueden eliminar por métodos mecánicos y químicos; sin embargo, si el material que debe ser eliminado es de naturaleza orgánica, el tratamiento implica usualmente actividades de microorganismos que oxidan y convierten la materia orgánica en CO₂, es por esto que los tratamientos de las aguas de desecho son procesos en los cuales los microorganismos juegan papeles cruciales.

Los sólidos pueden ser de tipo orgánico o inorgánico y son estos los que originan ciertas características fisicoquímicas de las aguas servidas, en la tabla 2.4 se indican algunas de estas características.



Tabla 2.4. Análisis físico-químico típico de líquidos cloacales de tipo domestico.

Parámetros determinados en el laboratorio	Concentración (mg/lts)
Demanda bioquímica de oxígeno (DBO ₅ días, 20° C)	101,00
Demanda química de oxígeno (DQO)	123,00
Nitrógeno total (kjeldahl)	18,10
Fósforo total (P)	0,77
Alcalinidad total como (CaCO ₃)	188,00
Grasas y aceites	3,40
Detergentes	5,56
Sólidos totales	356,00
Sólidos totales fijos	96,00
Sólidos totales volátiles	260,00
Sólidos disueltos totales	208,00
Sólidos disueltos fijos	90,00
Sólidos disueltos volátiles	118,00
Sólidos suspendidos totales	92,00
Sólido suspendidos fijos	1,00
Sólidos suspendidos volátiles	91,00
Sólidos sedimentables (ml, lts)	0,20

Fuente: ^[11]



2.8.2 Gastos de Aguas Servidas

El gasto de proyecto en un sistema de alcantarillado de aguas servidas, debe determinarse tomando en consideración los siguientes aportes de aguas ^[12]:

2.8.2.1 Gasto de Aguas Residuales Domiciliarias

El valor del gasto máximo (promedio diario anual) de las aguas servidas domiciliarias, se obtendrá aplicando la formula siguiente:

$$Q_{\max AS} = Q_{\text{med AP}} * K * R \quad \text{Ec. 2.10}$$

Donde:

$Q_{\max AS}$ = gasto máximo de las aguas servidas (lts/seg)

$Q_{\text{med AP}}$ = gasto medio (promedio diario anual) de las aguas potables o acueductos que abastece a la localidad (lts/seg)

R = coeficiente de gasto de reingreso, igual a 0,80.

K = coeficiente que es función de la población contribuyente al tramo en estudio.

El valor de este coeficiente puede obtenerse por la formula de Harmon:

$$K = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P}} \quad \text{Ec 2.11}$$

Donde,

P = (población contribuyente al tramo en estudio) está expresado en miles de habitantes ^[12].



2.8.2.2 Gasto de Aguas Residuales Industriales

El gasto de agua residuales industriales depende del tipo de industria a considerar, por lo que resulta un poco difícil su determinación sino se tiene una información detallada al respecto. En caso de no ser posible obtener la información indicadas en las normas ^[12], se podrá aplicar un coeficiente máximo de agua residual industrial, comprendido entre los siguientes valores: 0,50 lts/seg-Ha bruta y 3,00 lts/seg-Ha bruta o una densidad equivalente de 100 hab/Ha bruta y 300 hab/Ha bruta con la dotación adoptada por habitante. Para obtener el gasto máximo, se debe multiplicar el gasto medio de aguas servidas industriales por el factor k correspondiente, después de transformar este gasto en población equivalente. Esta población equivalente se suma a la contribución del tramo donde se incorpora la zona industrial ^[11].

2.8.2.3 Gasto de Aguas Comerciales e Institucionales

Los gastos de aguas servidas de origen comercial e institucional, tienen generalmente las mismas características de las aguas servidas de uso doméstico. Sin embargo las de tipo comercial serán estimadas en base al estudio de aportes comerciales desarrollados en otras localidades y en las dotaciones asignadas por el Ministerio de Sanidad y Asistencia Social (MSAS) ^[9]. Las de tipo institucional serán estimadas en base a las dotaciones asignadas por el MSAS. Para ambos casos se aplicara el coeficiente de gasto de reingreso ya indicado. Cuando no se tiene información detallada de las características de la zona destinada a uso comercial e institucional, se puede tomar como referencia los datos que aparecen en la tabla 2.5, los cuales fueron tomados en base a un estudio realizado por la Dirección General de Proyectos del INOS, en el año 1985 ^[11].



Tabla 2.5. Coeficientes para el diseño de los gastos medios.

Usos específicos	Coefficiente de diseño (lts/seg-Ha bruta)
Industrial	0,60 a 1,00
Comercio local	0,15
Asistencial	0,70
Administrativo	0,40
Balnearios	0,25
Playas	0,18
Jardines	0,23
Cementerios	0,10
Zonas ferroviarias	0,10
Cuarteles	1,50
Puertos	0,58
Educacional	0,73
Deportivo interior	0,18
Deportivo exterior	0,02

Fuente: ^[11].

2.8.2.4 Gasto de Infiltración

Se refiere a las aguas provenientes del subsuelo que penetran al sistema, a través de las conexiones, juntas y grietas de las tuberías y bocas de visita. El gasto mínimo a considerar será de 20.000 lts/día/Km., en el cual se incluye la longitud total del sistema, así como, cada uno de los empotramientos comprendidos entre el límite del frente de la parcela y el eje del colector ^[12].



2.8.3 Gasto Unitario de Cálculo de las Aguas Servidas

Para obtener el gasto unitario de cálculo de las aguas servidas se deben sumar los diferentes aportes indicados anteriormente, y el resultado de la suma deberá multiplicarse por un coeficiente C , el cual varía entre 1 y 2 cuyo valor depende de la calidad de la construcción del sistema, del área del desarrollo, del tipo de junta y del nivel freático. [12]

El gasto unitario equivale al caudal de diseño para el cálculo de los tramos de los colectores cuando no es posible definir el uso de las zonas por tramos.

$$Q_{unit} = \frac{Q_{AD} + Q_{AI} + Q_{AC} + Q_{AInst} + Q_{Inf}}{A_t} * C$$

Ec. 2.12

Donde:

Q_{unit} = gasto unitario de aguas servidas (lts/seg-Ha).

Q_{AD} = gasto de aguas domesticas (lts/seg).

Q_{AI} = gasto de aguas industriales (lts/seg).

Q_{AC} = gasto de aguas comerciales (lts/seg).

Q_{AInst} = gasto de aguas institucionales (lts/seg).

Q_{Inf} = gasto de infiltración (lts/seg).

A_t = área total a servir (Ha)

C = coeficiente de diseño (adimensional).



2.9 SISTEMA DE RECOLECCIÓN DE AGUAS RESIDUALES

Es una obra de carácter sanitario que tiene como finalidad recolectar, conducir y disponer las aguas provenientes del uso doméstico y de establecimientos industriales.

2.9.1 Clasificación

Los tipos de sistemas de recolección de aguas residuales y de lluvia pueden clasificarse de la siguiente manera:

- Sistema único: este sistema es utilizado para recolectar y disponer las aguas servidas y las aguas de lluvias en un mismo conjunto de canales.
- Sistema mixto: en este se recolectan las aguas residuales y parte de las aguas de lluvias en un mismo conjunto de canales.
- Sistema separado: es utilizado para recolectar las aguas residuales y las aguas de lluvias de manera independiente y en conjuntos de canales distintos. El sistema separado es el aceptado por las Normas INOS ^[12] para nuestro país.

2.9.2 Componentes de un Sistema de Aguas Residuales

Las redes de alcantarillado de aguas residuales se componen en obras de captación, obras de conducción, obras de descarga y obras de tratamiento ^[11]. Las obras de captación se dividen en dos, que son: los



conductos de las alcantarillas y las diversas estructuras o elementos complementarios. Éste grupo de estructuras se denominan como instalaciones complementarias de las alcantarillas, las cuales, permiten el adecuado funcionamiento de la red, de modo tal que pueda inspeccionarse y mantenerse en buenas condiciones.

Dentro de las obras de captación se tienen:

2.9.2.1 Tanquilla de Empotramiento

Su función es la de conectar la descarga proveniente de la parcela con la tubería que va al colector, también sirve para realizar alguna inspección. Debe ir ubicada debajo de la acera, preferiblemente en el punto más bajo de la parcela. Se construye generalmente de un tubo de concreto cuyo diámetro mínimo es de 250 mm (10") [11].

2.9.2.2 Ramal de Empotramiento

Es la tubería que parte desde la tanquilla del borde de la acera hasta el colector de cloaca, situándose debajo de las tuberías de acueducto. Este debe tener un diámetro mínimo de 150 mm (6"), pendiente mínima de 1% y una longitud máxima de 30 cm.

Según las características y condiciones del colector al que se conecta el ramal de empotramiento, la conexión se hará según el caso:

- Conexión con Codo y Ye cuando el colector es de diámetro menor o igual a 46 cm (18").



- Conexión con Te cuando el colector es de diámetro mayor a 46 cm (18”).
- Conexión con bajante cuando el colector esté muy profundo ^[12].

En la tabla 2.6 se muestra los diámetros mínimos de empotramientos y las dimensiones mínimas de las tanquillas de empotramientos.

Tabla 2.6. Diámetros mínimos en las tuberías de empotramientos y dimensiones mínimas de las tanquilla de empotramientos según las dotaciones asignadas a las parcelas.

Dotación asignada a la parcela o lote en lt/día	Diámetro mínimo de la tubería de empotramiento		Dimensiones mínimas de la Tanquilla de empotramiento	
	mm	pulgada	mm	pulgadas
Hasta 15.000	150	6	250	10
De 15.001 - 45.000	200	8	300	12
De 45.001 - 100.000	250	10	380	15
De 100.001 - 200.000	300	2	457	18
De 200.001 - 400.	380	15	610	24

Fuente: ^[11].

2.9.2.3 Bocas de Visita

Son estructuras de concreto prefabricado o vaciado en sitio que por lo general están compuestas de una base, un cilindro y un cono excéntrico para permitir el acceso a los colectores de aguas servidas dando facilidad para la limpieza, cambio de pendiente y diámetro para un funcionamiento óptimo del sistema cloacal.



Las bocas de visita deben ubicarse de acuerdo a las normas ^[12] en:

- Todas las intersecciones de colectores existentes.
- El comienzo de todo colector.
- Los tramos rectos de los colectores hasta una distancia máxima entre ellos de 150 metros.
- Todo cambio de dirección, pendiente, diámetro y material.
- Los colectores alineados en curva al comienzo y fin de la misma a una distancia no mayor a 30 metros entre ellas.

Los tipos de bocas de visita y su uso se nombran a continuación:

Tipo Ia. Se utiliza para profundidades mayores de 1,15 m, con respecto al lomo del colector más enterrado y hasta la profundidad de 5 m, con respecto a la rasante del colector más profundo.

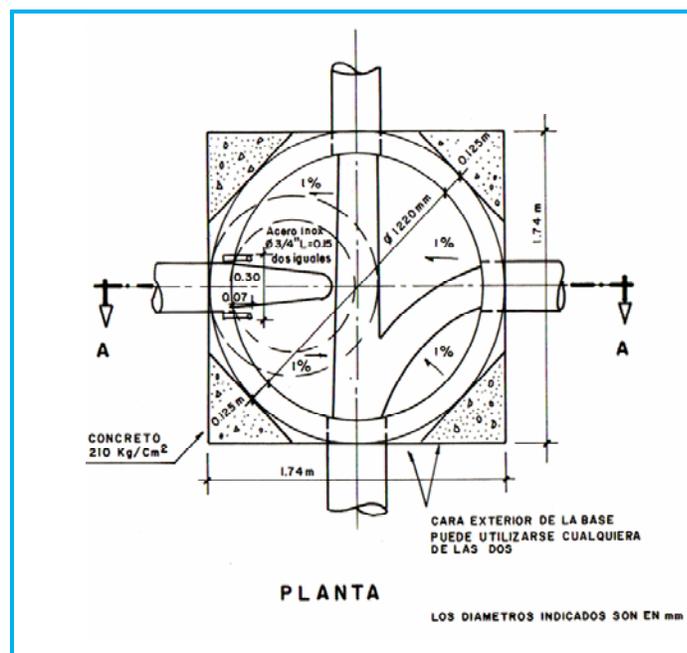


Figura 2.1: Boca de Visita tipo Ia ^[12]

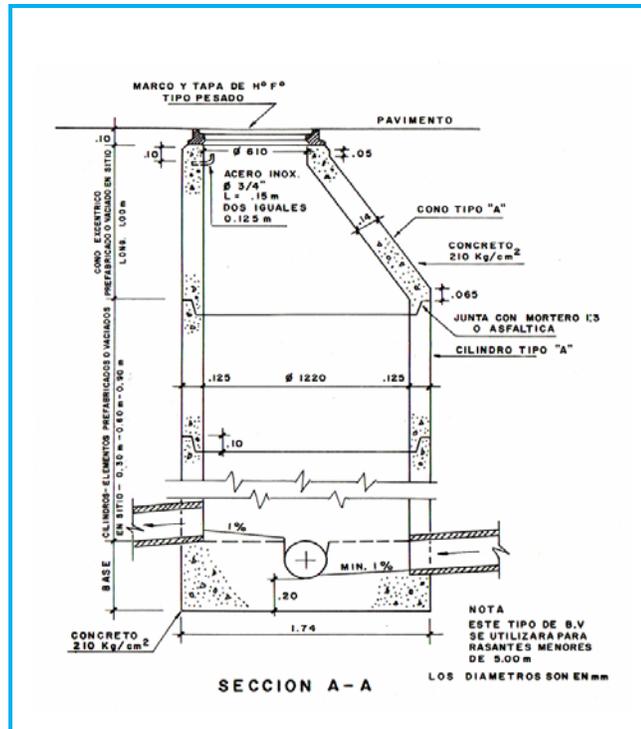


Figura 2.2: Boca de Visita tipo Ia ^[12]

Tipo Ib. Se utiliza para profundidades mayores de 5 m con respecto a la rasante del colector más profundo.

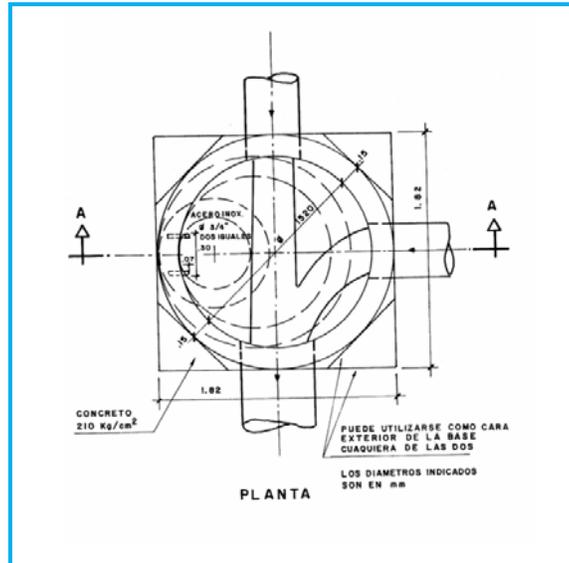


Figura 2.3: Boca de Visita Tipo Ib [12]

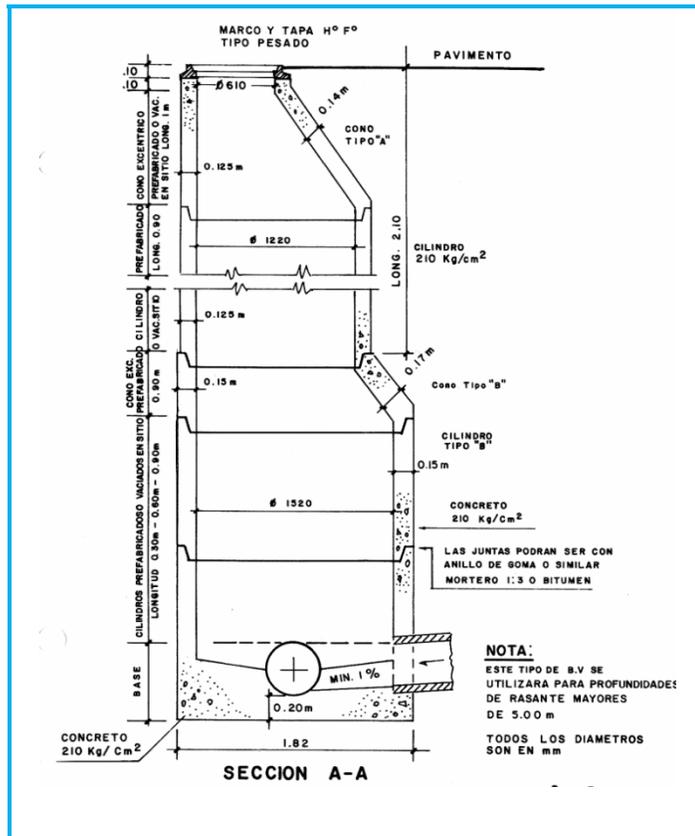


Figura 2.4: Boca de Visita Tipo Ib [12]



Tipo Ic. Se en los casos en que la diferencia de cotas entre la rasante del colector al llegar y la rasante del colector al salir sea mayor a 0,75 m, para diámetro de 0,20 m.

Tipo II. Se utilizara en los casos en que el lomo de la tubería menos enterrada este a una profundidad igual o menor de 1,15 m, para colectores hasta 0,45 m de diámetro.

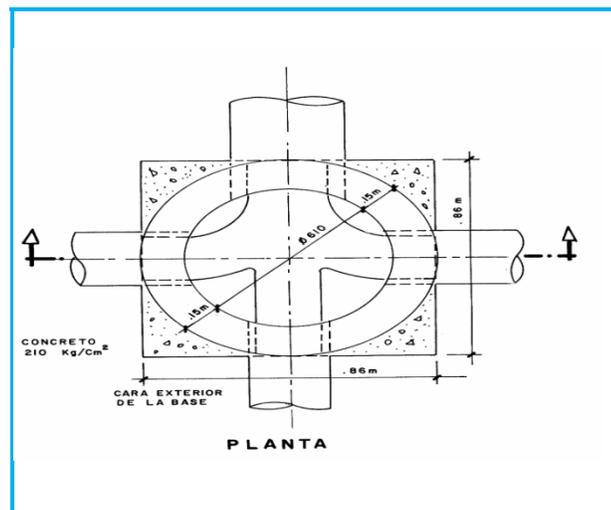


Figura 2.5: Boca de Visita tipo II ^[12].

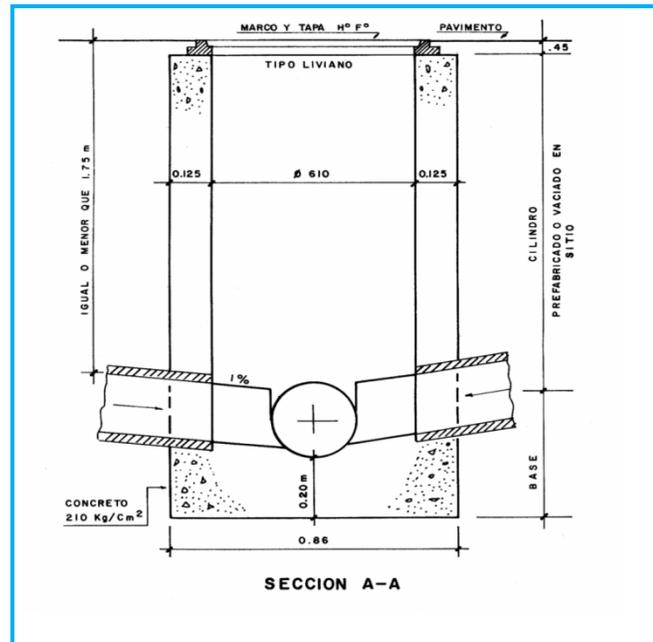


Figura 2.6: Boca de Visita tipo II [12].

Tipo III. Se utilizara en iguales casos que el anterior, pero para colectores de 0,53 m a 1,07 m de diámetro.

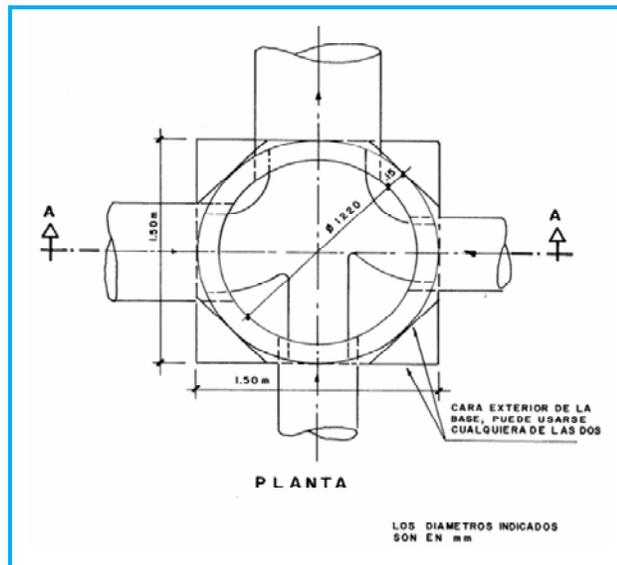


Figura 2.7. Boca de Visita tipo III [12].

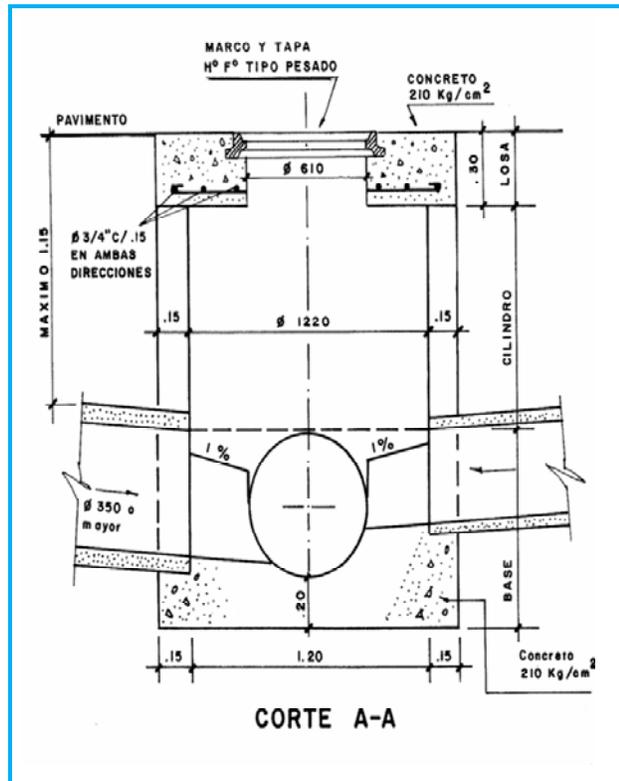


Figura 2.8. Boca de Visita tipo III [12].

Tipo IVa. Se empleara para colectores de diámetro igual o mayor de 1,20 m (48") y profundidades hasta 5 m.

Tipo IVb. Se empleara para colectores de diámetro igual o mayor de 1,20 m (48") y profundidades mayores a 5 metros.



Tabla 2.7 Bocas De Visitas.

Tipos	Profundidad De La Rasante		Colector	
	Min (m)	Max (m)	ΦMin (m)	Φ Max (m)
II		1,15		0,45
III		1,15	0,53	
Ia	1,15	5,0		1,22
Ib	5,0			1,52
IVa	1,15	5,0	1,22	
IVb	5,0		1,52	

Fuente: ^[12]

2.9.2.3.1 Caída

Se utilizarán cuando en una boca de visita, la diferencia de cotas entre la rasante del colector de llegada y la rasante del colector de descarga es de 0,75 m como mínimo, para un diámetro del colector de llegada de 20 cm. Éstas deberán proyectarse para evitar que queden gases atrapados dentro de la boca de visita ^[12].

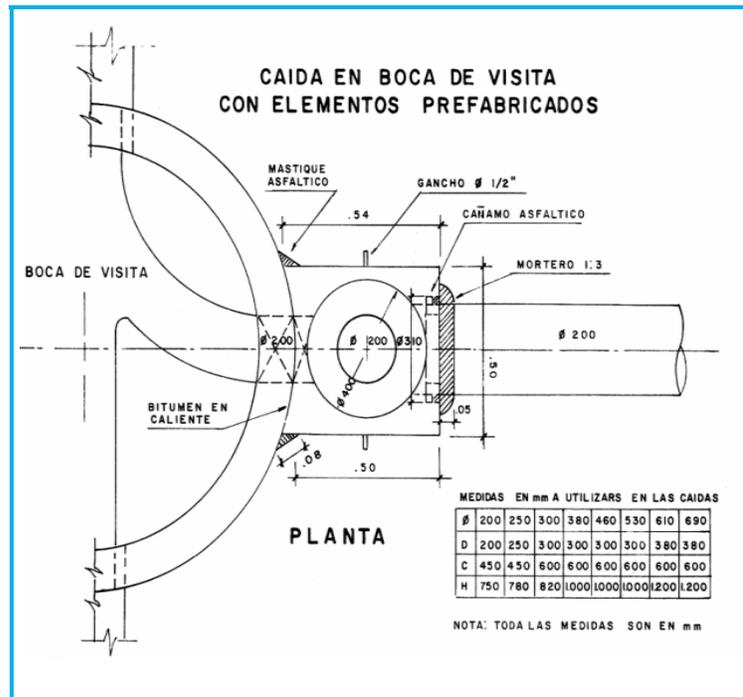


Figura 2.9. Caida En Boca de Visita [12].

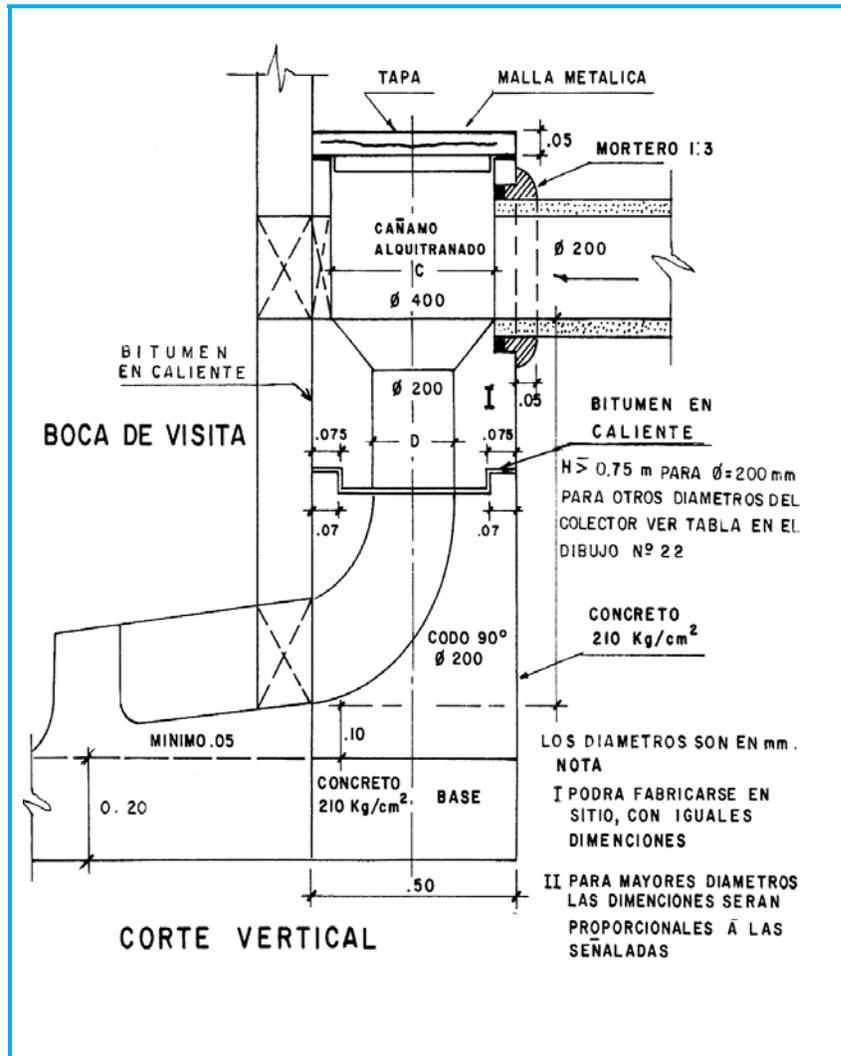


Figura 2.10. Caida En Boca de Visita [12].

2.9.2.4 Colector

Un colector es generalmente un conducto de sección circular, cuya función es recolectar las aguas residuales que provienen de los ramales de empotramiento y luego descargar en un sitio para la disposición para las mismas. La longitud de un colector comprendida entre dos bocas de visita se denomina tramo.



2.9.2.5 Red de Colectores

La red está formada por todo el conjunto de tramos, en los que se destaca el colector principal, el cual recibe los aportes de una serie de colectores secundarios que, de acuerdo a la topografía del lugar, sirven a diversos sectores. El colector principal toma la denominación de colector de descarga o emisario a partir de la última boca de visita del tramo que recibe aportes domiciliarios hasta el sitio de descarga ^[13].

Los colectores secundarios son aquellos que reciben los aportes de aguas servidas de pequeñas áreas, pudiendo recolectar las aguas de varios tramos laterales y descargar en el colector principal. El sistema de colectores debe cumplir con las siguientes recomendaciones:

2.9.2.5.1 Sección de los Colectores

Los colectores en general serán en sección circular. Se podrá utilizar otros tipos de secciones, siempre que razones técnicas y económicas lo justifiquen. El diámetro mínimo para sistema de recolección de aguas servidas será de 20 cm (8") ^[12].

2.9.2.5.2 Material Utilizado para las Tuberías

Los materiales a emplear en los colectores, basándose en las normas ^[12], son:

- Concreto armado o sin armar
- Arcilla vitrificada



- Hierro fundido
- Hierro fundido dúctil
- Acero
- P.V.C (Policloruro de vinilo)
- Fiberglass (fibra de vidrio)
- Polietileno de alta densidad (P.E.A.D).

Los valores del coeficiente de rugosidad “n” a utilizar según el material de los colectores, serán los que se muestran en la tabla 2.8 ^[12]:

Tabla 2.8 Coeficiente de rugosidad según el material de las tuberías.

Material	“n”
Colectores cerrados prefabricados	
P.V.C	0.012
P.E.A.D	0.012
Fiberglas	0.012
Colectores cerrados prefabricados	
Acero	0.012
Hierro fundido	0,012
Arcilla vitrificada	0,013
Concreto ($\varnothing > 61$ cm (24”))	0,013
Conceto ($\varnothing < 53$ cm (21”))	0,015
Colectores cerrados vaciados en sitio	
Concreto	0,014

Fuente: ^[12]



2.9.2.5.3 Profundidad

El lomo de los colectores estará a una profundidad mínima de 1,15 m [7], determinada por la ubicación de la tubería del acueducto. En casos muy especiales, podrá admitirse una profundidad menos siempre y cuando se tomen las precauciones necesarias a fin de asegurar la integridad de los colectores y evitar contaminación del acueducto.

La profundidad máxima de los colectores en zanja abierta, no debe ser excesiva, especialmente en zonas de terrenos inestables o rocosos.

Deberá compararse el costo con otras soluciones a fin de seleccionar la más económica y conveniente.

En el caso de presentarse obstáculos al paso de los colectores, tales como alcantarillas, puentes, ríos o quebradas, construcciones existentes u otros, se proyectará la manera más económica y conveniente de salvar todo obstáculo por medio de puentes, canales, sifones invertidos, pasos inferiores u otros.

2.9.2.5.4 Velocidad

A través de la ecuación de Chezy-Manning se puede calcular la velocidad del agua dentro de un conducto circular, en este caso un colector.

Donde:

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



V = velocidad media (m/seg).

n = coeficiente de rugosidad (tabla 2.8)

R = radio hidráulico (m)

S = pendiente unitaria determinada por la rasante del colector (m/m).

Cuando la velocidad se calcula a sección llena la ecuación empleada es la 2.13, pero el radio hidráulico se calcula a través de la siguiente expresión:

$$Rc = \frac{D}{4} \quad \text{Ec .2.14}$$

Donde:

D = diámetro interno de la tubería (m)

La norma ^[12] establece velocidades mínimas a sección plena de 0,60 m/seg y las velocidades máximas dependerán del material de la tubería de los colectores, tal como se muestra en la tabla 2.9.

Tabla 2.9. Velocidad máxima según el material de los colectores.

Material de la tubería Velocidad	Límite (m/seg)
Concreto Rcc28 = 210 kg/cm ²	5,00
Rcc28 = 280 kg/cm ²	6,00
Rcc28 = 350 kg/cm ²	7,50
Rcc28 = 420 kg/cm ²	9,5
Arcilla vitrificada	6,00
P.V.C	4,50



**Tabla 2.9. Velocidad máxima según el material de los colectores.
(Continuación)**

Material de la tubería Velocidad	Límite (m/seg)
Hierro fundido, acero	Sin límite

Fuente: ^[12].

2.9.2.5.5 Pendiente

Las pendientes mínimas de los colectores de un sistema de alcantarillado, estará determinada por las velocidades mínimas admisibles a sección llena y las pendientes máximas de los colectores de un sistema de alcantarillado, serán las correspondientes a las velocidades máximas admisibles a sección llena, según el material empleado en los mismos.

2.9.2.5.6 Capacidad de un Colector y Tirante de Agua

Un colector trabaja a sección llena cuando el tirante de agua (H), es decir, la profundidad del nivel del agua dentro de la sección, es igual al diámetro (D) de éste, ($H = D$).

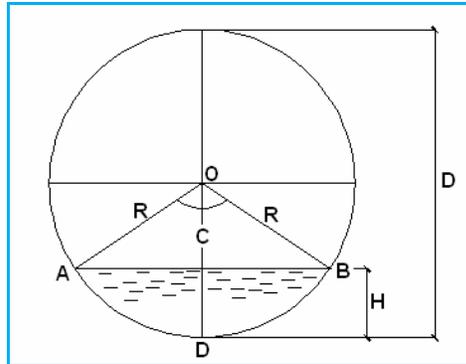


Figura 2.11: Elementos de una sección circular a sección plena. Fuente:

[10]

La capacidad o caudal a sección plena de un colector se puede calcular utilizando la ecuación de continuidad ^[11,13]:

$$Q_C = V_C * A_C \quad \text{Ec 2.15}$$

Donde:

Q_C = capacidad del colector (m^3/seg).

V_C = velocidad a sección plena (m/seg)

A_C = área de la sección transversal del colector (m^2).

2.9.2.5.7 Escalones – Bocas de visita

El flujo en las alcantarillas es de tipo no permanente y no uniforme, esto se debe a los cambios de tamaño, pendiente y gastos a lo largo del colector. La estabilidad del flujo se puede lograr si se determina el valor del escalón dentro de la boca de visita, esto se puede lograr con la siguiente ecuación:



$$hr = (H_2 - H_1) + (K + 1) * \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right) + K_c * \frac{V_m^2}{2g}$$

Ec 2.16

Donde:

hr = diferencia de elevación entre rasantes (m).

H_2 = tirante de agua del tramo de salida a la boca de visita (m).

H_1 = tirante de agua del tramo de entrada a la boca de visita (m).

K = factor que depende del tipo de régimen. ($K = 0,1$ para régimen acelerado, $K = 0,2$ para régimen retardado.)

V_2 = Velocidad real del tramo de salida a la boca de visita (m/seg).

V_1 = Velocidad real del tramo de entrada a la boca de visita (m/seg).

g = aceleración de la gravedad (m/seg²)

K_c = coeficiente de curvatura (adimensional). Se aplica si se produce cambio de dirección entre un tramo y otro.

V_m = mayor de las velocidades de transición (m/seg).

$$K_c = 0.25 * \frac{\sqrt{\alpha}}{\sqrt{90^\circ}} \quad \text{Ec 2.17}$$

α = Angulo de deflexión entre dos tramos (en grados °).

2.9.2.5.8 Ancho de Zanja

El ancho máximo de zanjas admisible se debe mantener hasta 30 cm. por encima de la parte superior del tubo. En algunos casos donde el terreno es inestable, y/o desmoronable la profundidad de la zanja puede provocar



derrumbes en las paredes laterales, por lo tanto resulta conveniente colocar entibado.

En la tabla 2.10 se presentan los anchos máximos según las normas INOS de alcantarillado de 1976.

Tabla 2.10. Ancho máximo de las zanjas.

Diámetro nominal		Ancho de la zanja sin entibado (m)	Ancho de la zanja con entibado (m)
Mm	Pulgadas		
200	8	0,60	1,00
250	10	0,70	1,00
300	12	0,80	1,00
380	15	0,90	1,20
450	18	1,00	1,20
500	21	1,10	1,30
600	24	1,20	1,40
700	27	1,30	1,50

Fuente: ^[14].

2.9.6 Cargas Sobre Colectores

Quedando establecidas las profundidades, debe seleccionarse una tubería capaz de soportar los esfuerzos exteriores a las cuales estará sometida ^[13]. Estos esfuerzos o cargas son principalmente de dos tipos:

- ❖ La fuerza de gravedad del terraplén o carga muerta.
- ❖ Las cargas móviles ocasionadas por el tráfico de vehículos sobre las vías o carga viva.



2.9.6.1 Carga Muerta

El investigador Marston dedujo la siguiente expresión para determinar la carga muerta sobre los colectores ^[13]:

$$W_{et} = C_t * w * B^2$$

Ec.2.18

Donde:

W_{et} = carga vertical del relleno sobre el tubo (kg/m).

C_t = coeficiente de carga, relaciona H/B. (adimensional, ir a la figura 2.5).

w = peso unitario del relleno (kg/m³).

B = ancho de zanja (m).

De la figura 2.12 se puede determinar el coeficiente de carga, el cual depende de las condiciones de instalación del conducto y de los esfuerzos cortantes entre los prismas de tierra interior y adyacente.

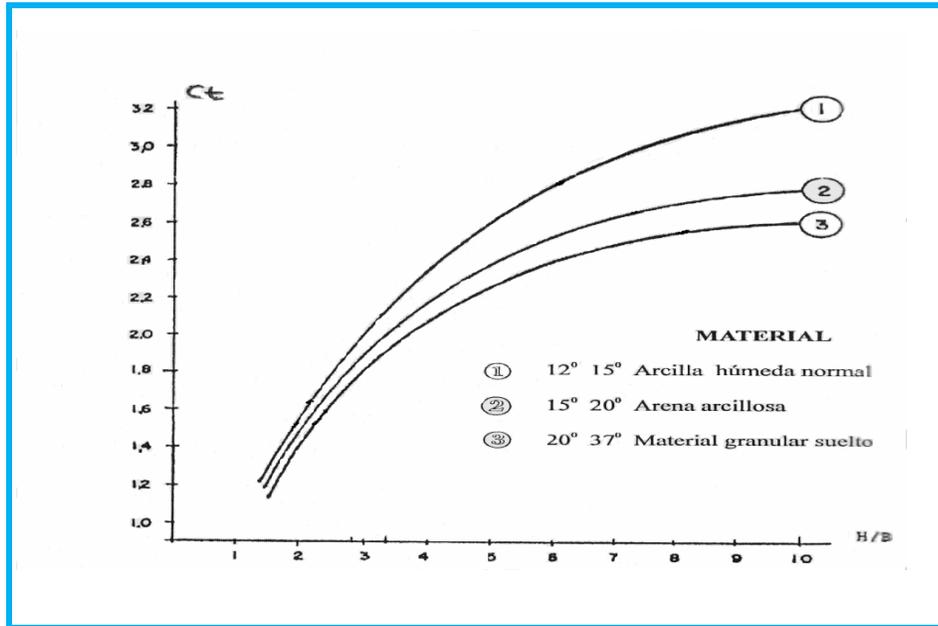


Figura 2.12. Coeficiente de carga de relleno.

Fuente: [11]

2.9.6.2 Carga Viva

Los conductos enterrados están casi siempre sujetos a soportar las cargas móviles originadas por el tráfico de vehículos de la calzada.

2.9.7 Trazado en Planta de Colectores

Se deben tener en cuenta las siguientes recomendaciones que indica la Norma [10]:

Buscar las alternativas posibles para el trazado del colector o colectores principales, tratando de seguir la menor pendiente, cubriendo la totalidad del área a servir.

Trazar colectores secundarios de acuerdo a la topografía.



Los colectores se proyectarán para ser construidos siguiendo el eje de las calles.

Se evitará en lo posible tener colectores con pendientes contrarias a la de las calles.

Es muy importante tener en cuenta la diferencia de cotas entre el sitio de descarga y el punto más alejado de la red, para determinar si es posible descargar por gravedad.

Para la selección del tipo de disposición final, deberá tenerse en consideración las condiciones de la zona. En el caso de receptores acuáticos, su volumen, gasto, dirección de las corrientes, variabilidad de su nivel, proximidad a la localidad en estudio y otros datos, obtenidos en los estudios preliminares. En el caso de que exista un plan maestro de recolección de aguas servidas, para la zona donde esté enclavada el área a proyectar, deberá seguirse el criterio adoptado en dicho plan.

2.9.7.1 Nomenclatura

La utilización de los ejes de la calle para dar una identificación a los colectores en un sentido y números a otros, resulta práctico y de fácil ubicación para cualquier revisión.

2.9.8 Determinación de los Apoyos

La magnitud de los esfuerzos de reacción depende del tipo de apoyo que tenga la tubería, se define a continuación los tres tipos de apoyo mayormente utilizados en las normas vigentes ^[12] que se denominan: apoyo tipo A, B y C ^[13].

En la figura 2.13 y 2.14 se muestran los tipos de apoyos (A,B,C) que establece la norma ^[12].

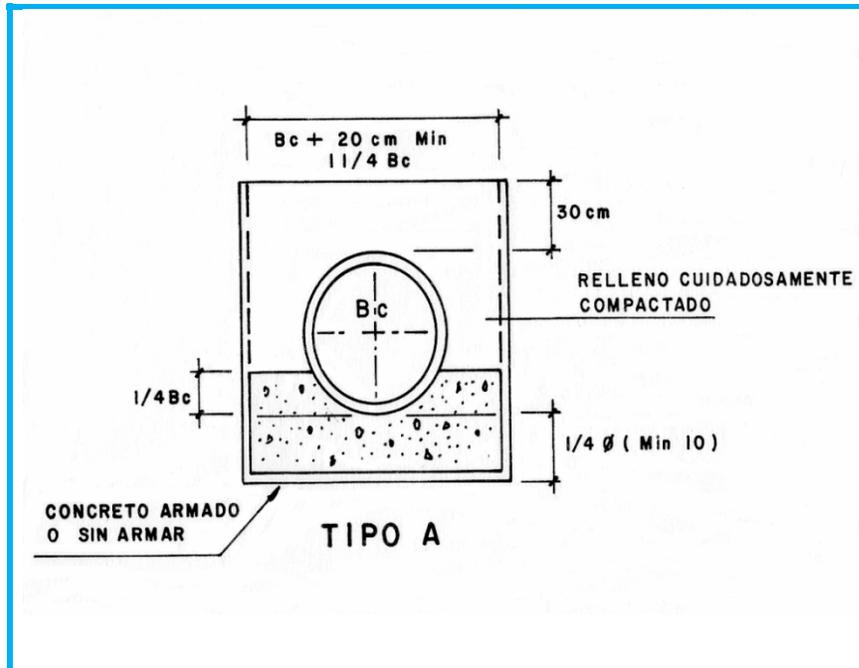


Figura 2.13. Tipos de apoyo según las normas.

Fuente: [12].

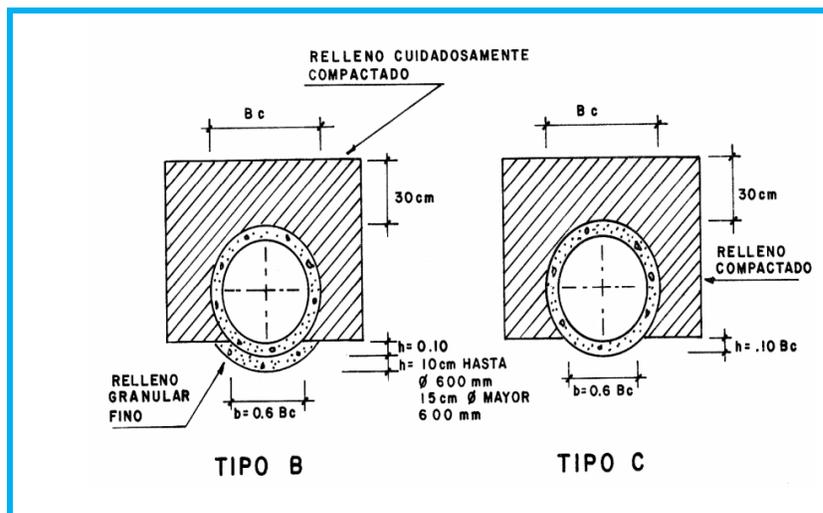


Figura 2.14. Tipos de apoyo según las normas.

Fuente: [12].



2.10 LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

Se llama levantamiento topográfico al conjunto de operaciones que tiene por objeto medir distancias verticales y horizontales entre diversos objetos, determinar ángulos entre alineaciones, hallar la orientación de estas alineaciones y situar puntos sobre el terreno valiéndose de mediciones previas, tanto angulares como lineales. [17].

2.10.1 Estudios Topográficos para el Diseño de Colectores

Se debe tener en cuenta en primer lugar los planos disponibles, los cuales generalmente suelen ser fotoaerogramétricos. Las escalas recomendadas son: 1:1000; 1:2000; 1:2500. En desarrollos urbanísticos se admite una escala 1:500. En caso de no existir planos disponibles, se debe levantar toda el área de estudio, los cuales deben incluir además [11]:

Los cursos y masas de aguas comprendidas dentro del área de la localidad y sus alrededores.

Las zonas donde se estime la construcción de colectores inter-domiciliarios.

Las zonas para el trazado del emisario, plantas de tratamientos, estaciones de bombeo y otros.

2.10.2 Nivelación

Nivelar es la operación de medir distancias verticales, ya sea directa o indirectamente, con el objeto de hallar desniveles o diferencias de alturas entre dos puntos. Los desniveles se pueden medir de los modos siguientes [17]:



- Nivelación directa, geométrica o por alturas.
- Nivelación indirecta, trigonométrica o por pendientes.
- Nivelación barométrica.

2.10.2.1 Nivelación directa, Geométrica o por Alturas

Consiste en medir directamente distancias verticales (alturas). Este es el método más preciso y el más empleado para la determinación de las alturas ^[17].

Esta nivelación se clasifica en:

Simple: Es aquella nivelación en la cual, desde una misma estación o puesta de aparato, se determinan los desniveles o las cotas de uno o varios puntos ya sea alineados o dispersos.

Compuesta: Es una cadena de nivelaciones simples, cuyos puntos auxiliares reciben el nombre de puntos de cambios y son considerados como bancos de nivel momentáneamente para con ellos llegar al punto deseado.

Diferencial: Este procedimiento proporciona el desnivel entre dos a o más puntos por medio de la diferencia entre las lecturas hechas sobre las lecturas de atrás y adelante vistas a través de un nivel.

2.10.3 Tolerancias

Todas las poligonales de los levantamientos y nivelaciones, deberán ser cerradas y los cierres cumplirán con las tolerancias que indica la norma ^[12].



El error admisible de nivelación topográfica, de acuerdo a lo establecido en la norma ^[12], se calcula a través de la siguiente expresión:

$$En = 12 * \sqrt{L}$$

Ec .2.19

Donde:

En = error admisible (mm).

L = Longitud nivelada (Km).

En la nivelación de los puntos de detalle, se admitirá un error máximo de 0,10 m, pudiendo efectuarse taquimétricamente ^[12].

2.11 POLIGONALES

Una poligonal es una serie de líneas consecutivas cuyas longitudes y direcciones se han determinado a partir de mediciones en el campo donde A, B, C, D, E, F, N (puntos de la poligonal ubicados en el terreno) son vértices de la misma y AB, BC, CD, DE, EF,... MN son los lados o ejes. Ver figura 2.15.

El trazado de una poligonal es la operación de establecer las estaciones de la misma y hacer las mediciones necesarias, y, se considera uno de los procedimientos fundamentales y más utilizados en la práctica para determinar las posiciones relativas de puntos en el terreno.

Las cotas en una poligonal pueden determinarse, a través de una nivelación trigonométrica, con las lecturas de mira y ángulos verticales leídos en el teodolito para cada estación ^[17].



2.11.1 Poligonal Abierta

Está compuesta por una serie de líneas unidas, las cuales no regresan al punto de partida, ni cierran en un punto con igual o mayor orden de exactitud. Pueden empezar y terminar en alineaciones ya existentes, cuya dirección y situación son conocidas.

Las poligonales abiertas se usan en los levantamientos para vías terrestres, en general, deben evitarse porque no ofrecen medio alguno de verificación por errores. Pero se pueden determinar exactamente los angulares valiéndose de observaciones astronómicas hechas de cuando en cuando, teniendo en cuenta la convergencia de meridianos si las distancias son considerables.

En una poligonal abierta debe cumplirse la ley de propagación de los azimuts ^[17] que indica que el azimut de un lado de una poligonal se puede calcular a partir de un azimut conocido y de los ángulos medidos, aplicando dicha ley, la cual se puede ver representada en la figura 2.15.

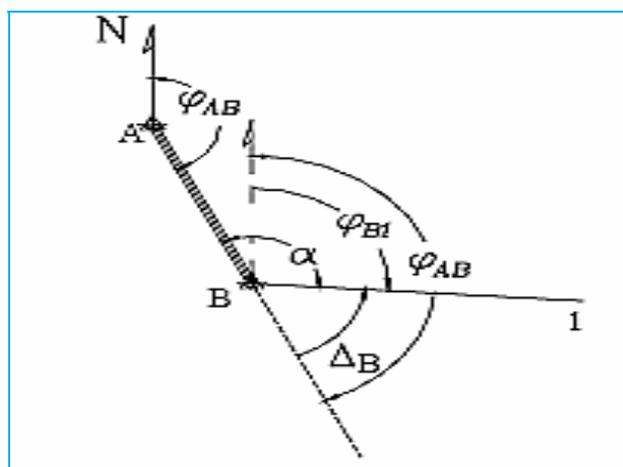


Figura 2.15: Ley de propagación de azimuts.

Fuente: ^[17]



Si suponemos que en la figura 2, tenemos conocido el azimut φ_{AB} , y los ángulos en los vértices fueron tomados en el campo, se puede calcular el azimut requerido mediante la aplicación de la ecuación 2.20.

$$\varphi_{B1} = \varphi_{AB} + \alpha - 180^\circ \quad \text{Ec 2.20}$$

Donde:

$\varphi_{AB} \rightarrow$ Azimut conocido.

$\alpha \rightarrow$ Lectura del equipo topográfico.

Posteriormente se calculan las proyecciones de los lados de la poligonal, aplicando las ecuaciones 2.21 y 2.22.

$$\Delta N_{B1} = D_{A-B} * \cos \varphi_{B1} \quad \text{Ec 2.21}$$

$$\Delta E_{B1} = D_{A-B} * \sin \varphi_{B1} \quad \text{Ec 2.22}$$

Ahora la cota del punto en estudio será el resultado de la aplicación de la ecuación 2.22.

$$Cota_{p1} = Cota_{Estacion} \pm Desnivel \quad \text{Ec 2.23}$$

2.11.2 Poligonal Cerrada

Es aquella que parte de un punto de coordenadas conocidas y regresa al mismo punto. Éstas permiten la comprobación de los ángulos y de las



distancias medidas, consideración que es de extrema importancia si se emplean extensamente en levantamientos de control, de propiedades y de configuración para construcción:

- En una poligonal cerrada se puede apreciar lo siguiente:
- Las líneas regresan al punto de partida formando así un polígono (geométrica y analíticamente) cerrado.
- Terminan en otra estación que tiene una exactitud de posición igual o mayor que la del punto de partida.

2.12 ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD

El análisis de factibilidad forma parte del proceso de evaluación al cual debe someterse todo nuevo proyecto de inversión. En la actualidad en ocasiones se aborda este tema desde un enfoque social fundamentalmente, olvidando el resto de los análisis que deben ser tratados. A partir de dicha cuestión, el presente trabajo propone un sistema de análisis de factibilidad basado en: estudio técnico, estudio medio ambiental, donde cada uno de estos elementos pose igual nivel de importancia para la toma de decisiones del inversor.

En general los análisis de factibilidad más profundos, o los estudios de factibilidad, se completan durante la fase de diseño de sistemas, en general durante la consideración de la evaluación de las diferentes alternativas de solución propuestas ^[18].

CAPITULO III

METODOLOGIA

3.1 LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

El levantamiento topográfico se hizo con el objetivo de tener una mayor precisión al momento de realizar el trazado del colector, este se hizo porque la zona no estaba incluida en levantamientos existentes. Considerando la importancia que actualmente tiene la zona por estar en expansión ya que existen grandes extensiones de tierras disponibles para la construcción de viviendas.

3.1.1 Materiales, Equipos y Sustancias Utilizados en el Levantamiento Topográfico.

Equipos

- Estación Total. Modelo: GTS 230. Marca Topcon. Apreciación: 1seg.
- Trípode. Modelo: GST 20. Marca: Will Heerbrugg.
- Diana Refractaria. Marca: Topcon de 3 prismas.
- Cinta Métrica. Marca Foy. Capacidad: 30m. Apreciación: 0,002m. Ver anexo C.

Materiales

- Martillos.
- Clavos de Acero.
- Brochas.
- Libreta Topográfica.



- Lápices.

Sustancias

- Pintura de tráfico.

3.1.2 Procedimiento Utilizado para la Realización del Levantamiento Topográfico

1. Se ubicaron dos puntos referenciales, con coordenadas y cotas conocidas, los cuales se indican en la tabla 3.1.

Tabla 3.1: Puntos Referenciales Tomados Para El Levantamiento

Ref.	Norte	Este	Elevación
RCV-2	322108.15	1122482.06	146.270
RCV-3	1122336,16	322203,32	143,322

Fuente: ^{Propia}.

2. Se estacionó el equipo topográfico en uno de ellos.
3. Se lanza una visual hacia el punto restante, con la finalidad de calar en cero el equipo.
4. Se proceden a hacer el levantamiento de los detalles de interés. En las visuales se toman los datos tales como: ángulo horizontal, distancia y desnivel.
5. Se ubica un punto de cambio.
6. Se estaciona el equipo en éste punto de cambio.
7. Se repiten los pasos anteriores hasta tomar todos los detalles de campo necesarios.



8. Se vacían los datos en las hojas de cálculos, las cuales dan como resultados las coordenadas y cotas de los puntos levantados.

3.1.3 Muestra de Cálculo

Se parte con los datos Norte, Este y Cota del punto donde se ubica la estación además el valor del azimut de partida, luego se toma el ángulo horizontal, la distancia y el desnivel con respecto al punto de interés. Con estos datos se obtiene el azimut, las coordenadas Norte, Este y cota del mismo, con la aplicación de las ecuaciones 2.20, 2.21 y 2.23.

$$N_{p1} = [174,267 * \cos(146^{\circ}53'13'')] + 1.122.336,16$$

$$N_{pw1} = 1.122.192,67$$

$$E_{p1} = [174,267 * \sin(146^{\circ}53'13'')] + 322.203,32$$

$$E_{pw1} = 322.338,84$$

$$Cota_{p1} = 143,322 - 5,18$$

$$Cota_{pw1} = 138,142$$

$$AZ_{PW-1}^{RCV-3} = 146^{\circ}53'13'' + 169^{\circ}44'54''$$

$$AZ_{PW-1}^{RCV-3} = 136^{\circ}38'07''$$

En el Anexo D se muestran las planillas del levantamiento topográfico.



3.2 Proyección de la Población Futura

Para el cálculo de proyección de la población futura se realizan una serie de métodos con sus análisis respectivos para seleccionar la más indicada para el diseño. Estos métodos son de comparación gráfica, el de crecimiento lineal, el de crecimiento geométrico y el de crecimiento logarítmico.

Se ha de resaltar que los organismos del estado no poseían información de censos de estos sectores. Se pudo obtener información a través de la empresa Wasser de Venezuela (filial de Hidrocaribe) de un censo con fecha 8 de agosto del 2007. Ver anexo A.

Solo se pudo realizar el método de crecimiento geométrico ya que no se conto con mayor información para realizar los otros métodos.

3.2.1 Método de Crecimiento Geométrico

Para las aguas residuales se considero un periodo de diseño de 28 años, siendo el mínimo de 25 años^[11].

Para el período de diseño final se adicionaron 2 años como tiempo de duración entre la aprobación y construcción del proyecto por parte de los entes competentes.

Período de diseño = 28 años + 2 años = 30 años

Año de inicio = 2008

Año proyectado = 2038.



Para el cálculo de la población futura se obtuvo una tasa de crecimiento de 3.6% según el INE (Instituto Nacional de Estadísticas) 2001. Cabe destacar que los Municipios Bolívar y Sotillo son de mayor importancia poblacional.

Aplicando la ecuación 2.4 para 30 años, obtenemos

$$Pf_{30} = 2248hab * \left(1 + \frac{3.6}{100}\right)^{30} = 7073 hab$$

3.2.2 Población de Saturación

El plan de ordenamiento urbano realizado por MINFRA para la ciudad de Puerto la Cruz correspondiente al año 1999, presenta una zonificación del tipo AR6 para estos sectores en estudio. Actualmente existen viviendas del tipo multifamiliar, unifamiliar y bifamiliar. También se pudo conocer que la densidad de población es de 325 hab/ha.

$$P_{sat} = 325 \frac{hab}{ha} * 120,35 = 39114 hab$$

De tomar este dato como población de diseño del sistema se estaría sobre diseñando el mismo, por ende se consideró el valor de 7073 hab como población futura.



3.3 CAUDALES DE DISEÑO PARA EL SISTEMA DE COLECTORES DE AGUAS SERVIDAS.

Los gastos de diseño para el abastecimiento de los sectores Putucual y Vidoño se obtuvieron debido los aportes de las aguas servidas provenientes de los distintos usos; como lo son domiciliario, comercial, iglesias, recreacional, educacional, asistencial y de infiltración.

3.3.1 Gasto Proveniente de Aguas Domiciliarias

Para establecer la dotación de agua por habitantes se utilizó la tabla 2.2 considerando un servicio con medidores y la población de 7073 hab obteniendo un resultado de de 200 l/hab/día; además se consultó la norma [6], la cual recomienda usar como dotación 250 l/hab/día. Este último valor fue el que se asumió para el diseño con el fin de garantizar un mejor funcionamiento del sistema.

$$Q_{med} = \frac{250l}{hab - dia} * 7073hab * 1dia}{86400s} = 20,47l/s$$

Aplicando la ecuación 2.11:

$$K = 1 + \frac{14}{1 + \sqrt{7,073}} = 4,83$$

Sustituyendo en la ecuación 2.10, se obtiene el caudal máximo de aguas servidas domiciliarias:



$$Q_{maxAS_{Dom}} = 20,47 \frac{l}{s} * 4,83 * 0,8 = 79,10 l/s$$

3.3.2 Gasto Proveniente de la Contribución Comercial e Institucional

Los gastos institucionales para el sector comprenden: educacional, asistencial e iglesias. De la tabla 2.5 se tomaron los valores de los coeficientes de diseños para cada caso.

Comercial

Área = 3,12 ha.

Coef= 0,15 l/s-ha

$$Q_{med} = 3,12 ha * 0,15 \frac{l}{s \text{ hab}} = 0,47 l/s$$

$$P_e = \frac{0,15 \frac{l}{s-ha} * 3,12 ha * 86400 s}{250 l/s} = 161,74 \cong 162 hab$$

$$K = 1 + \frac{14}{1 + \sqrt{0,162}} = 10,98$$

$$Q_{maxAS_{Com}} = 0,47 \frac{l}{s} * 10,98 * 0,8 = 4,13 l/s$$



Educacional

Área = 0,53 ha.

Coef= 0,73 l/s-ha

$$Q_{med} = 0,53ha * 0,73 \frac{l}{s \text{ hab}} = 0,39 \text{ l/s}$$

$$P_e = \frac{0,73 \frac{l}{s-ha} * 0,53ha * 86400s}{250 \text{ l/s}} = 133,71 \cong 134 \text{ hab}$$

$$K = 1 + \frac{14}{1 + \sqrt{0,134}} = 11,25$$

$$Q_{maxAS_{Edu}} = 0,39 \frac{l}{s} * 11,25 * 0,8 = 3,51 \text{ l/s}$$

Asistencial

Área = 0,047 ha.

Coef= 0,70 l/s-ha

$$Q_{med} = 0,047ha * 0,70 \frac{l}{s \text{ hab}} = 0,033 \text{ l/s}$$



$$P_e = \frac{0,70 \frac{l}{s-ha} * 0,047ha * 86400s}{250 l/s} = 11,37 \cong 12 hab$$

$$K = 1 + \frac{14}{1 + \sqrt{0,012}} = 13,62$$

$$Q_{maxAS_{Com}} = 0,033 \frac{l}{s} * 11,37 * 0,8 = 0,36l/s$$

Iglesias

Área = 0,15 ha.

Coef= 0,06 l/s-ha

$$Q_{med} = 0,15ha * 0,06 \frac{l}{s hab} = 0,009 l/s$$

$$P_e = \frac{0,06 \frac{l}{s-ha} * 0,15ha * 86400s}{250 l/s} = 3,11 \cong 4 hab$$

$$K = 1 + \frac{14}{1 + \sqrt{0,004}} = 14,17$$

$$Q_{maxAS_{Com}} = 0,009 \frac{l}{s} * 14,17 * 0,8 = 0,10l/s$$

3.3.3 Gastos Provenientes de Aportes Recreacional.



Área = 0,25 ha.

Coef= 0,03 l/s-ha

$$Q_{med} = 0,25ha * 0,03 \frac{l}{s \text{ hab}} = 0,0075 l/s$$

$$P_{\epsilon} = \frac{0,03 \frac{l}{s-ha} * 0,25ha * 86400s}{250 l/s} = 2,59 \cong 3 \text{ hab}$$

$$K = 1 + \frac{14}{1 + \sqrt{0,003}} = 14,28$$

$$Q_{maxASCom} = 0,0075 \frac{l}{s} * 14,28 * 0,8 = 0,09l/s$$

3.3.4 Gastos por Infiltración

Se asumieron un total de 637 empotramientos, tomando una longitud de empotramiento de 4m cada uno, ya que, la longitud promedio de cualquier tramo de colector a la tanquilla de empotramiento es de 3,70m. Con esto tenemos que:

$$L_{Emp} = 637 * 4m = 2548mts = 2,55km$$

$$Q_{Inf} = \frac{20000 l}{dia - km} * (2,55 + 6,46)km * 1dia}{86400s} = 2,09l/s$$



3.3.5 Caudal Unitario de Diseño

Se sumaron todos los gastos de aguas residuales calculados anteriormente y se dividió entre el área bruta, incluyendo el área en expansión a servir por el sistema de colectores proyectados para la población y se multiplico por el coeficiente C igual a 2 siendo el más desfavorables.

De la ecuación 2.12 se obtiene el caudal unitario, el coeficiente de diseño (C) asumido fue 2 y el área total es de 120,35 ha.

$$Q_{unit} = 2 * \left(\frac{(79,12 + 4,13 + 0,10 + 0,09 + 3,51 + 0,36 + 2,09) l/s}{120,35 ha} \right)$$

$$Q_{dis} = 1,49 \frac{l}{s ha}$$

3.4 DISEÑO DEL SISTEMA DE COLECTOR DE AGUAS RESIDUALES.

Antes de comenzar con el diseño del sistema de recolección de aguas residuales, se establecieron los siguientes parámetros:

3.4.1 Trazado del Colector Principal.

El trazado del colector principal se hizo a partir de los puntos levantados en el estudio topográfico. Se ubicaron bocas de visita en todas las intersecciones de las calles, cambios de dirección, cambios en la pendiente del colector. Se tomo en cuenta que la separación entre los colectores en tramos rectos no debe ser mayor de una distancia de 150m, y que además



en tramos alineados en curva, la distancia no debe ser mayor de 30m entre ellas.

Dicho colector abarca los siguientes sectores:

De la progresiva 0+000 que se encuentra ubicada al borde del canal para suministro de agua, hasta la 0+200 corresponde a la urbanización Villa Juana.

De la progresiva 0+200 hasta la 0+300 corresponde a las urbanizaciones Villa Juana I y Villa Juana II.

De la progresiva 0+300 hasta la 1+500 ubicada en las cercanías del Colegio Fe Y Alegria, corresponde a los sectores de Vidoño y Putucual. Que abarcan Lomas del Sol, Lomas Doradas, La Piedras, La Vivienda y El Canal.

En los planos CL-1, CL-2, CL-3, CL-4 Y CL-5 se indican las ubicaciones anteriormente expuestas.

3.4.2 Áreas Tributarias a Servir

Para la delimitación de éstas se consideró la cuenca a servir, el colector proyectado, el relieve del terreno y el catastro de la zona. Conjugando los factores mencionados se dividió el área por tramos de colector, se ubicaron las coordenadas de los vértices de cada una de éstas para calcular el valor del área correspondiente, utilizando el software Auto Cad. En los planos CL-1, CL-2, CL-3, CL-4 Y CL-5 se puede ver el trazado y sus valores.



3.4.3 Diseño Hidráulico del Colector

Para este diseño se tomaron en cuenta diversos aspectos, explicados en la sección 2.9 entre los cuales tenemos:

3.4.3.1 Material

El material elegido para las tuberías de los colectores fue concreto con un $R_{C28} = 210 \text{ Kg/cm}^2$, debido a que las velocidades obtenidas a sección plena cumplen con las velocidades máximas y mínimas admisibles para éste tipo de tuberías según la norma ^[12], tomando en cuenta su fácil y rápida colocación, además de ser más resistente a las agresiones de ambientes cercanos a la costa.

3.4.3.2 Diámetro

El diámetro mínimo que se utilizó en el colector fue de 20,0 cm. (8``), variando progresivamente a lo largo de éste hasta llegar a un diámetro máximo de 68,6 cm. (27``). Cumpliendo con el diámetro mínimo en sistemas de alcantarillado de aguas servidas exigidos por la norma ^[12].

Cabe hacer notar que para los diámetros de 18" hasta 27" se hizo una variación con respecto a la rugosidad.

3.4.3.3 Profundidad

La profundidad de las cotas de rasante de las bocas de visita en los comienzos de los colectores se asumieron de 1,35 m. por debajo de la cota de terreno de estas, el porqué de éste valor es el de asegurar que el lomo de la tubería esté a 1,15 m. de profundidad respecto a la superficie del terreno,



como lo indica la sección 2.9.2.5.3. Las profundidades en las consiguientes bocas de visitas y a lo largo de los tramos, dependieron del relieve del terreno con respecto a la pendiente asumida para la tubería y de los escalones en las bocas de inspección.

A lo largo de los colectores, se aprecia una profundidad promedio de 3,87 m. En los casos que fueron necesarios atravesar puentes y quebradas, la profundidad se estableció de tal manera que los mismos quedaran protegidos lo máximo posible y con buena pendiente.

Los detalles del paso por el puente y por el canal, se aprecian con mayor claridad en los planos CL-5 Y CL-9.

3.4.3.4 Pendiente

En algunos de los tramos la pendiente se adaptó al terreno, mientras que, en otros, la misma se asumió de manera que los parámetros de los colectores tales como: Velocidad y Tirante De Agua, cumplieren con los valores mínimos establecidos en las normas ^[12].

3.4.3.5 Ancho de zanja

El ancho de zanja se determinó en función del diámetro del colector (sección 2.9.2.5.8), pero se asumió con entibado para aquellos tramos en los que el banqueo es mayor a 2 m y sin entibado en los tramos con una excavación menor o igual a 2 m, ya que el terreno es arcilloso y puede mantener estables las paredes de las zanjas poco profundas.



3.5 MUESTRAS DE CÁLCULO DE LOS COLECTORES

Tramo del colector B32-B31

Este tramo tiene un área tributaria de 0,17 ha aportada por el tramo B33, B32 y un área propia o debajo de 0,52ha.

$$AT_{TOTAL} = 0,17 \text{ ha} + 0,52 \text{ ha} = 0,69 \text{ ha}$$

Conociendo el caudal unitario de aguas residuales es de 1,49 l/s-ha, se obtuvo el siguiente gasto real para el tramo:

$$Q_{Tramo} = 0,69 \text{ ha} * 1,49 \frac{\text{l}}{\text{s ha}} = 1,028 \text{ l/s}$$

Las cotas de terreno para estos tramos son de 117,948 m.s.n.m para la boca de visita B32 y de 113,166 m.s.n.m. La longitud de centro a centro entre ellas es 99,97 m; por lo tanto la pendiente del terreno es de

$$i = \frac{(117,948 - 113,166) \text{ m}}{99,97 \text{ m}} = 47,834 * 10^{-3} = 47,834 \text{‰}$$

Para calcular la capacidad del tramo se asumió la pendiente del terreno. Considerando el diámetro de 0,20 m (8”), se calculó la velocidad a sección plena utilizando las ecuaciones 2.13 y 2.14, luego con esta velocidad y aplicando la ecuación 2.15 se obtuvo la capacidad:



$$R_c = \frac{0,20m}{4} = 0,05m$$

$$V_c = \frac{1}{0,015} * (0,05m)^{2/3} * \left(\frac{45,834}{1000}\right)^{1/2} = 1,937 m/s$$

$$Q_c = 1,937 \frac{m}{s} * \left(\frac{(0,20)^2 \pi}{4}\right) * 1000 \frac{l}{m^3} = 60,855 l/s$$

Con el caudal real dividido entre la capacidad del colector se calculo una relación hidráulica que permitió determinar la velocidad real y el tirante de agua dentro del mismo a través de la tabla del anexo E.

$$\frac{Q_r}{Q_c} = \frac{1,028}{60,855} = 0,017 \rightarrow \frac{V_r}{V_c} = 0,360 \quad \text{y} \quad \frac{H}{D} = 0,084$$

$$V_r = 0,697 m/s$$

$$H = 0,017 m$$

Con estos valores reales es posible calcular las transiciones o escalones dentro de la boca de visita, siempre que a la misma entre un tramo y por lo menos salga otro.

Como ejemplo se muestra el de la boca de visita B31, donde entran los valores antes calculados y sale una velocidad de 1,091 m/s y un tirante de 0,311 m. pertenecientes al tramo BV31,BV30.



Los tramos de colector mencionados forman una deflexión de 65,230° producto del trazado en planta de los mismos, por lo que el valor de K_c se calculo utilizando la ecuación 2.17 para este ángulo de deflexión.

$$K_c = 0.25 * \sqrt{\frac{65,230}{90^\circ}} = 0,100$$

El escalón se obtuvo aplicando la ecuación 2.16 bajo el criterio de régimen acelerado, ya que la velocidad de salida (V_2) es mayor que la de entrada (V_1), razón por la que el valor de K tomado fue 0.1, determinándose así la siguiente transición.

$$h_p = (0,31 - 0,02)m + (0,1 + 1) * \left(\frac{(1,09)^2}{2 * 9,81} - \frac{(0,70)^2}{2 * 9,81} \right) m + 0,1 * \frac{(1,09)^2}{2 * 9,81}$$
$$h_p = 0,3 \text{ m}$$

El cálculo de las cotas de la rasante del tramo se hizo considerando la cota de la rasante de entrada igual a la cota de la rasante de salida del tramo anterior ($Cr_{B32} = 116,398 \text{ m}$), y la profundidad mínima en las bocas de visitas de 1,35 m.

$$Cota R = Cota T - Prof$$

$$Cota R_{B31} = 113,166 - 1,35 = 111,816 \text{ m}$$



La diferencia entre las cotas de terreno y rasante en cada boca de visita permitió calcular el banqueo o profundidad de excavación:

$$Banq_{B32} = 117,948 - 116,398 = 1,55 \text{ m}$$

Las capacidades y cotas rasantes de los colectores, así como las transiciones en las bocas de visita de todo el sistema se encuentra en las tablas de anexo F.

Para determinar el tipo de apoyo de la tubería, se utilizaron las tablas del anexo G. En las cuales se entra con el diámetro de la tubería y la profundidad máxima sobre la misma en el tramo a la vez se obtiene la clase de tubería.

Las bocas de visitas del sistema se escogieron según la tabla 2.7 de acuerdo a la profundidad máxima en estas.

3.6 UBICACIÓN DEL PUNTO DE DESCARGA.

Una vez determinados como puntos de descarga las bocas de visita A1, A4, A6, A7, A14, A22, Y A28 ubicadas en el colector principal, se diseño a partir de estas el sistema de colectores secundario. El colector principal será destinado a un sitio para la descarga final. Ver planos CL-1, CL-3, Y CL-05.

CAPITULO IV

ANÁLISIS DE RESULTADOS

Tomando en cuenta todos los aportes de aguas servidas de origen domestico, institucional, comercial, asistencial, recreacional, iglesias y de infiltración se obtuvo un caudal unitario de diseño de:

$$Q_{dis} = 1,49 \frac{l}{s \text{ ha}}$$

Este caudal multiplicado por el área tributaria total a servir por cada tramo del sistema trazado permitió obtener los gastos de aguas servidas necesarios para el sistema de colectores. Del cálculo hidráulico realizado para este sistema de recolección de aguas residuales se determino lo siguiente:

- El sistema de aguas residuales consistió de una red de recolección B, que descarga en distintos puntos de una red principal.
- Se utilizó tuberías de concreto según especificaciones INOS CL-C-65 de las clases 1, 2, 3 y 4.
- Los tramos del sistema de colectores se obtuvieron de distintos diámetro desde 8" (20 cm) hasta 27" (68,6 cm).
- Todos los colectores del sistema presentaron una velocidad a sección plena mayor o igual a 0,60 m/s.
- En el tramo B8-2, B8-1, la velocidad a sección llena resulto de 3,55 m/s debido a la pronunciada pendiente que tiene el terreno en esa



zona; sin embargo la misma está por debajo del aceptable de 5m/s para tuberías de concreto $R_{cc28} = 210 \text{ kg/cm}^2$.

- Se calcularon escalones dentro de cada boca de visita del sistema de recolección, la mayoría de los resultados obtenidos fueron de valores despreciables. Se consideraron transiciones importantes las mayores e iguales a 1 cm, siendo el máximo escalón de 60 cm determinado en la boca de visita B8.
- Debido a la profundidad en las bocas de visitas los tipos fueron la y lb.
- A razón de los diversos tramos ubicados en sitios en contrapendiente, se obtuvo diferencia entre la rasante de llegada de una boca de visita y la rasante de salida de la misma mayores a 0,75 cm, por tal motivo estas bocas de visitas se proyectaron como boca de visitas con caída, siendo el diámetro de ellas el mismo del colector de llegada. Estas bocas de visitas son: A22-3, A14-1, B24, B22, B19, B17, B15, B7.
- Los tramos de colectores donde fue necesario atravesar quebradas, la rasante de éstos quedaron por debajo de estas últimas, sin embargo no llegan a estar enterrados a más de 1 m de profundidad en los tramos. Por tal razón los mismos serán cubiertos en concreto para protegerlos estructuralmente ante una posible crecida de quebradas que pueda dejarlos al descubierto. Tramo A22-1, A22; B17, B16.
- En las bocas de visitas B23-2, B25, B31, A28-2A y en la A28-4, se agregaron los siguientes caudales 0,23; 0,51; 150,76; 3,75; 2 L/s respectivamente provenientes del diseño del sistema de aguas servidas en el Nor-oeste de Vidoño y Putucual, entre las progresivas 1+500 y 3+200, de los Municipios Bolívar y Sotillo Del Estado Anzoátegui.



5.1 CÓMPUTOS MÉTRICOS Y PRESUPUESTOS

Los cálculos métricos fueron elaborados en base a las cantidades obtenidas de todo los elementos del sistema de colectores de aguas residuales. El análisis de precios unitarios y presupuestos fue elaborado con un Software para Control y Gestión de Obras. Dando como resultado un monto de veinte ocho millardo. (28.216.960,87. Bs.F). y se encuentran en el anexo F.

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

1. Los sectores Vidoño y Putucual están habitados en su mayoría por una población de escasos recursos económicos, y no poseen una planificación urbana.
2. En la zona pueden encontrarse diferentes tipos de vivienda tales como rancho de zinc y casas de paredes de bloques, frisadas y techos de platabanda.
3. Se utilizó tuberías de concreto de diámetro 8``, 18``, 21``, 24`` y 27``, los cuales arrojaron resultados que cumplieron con la velocidad mínima de 0,6 m/s y la velocidad máxima de 5 m/s, para una resistencia del concreto de 210 kg/cm².
4. Los colectores B17,B16; A22-1,A22; A27,A26 deben revestirse en concreto tal como se indican en los planos correspondientes, ya que por motivo de la topografía presente la tubería queda expuesta a la acción de la naturaleza.
5. Las bocas de visitas fueron del tipo Ia y Ib.
6. Las pendientes asumidas en el trazado cumplieron con los parámetros exigidos por la norma.



7. Las profundidades de excavación mínimas fueron de 1,35 m. y la máxima de 6,38 m en la boca de visita B25.
8. Para los tramos con profundidades mayores a 2 metros se consideró entibado metálico.
9. El costo de la obra para al momento del estudio fue 28.216.960,87. Bs.F



RECOMENDACIONES

1. Colocar un recubrimiento de granzón y concreto a la tubería en los tramos cercanos al canal de agua, ya que esto permitirá proteger la misma de posibles daños ocasionados por percolaciones de agua.
2. Evitar la incorporación de aguas de lluvias al sistema.
3. Elaborar un plan maestro de cloacas que garantice el funcionamiento adecuado del sistema de acuerdo a los planes de ordenamiento urbano de la zona y que cumpla con las normativas Venezolanas.
4. Verificar las medidas en campo al momento de ejecutar el proyecto.
5. Antes de la ejecución del proyecto realizar los trámites legales para la delimitación de una servidumbre el tramo B19-B3, B19-B2 .
6. La ejecución del proyecto para mejorar las condiciones sanitarias y ambientales y en especial beneficiando a la población infantil ya que es la más afectada por enfermedades como: Diarrea, sarna, etc.
7. Al finalizar el estudio en las zonas restante, hacer una evaluación general con el fin de optimizar el sistema.



BIBLIOGRAFÍA

[1] Fermín M. y Sánchez C, “**Estudio Preliminar Para El Sistema De Aguas Servidas En La Zona De Vidoño Y Putucual, En Los Municipios Bolívar Y Sotillo Del Estado Anzoátegui**”, Tesis de Grado. Departamento De Ingeniería Civil. UDO, Barcelona-Venezuela (2008).

[2] Mimo L y Ramírez D, “**Diseño De Las Redes De Acueductos Y De Aguas Residuales Para El Barrio El Paraíso, Clarines, Municipio Bolívar Estado Anzoátegui**”, Tesis de Grado. Departamento De Ingeniería Civil. UDO, Barcelona-Venezuela (2006).

[3] Rondón, M “**Diseño Del Sistema De Recolección Y Tratamiento De Aguas Servidas Para Las Poblaciones De Morichalito Y San José De Morichalito, Ubicado En El Municipio Cedeño, Estado Bolívar**”, Tesis de Grado. Departamento De Ingeniería Civil. UDO, Barcelona-Venezuela (2007).

[4] Avilez José. “**Encuesta**”. Disponible en: <http://es.wikipedia.org/wiki/encuesta.html>. Consultada en Noviembre 2007.

[5] Arocha, S., “**Abastecimiento de Agua, Teoría y Diseño**”, Editorial Innovación Tecnológica, tercera edición, Caracas (1997).

[6] INOS., “**Normas Para El Diseño De Abastecimiento De Agua**”. Instituto Nacional De Obras Sanitarias, Caracas (1956).



- [7] González, L; **“Metodología Para Diseñar Y Evaluar Redes De Distribución De Agua Potable (Acueductos)”**, Primera edición, Puerto la Cruz (2002).
- [8] Mijares, R; **“Abastecimiento De Aguas Y Alcantarillado”**, ediciones Vegas, tercera edición, Caracas (1983).
- [9] M.S.A.S., **“Normas Sanitarias Para El Proyecto, Construcción, Ampliación, Reforma Y Mantenimiento De Edificaciones”**. Gaceta Oficial de la República de Venezuela N° 4.044. M.S.A.S. Caracas, Venezuela (1989).
- [10] Ghanem, A; **“Curso de Ingeniería Ambiental”**, Universidad De Oriente. Puerto La Cruz, Venezuela 2003
- [11] Ghanem, A; **“Fundamentos Para El Cálculo De Alcantarillado”**, Trabajo de ascenso. Puerto la Cruz (2003).
- [12] M.A.R.N.R, M.I.N.D.U.R; **“Normas Generales Para El Proyecto De Alcantarillados”**, Gaceta Oficial de la República de Venezuela N° 5318. (1999).
- [13] Arocha, S; **“Cloacas Y Drenajes Teoría & Diseño.”** Ediciones Vegas, Caracas -Venezuela. (1983).



[14] I.N.O.S., “**Especificaciones De Construcción De Obras De Acueductos Y Alcantarillados**”. Instituto de Obras Sanitarias, Caracas (1976).

[15] Crites, T., “**Tratamiento de Aguas Residuales Para Pequeñas Poblaciones**”. Primera Edición, Mc. Graw-Hill (2000).

[16] Rivas G., “**Abastecimiento de Aguas y Alcantarillados**” Ediciones Vega S.R.L., Tercera Edición, Caracas, Venezuela (1.983).

[17] Davis, R. y Foote, F. “**Tratado De Topografía**”. Editorial Mc Graw Hill. México (1976).

[18] Miranda Dayana. “**Análisis De Factibilidad**”. Disponible en: <http://www.geocities.com/SiliconValley/Pines/7894/sistemas/factibilidad.html>. Consultada

**METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y
ASCENSO:**

TÍTULO	Diseño Del Sistema De Aguas Servidas En El Sur-Oeste De Vidoño Y Putucual, Entre Las Progresivas 0+000 Y 1+500, De Los Municipios Bolívar Y Sotillo Del Estado Anzoátegui.”
SUBTÍTULO	

AUTOR (ES):

APELLIDOS Y NOMBRES	CÓDIGO CULAC / E MAIL
Aponte Gamboa Martha Elena	CVLAC: C.I: 15.741.159 EMAIL: marthaaponte22@hotmail.com
Weffe Palomo Wilfredo José	CVLAC: C.I: 16.054.145 E MAIL: wilfredojweffep@gmail.com
	CVLAC: E MAIL:
	CVLAC: E MAIL:

PALÁBRAS O FRASES CLAVES:

Evaluación

Aguas Servidas

Municipio Vidoño

Municipio Putucual

Estado Anzoátegui

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:

ÁREA	SUBÁREA
Ingeniería Civil	Sanitarias e Hidráulica

RESUMEN (ABSTRACT):

Las poblaciones de Vidoño y Putucual ubicados entre los Municipios Bolívar y Sotillo del Estado Anzoátegui, carecen de planificación urbana y la ausencia de los servicios básicos es evidente. Sólo las calles principales tienen suministro directo de agua potable, el resto de sus habitantes se abastece de pilas. Sumado a esto, todas las casas descargan las aguas servidas en pozos sépticos contruidos sin ningún tipo de control sanitario. Aquí se presenta la necesidad de diseñar un sistema de recolección de aguas servidas para un proyecto que abarca 637 viviendas unifamiliares en una población de 7073 habitantes. El objetivo de este trabajo es la ampliación de la ingeniería técnica en base al diseño sanitario de este urbanismo, todo esto siguiendo los parámetros establecidos principalmente en las Normas Venezolanas Gacetas 4.044, 4.103 y 5.103. Las cloacas fueron diseñadas para recolectar 326,866 l/s de aguas residuales en un área servida de 120,35 ha, en colectores de tuberías de concreto con una rugosidad de 0,013 y 0,015 que varían de 8" y 27" respectivamente, que

funciona como colector principal. Se opto conducir el sistema de recolección a un punto bajo definido necesario para la instalación de una planta de tratamiento o una estación de bombeo, la cual se ejecutará en otro proyecto de acuerdo a su factibilidad.

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:

CONTRIBUIDORES:

APPELLIDOS Y NOMBRES	ROL / CÓDIGO CVLAC / E_MAIL				
Prof. Belkys Sebastiani	ROL	CA	AS x	TU	JU
	CVLAC:	4.363.990			
	E_MAIL	belkyssebastiani@hotmail.com			
	E_MAIL				
Prof. Hilda Morales	ROL	CA	AS	TU	JU x
	CVLAC:	5.189.811			
	E_MAIL	moraleshc@gmail.com			
	E_MAIL				
Prof. María Ramírez	ROL	CA	AS	TU	JU x
	CVLAC:	13.766.690			
	E_MAIL	Tochon2@yahoo.com			
	E_MAIL				
	ROL	CA	AS	TU	JU
	CVLAC:				
	E_MAIL				
	E_MAIL				

FECHA DE DISCUSIÓN Y APROBACIÓN:

2009		
AÑO	MES	DÍA

LENGUAJE. SPA

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:

ARCHIVO (S):

NOMBRE DE ARCHIVO	TIPO MIME
PIC0806	
PLANOS	
ÁNALISIS DE PRECIO UNITARIO	

CARACTERES EN LOS NOMBRES DE LOS ARCHIVOS: A B C D E F G H I J K L
M N O P Q R S T U V W X Y Z . a b c d e f g h i j k l m n o p q r s t u v w x y z . 0 1 2
3 4 5 6 7 8 9 .

ALCANCE

ESPACIAL:

TEMPORAL: En base al tiempo.

TÍTULO O GRADO ASOCIADO CON EL TRABAJO:

Ingeniería Civil

NIVEL ASOCIADO CON EL TRABAJO:

Pregrado.

ÁREA DE ESTUDIO:

Departamento De Ingeniería Civil.

INSTITUCIÓN:

Universidad De Oriente. Núcleo De Anzoátegui.

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:

DERECHOS

“De acuerdo al artículo 44 del reglamento de Trabajos de Grado: “los Trabajos de Grado son de exclusiva propiedad de la Universidad, y sólo podrán ser utilizados para otros fines con el consentimiento del Consejo de Núcleo respectivo, quién lo participará al Consejo Universitario”.

Aponte Martha

Weffe Wilfredo

Prof. Belkys Sebastiani

Prof. Hilda Morales

Prof. María Ramírez.

POR LA SUBCOMISIÓN DE TESIS