

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



**“DISEÑO DE UN SISTEMA DE AGUAS NEGRAS Y
TUBERÍA DE IMPULSIÓN DE LOS BARRIOS ÁLVAREZ
BAJARES, BELLA VISTA Y ESPEJO 2 DE BARCELONA,
ESTADO ANZOÁTEGUI.”**

REALIZADO POR:

MAREA V, FERNANDO J

C.I.: 13163.837.

REYES, CARMEN ALICIA

C.I. 14.102.776

Trabajo de Grado presentado ante la Universidad de Oriente

Como requisito parcial para optar al título de:

INGENIERO CIVIL.

Puerto La Cruz, Mayo 2008.

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



**DISEÑO DE UN SISTEMA DE AGUAS NEGRAS Y
TUBERÍA DE IMPULSIÓN DE LOS BARRIOS ÁLVAREZ
BAJARES, BELLA VISTA Y ESPEJO 2 DE BARCELONA,
ESTADO ANZOÁTEGUI.**

ASESOR ACADÈMICO

Prof. Yasser Saab.

Puerto La Cruz, Mayo 2008.

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



**“DISEÑO DE UN SISTEMA DE AGUAS NEGRAS Y
TUBERÍA DE IMPULSIÓN EN LOS BARRIOS ÁLVAREZ
BAJARES, BELLA VISTA Y ESPEJO 2 DE BARCELONA,
ESTADO ANZOÁTEGUI.”.**

JURADO

**El jurado calificador hace constar que asignó a esta tesis la
calificación de:**

**Asesor Académico
Prof. Yasser Saab**

**Jurado Principal
Prof. Luis González**

**Jurado Principal
Prof. Hilda Morales**

Puerto La Cruz, Mayo 2008

RESOLUCIÓN

De acuerdo al Artículo 44 del Reglamento de Trabajo de Grado:

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

DEDICATORIA

- ❖ . Quiero dedicarle éste trabajo a “DIOS” todo poderoso y sabio, quien me ha brindado la luz, la salud y la fortaleza para lograr esta meta...
- ❖ A mis padres, por ser tan maravillosos, comprensivos y ser mis amigos y haberme brindado su estímulo, apoyo, ánimos y por creer en mí a pesar de todos los obstáculos, siempre supieron que le iba a lograr este sueño, gracias. Los quiero mucho.
- ❖ A toda mi familia, por estar pendiente de mí y motivarme en todo momento. A todos ustedes por regalarme tantas alegrías y que esto le sirva de ejemplo para un futuro. Gracias los quiero mucho.
- ❖ A mis amigos, quienes me brindaron todo su apoyo y en todo momento estuvieron dispuestos a atender todas mis inquietudes.
- ❖ A mis compañeras de estudios, por luchar conmigo hasta ver realizado este sueño.
- ❖ Y a todas las personas que creyeron en mí. A ustedes muchas gracias por siempre incentivarne, y darme esa mano cada vez que pudieron.

MAREA, Fernando.

DEDICATORIA

- ❖ A “**Dios**” padre todo poderoso, quien ilumino mi camino en momentos difíciles y me dio fortaleza para lograr esta meta.

- ❖ A mis padres por darme el ser, y brindarme su apoyo incondicional cuando llegué a pensar que era imposible lograr este sueño, gracias por su paciencia y dedicación, los **amo mucho**.

- ❖ A mis hermanos, abuelo y tíos, por ser parte del pilar de este sueño que hoy se cumple.

- ❖ A mis amigos y compañeros de estudios por hacerme parte importante de este logro.

- ❖ A todas aquellas personas quienes desinteresadamente me brindaron todo su apoyo y confiaron en mí. De todo corazón Gracias.

REYES, Carmen Alicia

AGRADECIMIENTO

Nuestro más grande y sincero agradecimiento:

- ❖ A las Autoridades de la Universidad de Oriente por permitirnos que hiciéramos de esta Institución nuestro segundo hogar, y por habernos acogido en sus aulas en las que nos hemos formado como profesionales y personas.
- ❖ A nuestros profesores, quienes durante toda nuestra carrera siempre estuvieron dispuestos a brindarnos no solo sus conocimientos, sino además por darnos su amistad y todo su apoyo, ya que sin ella este logro no hubiera sido posible.
- ❖ A todo el personal de la Hidrológica del Caribe, por la información facilitada y su valiosa colaboración.
- ❖ A la comunidad de los barrios Álvarez Bajares, Espejo 2 y Bella Vista, quienes en busca de mejorar su calidad de vida nos permitieron lograr nuestro sueño.
- ❖ A nuestros compañeros y Amigos de la Universidad a quienes apreciamos mucho, y de quienes obtuvimos apoyo, experiencias y conocimientos, y esperando les sirva de ejemplo de constancia y dedicación.
- ❖ A todos quienes nos han dado un voto de confianza para lograr esta meta que hoy se ha cumplido .Gracias;

MAREA, Fernando y REYES, Carmen Alicia

RESUMEN

En la Ciudad de Barcelona, capital del Estado Anzoátegui, existe un sector conformado por tres barrios, denominados: Álvarez Bajares, El Espejo II y Bella Vista, perteneciente al Municipio Simón Bolívar, en donde sus habitantes por carecer de un sistema de drenaje apropiado para sus aguas servidas, descargan las aguas servidas de sus casas, en algunos casos en pozos sépticos, los cuales son construidos sin ningún control de calidad, mientras que otros han optado por lanzar sus aguas a las calles o en el mejor de los casos a las tanquillas de un colector inconcluso que existe en el sector, y cuyas pocas tuberías que conforman el sistema se encuentran desde hace mucho tiempo colapsadas por no tener un sistema de bombeo adecuado para su descarga

La problemática existente, permite desarrollar la idea de realizar los estudios necesarios para elaborar un proyecto para la instalación de un sistema de recolección de aguas servidas, capaz de servir a los habitantes de dicha zona hasta el año 2032.

El proyecto consiste en el diseño de una red con líneas de 8" y 30" de diámetro, conectada a una distancia de 295.41 metros de la tubería de 16" que abarca desde la estación en proyecto, hasta el punto de descarga de la estación existente, la cual fue calculada cumpliendo las normas legalmente establecidas. Las instalaciones de cloacas fueron proyectadas para recolectar 168.42 l/s, con un colector secundario de 8" a 12" de diámetro y uno principal de 16" a 30", con material PVC, que recogerá todas las aguas servidas, y serán descargadas en la boca de visita existente que conduce las aguas a la estación de bombeo Los Rosales, cuyas bombas activa no

satisface al sistema y por lo que se requiere un equipo de bombeo de alta capacidad, el cual funcionará alternadamente con el equipo de bombeo que esta actualmente

activo, y dicho equipo deberá vencer una altura dinámica total de 2 metros, e impulsar un caudal de 210.53 litros por segundo.

INTRODUCCION

Hoy en día, cuando estamos en pleno siglo XXI, y el desarrollo de la tecnología a crecido a pasos agigantados, en materia de servicios de aguas residuales aun estamos atrasados, en especial en los países latinoamericanos como sucede en Venezuela, donde existen ciudades densamente pobladas en el interior del país, que tienen un sistema de recolección de aguas servidas deficiente, muy en especial en los sectores más desposeídos debido a la falta de planificación con los que éstos sectores han emergido.

El presente proyecto surge como necesidad de sanear uno de estos sectores, el cual tiene una extensión de aproximadamente cuarenta (40) hectáreas, ubicado al suroeste del Municipio Bolívar de la ciudad de Barcelona, capital de Estado Anzoátegui; y esta conformado por los barrios: Álvarez Bajares, Bella Vista y Espejo 2, donde se presentan problemas en relación a la recolección e impulsión de las aguas servidas, lo que origina desbordamiento dentro de las casas y en las calle, situación esta que se acrecientan con la llegada de la temporada de lluvias, produciendo los continuos derrames de estas aguas negras, lo que produce contaminación ambiental, malos olores, inundaciones, y una gran cantidad de enfermedades epidemiológicas en sus habitantes en especial en la población infantil.

Para la elaboración del proyecto se contó con la colaboración de vecinos de la mencionada comunidad para la realización del estudio del sistema de aguas servidas existente, a fin de proyectar su recuperación o la instalación de un nuevo sistema que solucione a los pobladores esta deficiencia del servicio.

El presente trabajo, esta conformado por seis capítulos, el primero de los cuales trata sobre el planteamiento del problema, el objetivo general y los objetivos

específicos, además del estudio de la topografía de la zona y evaluación del sistema existente.

El Capítulo II, comprende el marco teórico, levantamiento topográfico y los demás parámetros que son utilizados en el estudio y elaboración del proyecto

El Capítulo III, en este capítulo se trata la metodología a utilizar para la elaboración del proyecto, con estudio de los diferentes modelos, escenarios, etapas y métodos de proyección

El Capítulo IV. Comprende los estudios para la elaboración de la estación de bombeo a ser utilizada, los materiales y equipos necesarios y las diferentes conexiones a utilizar, así como la estructura que conforma todo el sistema.

En el Capítulo V, se hace referencia propiamente al diseño a elaborar

El Capítulo VI, se hacen las conclusiones y recomendaciones

Adicionalmente, el trabajo comprende una serie de anexos, que consideramos necesarios destacar para la comprensión del proyecto presentado.

CAPITULO I

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El aumento poblacional y sus consecuentes necesidades para el desarrollo, imponen progresivamente mayores exigencias en cuanto a las necesidades básicas de todos estos seres —alimentación, vivienda, calor, energía, vestido y bienes de consumo—, y plantean una tremenda demanda de recursos naturales.

La ausencia de planificación, organización y control de este crecimiento poblacional trae consigo una serie de consecuencias a corto, mediano y largo plazo; si no se producen cambios en la tecnología y el uso de la tierra con la finalidad de dotar estas áreas con todos los servicios públicos necesarios, y además se establezcan las medidas para controlar el crecimiento en las áreas urbanas para evitar que esta demanda aumente y se pueda proteger la salud de la población y mantener un medio ambiente en condiciones admisibles para el bienestar de los habitantes.

Como producto de la ausencia de planificación y control nacen en el Municipio Bolívar de la Ciudad de Barcelona del Estado Anzoátegui los Barrios Álvarez Bajares, Bella Vista y Espejo 2, con un área aproximada de cuarenta (40) Hectáreas, los cuales en la actualidad presentan una agudización de su problemática en cuanto a la recolección e impulsión de la aguas servidas del sector, lo que origina desbordamientos dentro de las casas y fuera de ellas con el consecuente aumento en la temporada lluviosa.

Los continuos derrames de estas aguas producen contaminación, malos olores, inundaciones y desde el punto de vista de la salud pública tienen una importancia relevante por cuanto estas aguas pueden transportar numerosos microorganismos denominados patógenos causantes de enfermedades, los estudios microbiológicos realizados revelan la presencia de bacterias, virus y parásitos humanos en estas aguas.

Esta problemática llevó a que los vecinos de las mencionadas comunidades buscaran la solución del problema y sin tener conocimiento alguno, modificaron parte de las tuberías del sistema, originando que estas aguas busquen un camino distinto al que se diseñó inicialmente, algunos las descargan directamente a un canal de alivio; mientras que otros no teniendo donde descargar las aguas negras, tomaron la opción de construir tanque o pozos séptico.

En toda el área de estudio no existen redes para conducir las aguas servidas, lo que constituye un problema sanitario y ambiental, pues las aguas de lluvias y las servidas, corren libremente por sobre las diferentes vías.

Toda la situación antes planteada llevó a HIDROCARIBE, empresa regional la cual fue creada con el fin de prestar a los usuarios actuales y potenciales de los estados Anzoátegui, Sucre y Nueva Esparta un servicio oportuno, suficiente y de calidad en el abastecimiento de agua potable, en la recolección, tratamiento y disposición de aguas servidas, a solicitar la ayuda de tesis universitarias de la carrera Ingeniería Civil de la Universidad de Oriente (UDO) para que colaboraran con ellos en el planteamiento de un proyecto que solucione esta situación que afecta a los vecinos de la zona.

1.2 Objetivos De La Investigación

1.2.1 Objetivo General

Evaluar el Sistema de Aguas Negras y Tubería de Impulsión en los Barrios Álvarez Bajares, Bella Vista y Espejo 2 de la ciudad de Barcelona en el Estado Anzoátegui.

1.2.2. Objetivos Específicos

- Realizar el levantamiento topográfico de la zona en estudio.
- Evaluar la capacidad de los Colectores existentes.
- Estimar la población futura, para diseñar el colector previendo el desarrollo de nuevas áreas.
- Diseñar la Estación de Bombeo y la Tubería de Impulsión.
- Elaborar los Planos, las Especificaciones Técnicas según Normas vigentes.
- Realizar Cálculos Métricos y Análisis de precios Unitarios para el Proyecto.

1.3. Topografía Del Área De Estudio

El Estado Anzoátegui está situado en la Región Nororiental de Venezuela. Su territorio está comprendido entre los estados Monagas y Sucre al Este, Bolívar al Sur, Guárico al Oeste y Miranda al Noroeste; limita al Norte con el Mar Caribe.



Figura 1.1. Estado Anzoátegui (Fuente: MINFRA)

La Ciudad de Barcelona es la capital del estado Anzoátegui y del Municipio Bolívar. Está situada a 4 m de altitud y a 3 Km. de la costa del mar Caribe, en las riveras del río Neverí, cuenta con una población (según estimaciones para 1996) de 284.449 habitantes los cuales están distribuidos en las diferentes Urbanizaciones y Barrios que la conforman; Entre los de mayor población y urbanismos tenemos:

Guamachito, Boyacá, Tronconales, El Esfuerzo, Barrio Sucre, Nueva Barcelona, La Fundación Mendoza, Campo Claro, Naricual, por nombrar algunos, también se encuentran con una población menor: Álvarez Bajares, Bella Vista y El Espejo 2, siendo estos últimos los que conforman nuestra área de estudio.



Figura 1.2 Plano aéreo del sector en estudio
Barrios Álvarez Bajares, El Espejo 2 y Bella Vista

El Barrio Álvarez Bajares se fundó en el año 1970, en un área en la cual lo único que se podía observar era la línea ferroviaria del tren que era propiedad del Municipio y de la empresa Ferrocarril y que dejó de funcionar hace varios años.

Entre las primeras familias que fundaron el barrio y que aún lo habitan se encuentran: La familia del Sr. Chópíte, la del Sr. Miguel Bautista, la de Rómulo Martínez, la de Rosa Mata, la de Calixto Marchan, la de Carmen Hurtado, la de María Gutiérrez, la de Dima Guzmán, y la de Elba Teodora Hernández, entre otras. Algunos de estos habitantes relataron que este era un terreno lleno de basura, maleza, canales de aguas servidas, y que no existían las mínimas condiciones sanitarias, la comunidad vivía en condiciones infrahumanas. Al principio esta comunidad no tenía un nombre de creación, más tarde le colocaron el de “Guillermo Álvarez Bajares” en honor al gobernador del Estado para esa época.

En la actualidad este barrio está conformado por una comunidad aproximada 1300 habitantes y su tiene área geográfica que comprende 5 calles y dos callejones con 200 viviendas aproximadamente.

En el año 1984 en un sector aledaño al barrio Álvarez Bajares, fundaron el barrio “Bella Vista” el cual comprende 5 calles, donde habitan más de 90 familias, para una población de aproximadamente 580 habitantes.

El tercer barrio que conforma el área en estudio es el barrio “Espejo 2”, y fue fundada en el año 1971, algunas de las personas que fundaron este barrio y que aun viven en él dicen que eso era una laguna y como el agua era transparente todo el que pasaba cerca del lugar se podían mirar en el agua, lo cual le dio el origen al nombre de esta población; Actualmente este sector se encuentra conformada por 9 calles, 3 callejones y una (1) vereda, donde se encuentran 750 viviendas aproximadamente con una población que alcanza aproximadamente a 3.850 habitantes.

1.4 Ubicación Geográfica Del Proyecto.

El “proyecto de cloacas y tubería de impulsión de los sectores “Álvarez Bajares”, Bella Vista” y “Espejo 2” se encuentra ubicado en las adyacencias de la vía alterna de Barcelona, abarca todo los aspectos referentes al diseño de instalaciones recolectoras de aguas servidas del área conformada por estos tres sectores mencionados anteriormente, cuya área alcanza una superficie aproximada de 40 Ha., siendo sus límites los siguientes:

- Al Norte: Vía Alterna (frente a Tronconal II).
- Al Sur: Barrio Campo Claro
- Al Este: Vía Férrea.
- Al Oeste: Vía alterna hacia Barrio Sucre.

1.4.1 Características Del Área En Estudio

Barrio Álvarez Bajares

El barrio “Álvarez Bajares” se localiza al Este de la ciudad de Barcelona. Pertenece a la Parroquia El Carmen del Municipio Bolívar. Sus límites son: Norte con el sector Tronconal II; Sur con La Zona Industrial Los Montones; Este con el sector El Esfuerzo I y con una zona montañosa, y Oeste con el sector Barrio Bella Vista y Espejo II. Se encuentra entre los 4 y los 8 msnm, aunque se ha desarrollado hacia la zona montañosa ubicada al Este, donde se ubican viviendas a una altitud de 50 msnm.

Geomorfología Este sector se ubica sobre un glacís coluvial, originado por la deposición de materiales que provienen de la zona montañosa adyacente a manera de colusiones aportados por la acción de los procesos erosivos llevados a cabo en esta

zona. Estos sedimentos son heterométricos y angulares, por un transporte corto desde la cuenca de ablación. El balance morfodinámico es estable en la actualidad, mientras que las pendientes varían entre 2 y 4 %, donde la topografía es plana a suavemente inclinada. En este tipo de relieve, los riesgos naturales se deben a posibles inundaciones que podrían ser provocadas por el desbordamiento de la quebrada adyacente. En la vertiente de la zona montañosa, en cambio, las pendientes varían entre 30 y 45 %, que configura una topografía escarpada, lo cual genera altos riesgos a derrumbes y caída de bloques rocosos, al considerar también el alto grado de intervención en la zona.

Suelos: Los suelos en el área de glacis son generalmente profundos y pedregosos, mientras que en la vertiente de la montaña son superficiales con un alto contenido de pedregosidad y rocosidad en la superficie. Estos suelos tienen un desarrollo pedogenético incipiente. El uso actual es urbano en la zona baja, pero en la vertiente es forestal a conservacionista.

Geología: En el glacis, el material geológico se encuentra constituido por coluviones de tamaño heterométrico de edad cuaternaria, mientras que en la vertiente afloran areniscas de colores rojizos de la Formación San Juan. Desde el punto de vista geotécnico, la zona ubicada en el glacis es estable. Sin embargo, la localizada en la vertiente es inestable.

Clima: La clasificación climática de Holdridge ubica a este sector como un bosque muy seco tropical (bms-T), donde las precipitaciones promedio alcanzan los 600 mm y las temperaturas medias llegan a 26°C.

Drenaje: El drenaje natural está conformado por una quebrada intermitente que atraviesa el sector en dirección Sur – Norte, la cual desemboca el canal que rodea al

sector Tronconal II. El drenaje urbano está constituido por un sistema de tuberías de aguas blancas, así como por el de aguas negras.

Vegetación: La cobertura vegetal está conformada por árboles frutales y ornamentales.

1.4.1.2. Barrio El Espejo 2

El Barrio **El Espejo 2** se encuentra localizado al Este de la ciudad de Barcelona. Pertenece a la Parroquia El Carmen del Municipio Bolívar. Limita al Norte con el sector Barrio Bella Vista, al Sur Zona Industrial, al Este con el sector El Espejo 3 (calle Los Rosales) y al Oeste con el sector El Espejo 1 (calle 23 de Enero). Se encuentra a una altitud promedio de 2 msnm.

Geomorfología: Este sector se encuentra ubicado sobre una planicie litoral, la cual ha estado dominada generalmente por albuferas no funcionales. Estas formas de terreno corresponden con antiguas lagunas litorales, donde predominan materiales arcillosos, formadas por la construcción de cordones litorales que las aislaron del mar, por lo cual fueron alimentadas posteriormente por aguas continentales y luego colmatadas por sedimentos. Parte de estos sedimentos ha sido mezclado con los depósitos aportados por el río Neverí, lo cual indica una influencia fluvial, de manera que los mismos pueden considerarse fluvio – marinos, principalmente en los alrededores de la avenida Intercomunal Barcelona – Puerto La Cruz. Las pendientes varían entre 0 y 2 %, constituyendo una topografía plana. La alta concentración urbana no permite inferir problemas erosivos, pero es obvio que se encuentra propenso a inundaciones, fundamentalmente por el exceso de aguas de lluvia, al desbordar los canales artificiales adyacentes. El riesgo potencial es moderado a elevado.

Suelos: Los suelos generalmente son salinos - sódicos, los cuales reflejan la influencia marina. Son arcillosos y profundos. En la actualidad se encuentran totalmente urbanizados.

Geología: Los materiales geológicos predominantes corresponden con sedimentos de edad cuaternaria y de origen fluvial y marino. Desde el punto de vista geotécnico, estos materiales son relativamente inestables.

Clima: La clasificación climática de Holdridge ubica a este sector como un bosque muy seco tropical (bms-T), donde las precipitaciones promedio alcanzan los 600 mm y las temperaturas medias llegan a 26°C.

Drenaje: El drenaje natural es superficial. El drenaje urbano está constituido por un sistema de tuberías de aguas blancas, así como por el de aguas negras.

Vegetación: La cobertura vegetal está conformada por árboles frutales y ornamentales.

1.4.1.3. Barrio Bella Vista

El Barrio Bella Vista se encuentra ubicado geográficamente al Este de la ciudad de Barcelona y pertenece a la Parroquia El Carmen del Municipio Bolívar, sus límites son : al Norte: Tronconal II, al Sur: Barrio El Espejo 2, al Este: Barrio Álvarez Bajares y al oeste z Calle Los Rosales y vía alterna.

Geomorfología: Este sector se encuentra ubicado sobre una planicie litoral, la cual ha estado dominada generalmente por albuferas no funcionales. Estas formas de terreno corresponden con antiguas lagunas litorales, donde predominan materiales arcillosos, formadas por la construcción de cordones litorales que las aislaron del

mar, por lo cual fueron alimentadas posteriormente por aguas continentales y luego colmatadas por sedimentos. Parte de estos sedimentos ha sido mezclado con los depósitos aportados por el río Neverí, lo cual indica una influencia fluvial, de manera que los mismos pueden considerarse fluvio – marinos, principalmente en los alrededores de la avenida Intercomunal Barcelona – Puerto La Cruz. Las pendientes varían entre 0 y 2 %, constituyendo una topografía plana. La alta concentración urbana no permite inferir problemas erosivos, pero es obvio que se encuentra propenso a inundaciones, fundamentalmente por el exceso de aguas de lluvia, al desbordar los canales artificiales adyacentes. El riesgo potencial es moderado a elevado.

Suelos: Los suelos generalmente son salinos - sódicos, los cuales reflejan la influencia marina. Son arcillosos y profundos. En la actualidad se encuentran totalmente urbanizados.

Geología: Los materiales geológicos predominantes corresponden con sedimentos de edad cuaternaria y de origen fluvial y marino. Desde el punto de vista geotécnico, estos materiales son relativamente inestables.

Clima: La clasificación climática de Holdridge ubica a este sector como un bosque muy seco tropical (bms-T), donde las precipitaciones promedio alcanzan los 600 mm y las temperaturas medias llegan a 26°C.

Drenaje: El drenaje natural es superficial. El drenaje urbano está constituido por un sistema de tuberías de aguas blancas, así como por el de aguas negras.

Vegetación: La cobertura vegetal está conformada por árboles frutales y ornamentales

Es importante destacar que en estas zonas no se está cumpliendo con las variables urbanas para la zonificación prevista para el sector (barrio). Estos barrios no cuentan con instalaciones para servicios de electricidad y acueducto, careciendo de instalaciones para la recolección de las aguas servidas.

Las viviendas no cuentan con instalaciones sanitarias adecuadas, y se tiene que recurrir al uso de pozos sépticos y letrinas. Las aguas de uso doméstico (lavado, cocina) son arrojadas a la calle y por consiguiente al canal de alivio cercano a la zona en estudio.

1.4.2. Justificación

En los últimos años, la zona de la ciudad de Barcelona ha registrado un alto índice anual de enfermedades de tipo ambiental, con mayor énfasis en las zonas más populares donde habitan un gran número de personas de bajos recursos, como lo son entre otros los barrios Álvarez Bajares, Bella Vista y Espejo 2, los cuales son objeto de nuestro estudio; En estas zonas se puede observar un alto índice de casos de enfermedad producidas por transmisión hídrica y alimentos (mayores medios de transmisión), siendo esta la principal razón para el establecimiento del diseño de los sistemas de recolección de aguas servidas para los barrios en referencia, seguidamente se presenta un resumen del informe mensual de epidemiología emitido por el Distrito Sanitario IB del Estado Anzoátegui para el mes de diciembre del año 2005.

Tabla. 1.1.Evaluación epidemiológica de la zona**Fuente: Archivo de Historias Médicas AUMBV EP1-A5 DICIEMBRE**

| INFORME MENSUAL DE EPIDEMIOLOGIA | | | | | | | |
|--|---|-----------------------------------|-----|----|----|-----|-------------|
| C.I.S. URBANO TIPO III "BOYACA V" | | | | | | | |
| DISTRITO SANITARIO IB-ESTADO ANZOATEGUI-DICIEMBRE 2005 | | | | | | | |
| CLASIF | | ENFERMEDADES | MES | | | | ACUM ANO |
| | | | P | S | X | P+X | |
| * | I | Transmisión Hídrica y Alimentos | | | | | |
| N.O. | 1 | Colera (A00) | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| N.O. | 2 | Amibiasis | 30 | 4 | 0 | 30 | 350 |
| N.O. | 3 | diarreas, menores de 1 año (A08) | 31 | 5 | 2 | 33 | 616 |
| N.O. | 4 | Diarreas, de 1 a 4 años (A08-A09) | 76 | 9 | 9 | 85 | 831 |
| N.O. | 5 | Diarreas de 5 año o más (A08-A09) | 94 | 14 | 11 | 105 | 1469 |
| | 6 | Giardiasis (A07.1) | 5 | 0 | 0 | 5 | 66 |
| | 7 | Helminiasis | 25 | 0 | 2 | 27 | 424 |
| | 8 | Fiebre Tifoidea (A01.1) | 0 | 0 | 0 | 0 | 2 |
| | 9 | Fiebre Dengue (A90) | 2 | 2 | 0 | 2 | 19 |

1.5. Características Del Sistema De Aguas Servidas Existentes

En este sector en los años ochenta, se comenzó a construir un sistema de Aguas servidas para la zona en estudio, en especial para el sector Espejo 2, el cual limita en su parte nor-oeste con la actual vía alterna, construida entre los años 1986-87, lográndose colocar solo las tuberías en las calle Montes con una longitud de 200 mts aproximadamente, de ahí se une con la calle Venezuela con una longitud de 108 mts, luego baja por la calle oriente con una longitud de 170 mts aproximadamente, en el tramo construido se dejaron varias bocas de visita con una separación aproximadas de 40 metros entre cada una. Actualmente estas bocas son utilizadas por los pobladores del sector como punto de descarga de las aguas negras de sus residencias, las cuales en su mayoría son lanzadas a la calle, lo que trae como consecuencia que constantemente se produzca desbordamiento de las aguas negras,

ya que no existe salida. En cuanto a los otros dos sectores, estos carecen totalmente de un sistema de aguas negras por lo cual genera que las aguas sean lanzadas a la calle y al canal que recoge las aguas de las lluvias que atraviesa estos 3 sectores.

(Fotos del anexo “A”), seguidamente se muestran una tomas fotográficas del momento cuando se estaba realizando la inspecci3n del sistema existente y medici3n de la zona, en la cuales se detalla el estado de las calles y de las tanquillas.



Foto N° 1. 1 Liberacion Tanquilla en la calle -----



Foto N° 1.2 Midiendo nivel de las aguas en la tanquilla en una calle.



Foto N° 1.3 Cruce de calles donde se observa bote aguas negras



Fono N° 1.4 Caceta Sistema bombeo, no terminado, en abandono



Foto N° 1.5 bote aguas negras en la calle

1.6 Condicionantes En El Diseño De Las Cloacas

Al proyectar las cloacas de dichos sectores, el primer aspecto fundamental que se toma en cuenta es las pendientes existentes en las calles, el sentido de las mismas y la imposibilidad de descargar las aguas en las cloacas de los sectores adyacentes, debido a que la diferencia de altura es adversa. Todo esto nos conduce a la elaboración de un sistema de recolección hacia el punto mas bajo, cuyo punto de descarga se indica en una boca de visita entre la calle Montes y la vía Alterna, donde se recogen todas las aguas servidas para la instalación de una estación de bombeo para luego impulsarlas hasta la estación de bombeo mas cercana que se encuentra en la Calle Los Rosales.

El estudio topográfico representa una de las partes más fundamentales de este proyecto, a pesar de poseer poca información altimétrica y la antigua información planimétrica, la cual consistía en levantamientos aerofotogramétricos realizados en 1.998.

En estos levantamientos no se pueden observar algunas modificaciones que ha sufrido el barrio en los últimos años, entre los cuales está el gran número de viviendas que se tiene que dotar con sus cachimbos correspondientes, para esto es necesario el levantamiento de los frentes de todas estas casas para su posterior ubicación en el plano de planta de aguas servidas.

En general, los trabajos topográficos constan de tres poligonales cerradas por todo el borde de los Barrios, Álvarez Bajares, Bella Vista y El Espejo 2. Esta poligonal permite el levantamiento planimétrico y la nivelación taquimétrica.

CAPITULO II

MARCO TEORICO

2.1 Levantamiento Topográfico.

Los levantamientos topográficos realizados con teodolito tienen por objeto, establecer la situación de determinados detalles en a configuración del terreno y señalar o replantar los puntos o alineaciones de longitud y dirección dadas, que han de servir de base para el proyecto de ciertas obras.

El trabajo de campo en los levantamientos con teodolito puede dividirse, en general, en dos grupos:

- Establecimiento de una red de poligonales mediante un sistema de estaciones y alineamientos, llamada red de apoyo.
- La situación, con respecto a la red de apoyo, de todos los detalles del terreno que constituyen el levantamiento.

2.2 Levantamiento Topográfico Para Proyectos De Alcantarillado

Las direcciones de los alineamientos determinados en un levantamiento topográfico, así como las cotas de las estaciones y puntos principales de los mismos, destinados a proyectos de cloacas y drenajes, son muy importantes para el diseño de estos sistemas, ya que el comportamiento hidráulico de sus redes depende fundamentalmente de la topografía del sitio.

El levantamiento topográfico realizado para proyectos de alcantarillado debe cumplir con las tolerancias para poligonales y nivelaciones cerradas establecidas en el artículo 1º, numeral 8.

2.3 Tolerancias

La poligonal de los levantamientos planimétricos y altimétricos fue cerrada y compensados sus errores, los cuales no sobrepasaron las tolerancias que se indican a continuación:

- Error angular admisible (en minutos).

$$E_A = 1.50 \sqrt{n}$$

(Ecuación 2.1)

Siendo n: el número de ángulos de la poligonal.

- Error lineal admisible (en metros).

$$E_L = 0.05 \sqrt{L}$$

(Ecuación 2.2)

Donde L: es la longitud total de todos los lados de la poligonal.

- Error Lineal admisible en Nivelación topográfica (en milímetros).

$$E_N = 12 \sqrt{L}$$

(Ecuación 2.3)

Siendo L: longitud nivelada en Kilómetros.

2.4 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.

El trazado de una poligonal es la operación de establecer las estaciones de la misma y hacer las mediciones necesarias, unas 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.

$$G = (HS - HI) * k$$

(Ecuación 2.4)

Donde:

G= generador en metros (m). HS= lectura del hilo superior (m).

HI= lectura del hilo inferior (m).

k= constante de teodolito (adim).

$$Dh = G * \text{Sen}^2 V$$

(Ecuación 2.5)

Donde:

D_h = distancia horizontal desde teodolito hasta la mira en metros (m).

V = ángulo vertical en grados sexagesimales ($^\circ$).

$$\Delta h = D_h * \text{Cotg } V$$

(Ecuación 2.6)

Donde:

Δh = variación de la altura en metros (m) entre la lectura superior hecha en la mira y el punto de la línea horizontal de D_h .

$$C_n = \text{CPR} + h_i + \Delta h - H_m$$

(Ecuación 2.7)

Donde:

C_n = cota del punto “n” en metros (m).

CPR = cota del punto de referencia o estación en metros (m).

h_i = altura instrumental del teodolito en metros (m) en la estación.

H_m = lectura del hilo medio (m).

2.4.1 Poligonal Abierta.

Esta 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

2.4.2 Poligonal Cerrada.

Es aquella que parte de un punto de coordenadas conocidas y regresa al mismo punto. Estas 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.

2.5 Nivelación.

Es un método que se utiliza para definir las posiciones relativas o absolutas de los puntos sobre la superficie terrestre, proyectadas sobre el plano vertical y que sirve para determinar diferencias de elevación entre puntos de la tierra.

La nivelación ha contribuido en forma muy importante al desarrollo de la civilización, las grandes obras de arquitectura, etc., tanto de la antigüedad como en la vida moderna, son una prueba palpable de ello.

Una vez obtenidas las cotas de los puntos de la nivelación, se procede a corregirlas siempre y cuando el error de cierre sea menor al admisible por la norma [20].

$$= \sum \text{lectura atrás} - \sum \text{lectura adelante}$$

(Ecuación 2.8)

Donde:

e = error de cierre en metros (m).

En las nivelaciones cerradas, las cotas se corrigen por medio de la siguiente expresión:

$$c.n = \frac{e * Ln}{Lt}$$

(Ecuación 2.9)

Donde:

$c.n$ = corrección del punto “n” en metros (m).

e = error de cierre en metros (m).

L_n = longitud desde el punto de partida de la nivelación hasta el punto “n” en metros (m).

L_t = longitud total del recorrido de la nivelación cerrada en metros (m).

$$C.C.n = C.n \pm c.n$$

(Ecuación 2.10)

Donde:

$C.C.n$ = cota corregida del punto “n” en metros (m).

$C.n$ = cota del punto “n” en metros (m).

c.n = corrección del punto “n” en metros (m). Esta corrección se suma si el error de cierre (e) tiene signo negativo y se resta si el signo es positivo.

2.6 Nivelación Directa, Topográfica O Geométrica

Este tipo de nivelación permite determinar directamente las elevaciones o alturas de diversos puntos, midiendo las distancias verticales con referencia a una superficie de nivel cuya altura se conoce, y de esta manera poder determinar la elevación o cota de dichos puntos.

Para este tipo de nivelación los métodos que se utilizan son:

- **Simple**, es aquella nivelación en la cual, desde una misma estación o puestas de aparato, se denominan los desniveles y 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 cambio y son considerados como bancos de nivel momentáneamente para con ellos llegar al punto deseado.
- **Diferencial**, este procedimiento proporciona el desnivel entre dos 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.
- **De perfil**, en esta nivelación además de conocer los valores altimétricos correspondientes valores planimétricos, con relación a un sistema de referencia en ambos casos.

2.7 Punto De Referencia

Las nivelaciones realizadas en el Barrio Álvarez Bajares y Espejo II cuentan con un punto de referencia (BM), localizado en el Puente Boyacá ubicado específicamente en la redoma donde esta el Parque de los Enamorados. Para conocer esta cota se realizo un enlace de nivelación desde el punto R-26 ubicado en la vía Alternativa hasta el BM ya mencionado anteriormente. Las coordenadas fueron suministradas por el Departamento de Topografía del Ministerio de Desarrollo Urbano (MINDUR) del Estado Anzoátegui.

El BM (LNEM – 389A) tiene las siguientes características.

Cota = 4,064 m

N = 1.225.202

E = 317.140.

2.8 Resumen De Conocimientos Previos.

Es necesario recolectar y encausar el agua que ha sido utilizada en el uso doméstico, comercial y recreativo del urbanismo en estudio, sin que se presenten problemas sanitarios.

El diseño de recolección de aguas que se ha de implementar en un futuro en la zona en estudio, se debe realizar analizando los diferentes criterios y cumpliendo con las normas legales establecidas, tratando de optimizar, tanto el funcionamiento hidráulico como el aspecto económico.

2.9 Definiciones Técnicas.

En el diseño de recolección tenemos que conocer una serie de definiciones básicas con respecto al tema en cuestión.

2.10 Cloacas

También se conocen como aguas negras, son todas aquellas aguas que han sido contaminadas por excretas, recolectadas en las viviendas o edificaciones y que son conducidas hacia el exterior de las mismas.

2.11 Aguas Servidas.

Son aquellas que generalmente se emplean para definir las aguas que han sido usadas para fines domésticos como lavado de ropa, fregadero, higiene personal, entre otros. Sin embargo todas estas aguas al ser recolectadas en las viviendas o edificaciones y conducidas al exterior de las mismas reciben la denominación de aguas negras una vez que estas han sido contaminadas con excretas.

2.11.1 Evaluación De Las Aguas Servidas.

El sistema de arrastre por agua del alcantarillado es un procedimiento sencillo y económico de remover de las habitaciones y de la industria, los residuos desagradables a la vista, putrescibles y peligrosos. Sin embargo concentra los peligros y molestias potenciales al término del sistema colector.

Las aguas que contienen excretas o han sido contaminadas se les llaman **“Aguas Negras.”**

2.11.2 Gastos De Proyectos Para El Sistema De Recolección De Aguas Servidas.

Los gastos en un sistema de recolección de aguas servidas son generados en su mayoría por las aguas de desechos provenientes del sistema de acueducto, lo que permite definir los periodos de diseño y la magnitud de descarga. Además se toma en cuenta las Normas en su Artículo 3° Numerales 7 al 12, establecen los siguientes aportes: Aguas negras domiciliarias, Industriales, Comerciales, Institucionales y de infiltración.

$$Q_{diseño} = Q_{AS} + Q_{ind} + Q_{com} + Q_{inst} + Q_{inf} \quad (\text{Ecuación 2.11})$$

Donde; $Q_{A.S}$ = Caudal de Aguas Domiciliarias

Q_{ind} = Caudal proveniente de las Industrias

$Q_{com.}$ = Caudal proveniente del Comercio

Q_{inst} = Caudal proveniente de Instituciones Educativas

Q_{inf} = Caudal proveniente de las Infiltraciones.

2.11.2.1 Cálculo Del Gasto De Las Aguas Servidas Domiciliarias.

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

$$Q_{\max} = Q_{\text{med}} \times K \times R$$

(Ecuación .2.12)

Donde; Q_{\max} = Caudal Máximo de Aguas Servidas

Q_{med} = Caudal Medio de Aguas Blancas

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

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

El valor de K puede obtenerse por la fórmula de HARMON: (6)

$$K = 1 + \frac{14}{\sqrt{P}}$$

(Ecuación .2.13)

Donde; P = Población expresada en miles de habitantes.

2.11.2.2 Caudal Proveniente De Las Industrias.

La normativa legal establece que las aguas residuales industriales se empotrarán al sistema de alcantarillados, debiendo satisfacer los requerimientos I.N.O.S, en cuanto a los afluentes y además estar de acuerdo con lo especificado en la Ley Orgánica del Ambiente Capítulo III Artículo 8”

(Artículo 3.9 de las Normas Generales para el Proyecto de Alcantarillado, Gaceta Oficial N° 5318, extraordinaria del 6 de abril de 1999)

2.11.2.3 Caudal Proveniente Del Comercio.

La contribución comercial en las aguas servidas se estimará en l/s/ha bruta, basado en el estudio de los aportes de zonas comerciales ya desarrolladas en otras localidades, y en las dotaciones de agua que se asignan al respecto con base a las Normas Sanitarias del Ministerio de Sanidad y Asistencia Social.

(Artículo.3.10. de las Normas Generales para el Proyecto de Alcantarillado, Gaceta Oficial N° 5318, extraordinaria del 6 de abril de 1999) Para el calculo se deberá aplicar en este último caso el coeficiente de gasto de reingreso ya indicado”. Los valores de K se muestran en la tabla 2.1.

Tabla 2.1. Coeficiente K en función de la Población.

| Descripción | K |
|---------------------------------|------|
| Hasta 20.000 habitantes | 3,00 |
| De 20.001 a 75.000 habitantes | 2,25 |
| De 75.001 a 200.000 habitantes | 2,00 |
| De 200.001 a 500.000 habitantes | 1,60 |
| Mayor de 500.000 | 1,50 |

Fuente: Cloacas y Drenaje Teoría y Diseño “Simón Arocha R”.

2.11.2.4 Caudal Proveniente De Instituciones.

Estas aguas servidas, generalmente son de origen doméstico provenientes de Hospitales, Cárceles, cuarteles, Escuelas y otros. Su estimación se realizará en base a las dotaciones de agua que se fijan al respecto de las normas Sanitarias del Ministerio de Sanidad y Asistencia Social, aplicándose el coeficiente de gasto de reingreso indicado.(3.11 de las Normas Generales para el Proyecto de Alcantarillado, Gaceta Oficial N° 5318, extraordinaria del 6 de abril de 1999))

$$Q_{instit} = Q_{instit} * K * R$$

(Ecuación .2.14)

2.11.2.5 Caudal Proveniente De Las Infiltraciones.

El gasto máximo de infiltración a considerar en un sistema de alcantarillado de aguas servidas, será 20.000 l/día/Km. En el cálculo del aporte de las aguas de infiltración, se considerará la longitud total de los colectores del sistema, así como la longitud de los colectores del sistema, así como la longitud de los empotramientos correspondientes, comprendida entre el límite del frente de la parcela y el eje del colector.(3.12 de las Normas Generales para el Proyecto de Alcantarillado, Gaceta Oficial N° 5318, extraordinaria del 6 de abril de 1999)

$$Q_{inf} = \frac{2000 \text{ Lts/Km dia} * (\text{longcolector} + \text{longEmpotramiento})}{86400 \text{ seg}}$$

(Ecuación 2.16)

2.12 Caudal Unitario.

Una vez calculados los gastos unitarios correspondientes a los distintos aportes de las aguas servidas, la suma de las mismas se multiplica por un coeficiente **C** para obtener el gasto unitario de cálculo de aguas servidas. Dicho coeficiente (varía entre 1 y 2) será menor a medida que haya mayor control durante la construcción del sistema, así como también a medida que el área de desarrollo sea mayor".(3.13 de las Normas Generales para el Proyecto de Alcantarillado, Gaceta Oficial N° 5318, extraordinaria del 6 de abril de 1999)

Simbólicamente se expresa así:

$$Q_{unit} = \frac{Q_{diseño}}{ÁreaTotal}$$

(Ecuación .2.16)

2.13 Periodo De Diseño.

Es el tiempo para el cual el sistema es eficiente 100 % ya sea por capacidad de componentes o por la vida útil del material utilizado. Se recomiendan los siguientes periodos de diseño:

- ✓ Colectores principales y emisarios: 40 a 50 años.
- ✓ Colectores secundarios: mínimo 25 años.
- ✓ Plantas de tratamiento: se debe desarrollar por etapas, cada una para 10 a 25 años.
- ✓ Estaciones de bombeo: 10 a 15 años.

Fuente: Normas Generales para el Proyecto de Alcantarillado, Gaceta Oficial N° 5318, extraordinaria del 6 de abril de 1999.

2.14 Factores Determinantes Del Periodo De Diseño.

El periodo de diseño se trabaja en función a:

- ✓ Tendencia de crecimiento de la población.
- ✓ Facilidades de construcción y posibilidades de ampliaciones o sustituciones.
- ✓ Durabilidad o vida útil de la instalación.
- ✓ Posibilidades de financiamiento y rata de interés. (7)

2.15 Población Futura.

Se calcula tomando en cuenta como referencia, los datos obtenidos por los censos, los cuales pueden ser suministrados por la OCEI (Oficina Central Estadísticas

e Informática), así como también los determinados por la dirección de planeamiento del Ministerio del Desarrollo Urbano (MINDUR). Se debe tener en cuenta las densidades de población y usos determinadas por el plan de Ordenamiento Urbano vigente.

2.15.1 Métodos De Estimación De La Población Futura.

Existen varios métodos para realizar estimaciones de población, pero la metodología mas adecuada requiere de diversos criterios y conocimientos del lugar, tales como: densidad de saturación, tendencias económicas, polos de desarrollos, etc; es decir, todo lo que se considere de gran peso a la hora de estimar la población de diseño.

2.15.2 Método De Comparación Gráfica.

Consiste en comparar gráficamente la población en estudio con otras tres poblaciones del país con determinadas características. Este método supone que la población estudiada tendrá una tendencia de crecimiento similar al promedio del crecimiento de las otras tres, después de que se haya sobrepasado el límite de la población base. Se trabaja entonces con poblaciones de las siguientes características.

Población A: Ciudad estudiada.

Población B: Ciudad de la región, similar en desarrollo, clima y tamaño.

Población C: Ciudad de la misma región, similar en desarrollo y clima pero de un número relativamente mayor de habitantes que la población A.

Población D: Ciudad de otra región del país pero de mayor población que la población A.

No se deben tomar en cuenta ciudades que, por sus características especiales, no sean representativas del crecimiento de la región en donde se encuentra la población A. [3]

2.15.3 Método De Crecimiento Lineal.

Consiste básicamente, en agregar a la población actual de último censo un número fijo de habitantes para cada período en el futuro; obteniéndose una línea recta al hacer la representación gráfica; es decir, si el aumento de la población es constante e independiente del tamaño de esta, el crecimiento es lineal. Este método es completamente teórico y rara vez se da el caso de que una población presente este tipo de crecimiento. Sin embargo, se aplica a pequeñas comunidades, en especial a localidades rurales y a ciudades grandes con crecimiento muy estabilizado, que posean áreas de extensión futura casi nulas. [3]

La ecuación de la población viene dada por:

$$Pf = Puc + Ka (Tf - Tuc)$$

(Ecuación .2.17)

y,

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

(Ecuación .2.18)

Donde:

Pf = Población proyectada.

Puc = Población del último censo.

Ka = Pendiente de la recta.

Tf = Año de la proyección

Tuc = Año del ultimo censo.

Pci = Población censo inicial.

2.15.4 Método De Crecimiento Geométrico

El crecimiento será geométrico si el aumento de la población es proporcional al tamaño de esta. En este caso el patrón de crecimiento es el mismo que el de interés compuesto, el cual se expresa: [3]

$$Pf = Puc(1 + r)^{Tf - Tuc}$$

(Ecuación .2.19)

y,

$$r = \left[\left(\frac{Puc}{Pci} \right)^{\frac{1}{Tuc - Tci}} - 1 \right]$$

(Ecuación 2.20)

Donde:

r = Tasa de crecimiento anual.

2.15.5 Método De Crecimiento Logarítmico.

Éste se presenta cuando el crecimiento de la población es de tipo exponencial. La población se proyecta a partir de la siguiente ecuación logarítmica:

$$\boxed{LnP_f = LnP_{ci} + K_g(T_f - T_{ci})} \quad (\text{Ecuación 2.21})$$

Y,

$$\boxed{K_g = \frac{LnP_f - LnP_c}{T_f - T_{ci}}} \quad (\text{Ecuación 2.22})$$

Donde:

K_g = tasa de crecimiento logarítmico.

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

2.16 Gasto De Diseño Por Tramo (Q_r).

Mediante la ecuación de continuidad $Q = V \times A$ conocidas las velocidades de flujo y el área mojada para cualquier tirante se puede encontrar el gasto o caudal correspondiente y su relación a sección plena. Esto permite múltiples usos y determinaciones gráficas. Así llamando Q_r la capacidad de diseño de un colector cualquiera, se tiene que el resultado será el producto de la multiplicación del caudal unitario por el área del tramo.

$$Q_r = Q_{unitario} * A_{tramo}$$

(Ecuación 2.23)

Donde:

V_r = Velocidad de diseño

A_{Tramo} = Área del tramo

2.17 Sistema De Recolección De Aguas Servidas.

Se entenderá por sistema de recolección de aguas servidas, un conjunto de elementos y estructuras destinadas a captar, conducir y disponer de estos fluidos evitando de esta manera que se originen problemas de tipo sanitarios.

2.18 Elección Del Tipo De Sistema.

Principalmente existen tres tipos de sistemas de recolección, de las aguas negras o servidas y de las aguas de lluvia.

2.18.1 Sistema Único: Cuando en una zona urbanizada se recogen conjuntamente las aguas negras y de lluvia en un mismo canal, se diseñan y construyen colectores que denominamos sistema único, y pueden ser mixtos o separados.

2.18.2 Sistema Mixto: Cuando en una zona urbanizada se recogen las aguas negras y parte de las aguas de lluvias, se diseñan y construyen colectores que denominados sistema mixto, el cual, debe ser capaz de recibir los aportes de las aguas de lluvias y las aguas negras, descargadas directamente desde las edificaciones más retiradas o comienzo de red, hasta el último punto de recolección.

2.18.3 Sistema Separado: Un sistema separado contempla una red cloacal para conducir las aguas negras y otra red de tuberías que, conjuntamente con las estructuras especiales de recolección, conducirán exclusivamente aguas de lluvias, constituyendo así el alcantarillado de aguas pluviales. Este sistema supone que, también las edificaciones recogen separadamente sus aguas: descargando a la calle las aguas de lluvia, donde serán recogidas en sumideros y enviadas a la red de colectores pluviales hasta un cauce natural, y por otra parte, conduciendo a las aguas negras o servidas hasta la tanquilla de empotramiento de la edificación para incorporarlas al sistema cloacal.

(Artículo 2.2. Normas Generales para el Proyecto de Alcantarillado, Gaceta Oficial N° 5318, extraordinaria del 6 de abril de 1999), el cual establece :

“Se deberá adoptar el sistema separado, el cual tiene la ventaja de evitar problemas de contaminación asociados con la descarga de aguas negras no tratadas en los cuerpos de agua”.

2.19 Componentes Del Sistema.

Consideremos primeramente una red de colectores de aguas negras de un sistema separado.

Una red de alcantarillados de aguas negras está constituida por:

2.19.1 Ramal de Empotramiento: Se le conoce a la tubería que partiendo de la tanquilla en el borde de la acera va al colector cloacal que se encuentra en la calle y pasa lo más cerca de la vivienda. Este ramal de empotramiento tendrá un diámetro de acuerdo al gasto correspondiente de la edificación que sirve,

pero en ningún caso dicho empotramiento debe ser inferior a 150mm de diámetro (6”), siendo el 1% la pendiente mínima aconsejable.

2.19.2 Tanquillas de Empotramiento: Su función es la de conectar la descarga que proviene de la parcela con la tubería que va al colector. Normalmente se ubica debajo de la acera, preferiblemente en el punto más bajo de la parcela. Generalmente se construye con tubería de concreto, cuyo diámetro mínimo es de 250mm (10”), incrementándose este de acuerdo a la dotación.

2.19.3 Bocas de Visita: Son estructuras de concreto generalmente compuestas de un cono excéntrico, cilindro y base que permite el acceso a los colectores cloacales y cuya ubicación, tipo y características están señaladas en el Capítulo III Artículo 3^o Numeral 36 de las Normas Generales para el Proyecto de Alcantarillado publicado en la Gaceta Oficial N° 5.318. Extraordinaria del 6 de abril de 1999. Su selección depende del diámetro y profundidad de los colectores que se conecten a ella.

2.19.3.1 Ubicación.

En todas las intersecciones de colectores existentes, en el comienzo de todo colector, en los tramos rectos de los colectores hasta una distancia máxima entre ellos de 150 m, en todo cambio de dirección, pendiente, diámetro y material y en los colectores alineados en curva al comienzo y fin de la misma a una distancia no mayor de 30 m entre ellas.

2.19.3.2 Utilización

◆ Boca de Visita tipo Ia:

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

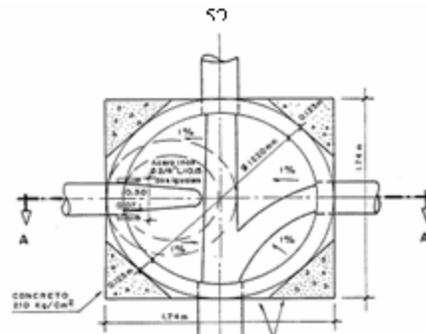


Figura 2.3 Planta Boca de Visita Tipo Ia

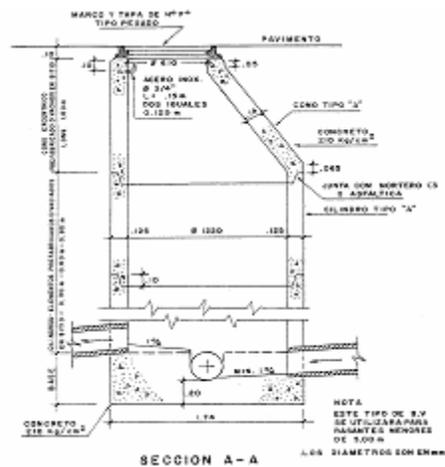


Figura 2.4 Boca de Visita Tipo Ia

◆ **Boca de Visita tipo Ib:**

Se utiliza en profundidades mayores de 5 m. con respecto a la rasante del colector más profundo. Ver figura 2.5.

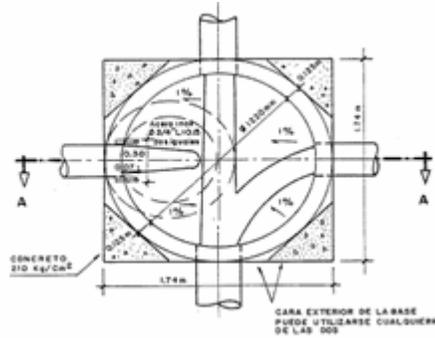


Figura 2.5 Planta Boca de Visita Tipo Ib

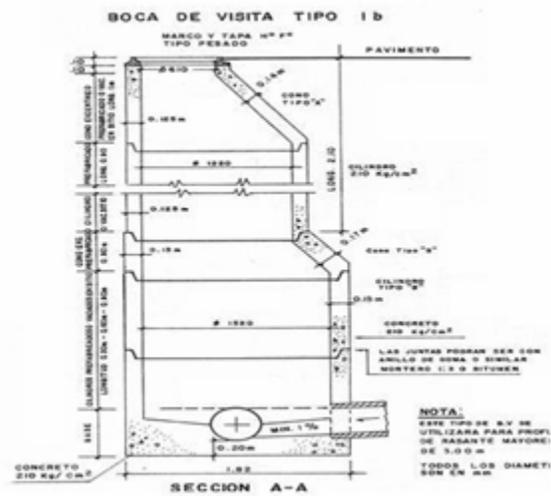


Figura 2.6 Boca de Visita tipo Ib.

* **Boca de Visita tipo II:**

Se utilizará en los casos en que el lomo de la tubería menos enterrada esté a una profundidad igual o menor de 1,15 m. y a una distancia máxima de 50 m. entre bocas de visita en colectores hasta 53 cm. de diámetro. Ver figura

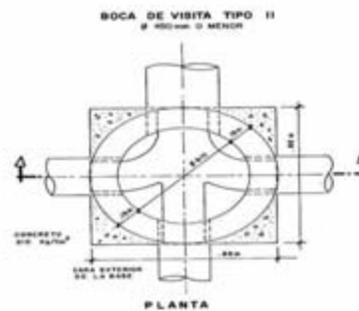


Figura 2.7 Boca de Visita Tipo II

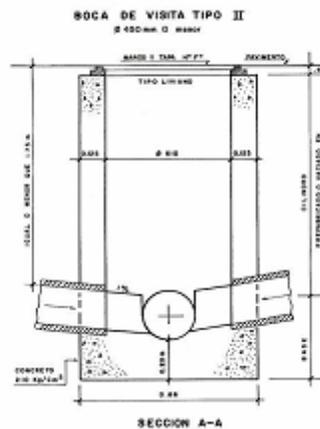


Figura 2.8 Boca de Visita Tipo II

* **Boca de Visita tipo III:**

Se utilizará para diámetros de colectores de 0,53 m. a 1,07 m. cuando no se pueda usar la boca de visita de tipo Ia.

*** Boca de Visita tipo IVa:**

Se utilizará para diámetros de colectores de diámetros igual o mayor de 1,22 m. (48") y profundidades hasta 5 m.

*** Boca de Visita Tipo IVb:**

Se utilizará para diámetros de colectores de diámetros igual o mayor de 1,22 m. (48") y profundidades mayores de 5 m.

2.19.3.3 Caída en Boca de Visita.

Se utilizaran cuando en una boca de visita, la diferencia de cotas, entre las rasantes del colector de llegada y la rasante del colector de descarga es de 0,75 metros como mínimo, para un diámetro de colector de llegada de 20 cm. Estas deberán proyectarse para evitar que queden gases atrapados dentro de la boca de visita [10].

2.20 Disposición De Aguas Servidas

Acción de dar destino conveniente a las aguas servidas por algún método. Puede hacerse con o sin tratamiento previo de esta agua.

2.21 Disposición Final De Las Aguas Servidas

2.21.1 Tanque Séptico: Instalación de Tratamiento Primario utilizado en lugares donde no hay alcantarillado, que resuelve satisfactoriamente el problema de eliminación de pequeños volúmenes de aguas servidas.

2.21.2 Lagunas de Oxidación: Son embalses de agua servida que ocupan una gran superficie de terreno, por lo que se emplean por ser la menos costosa. El agua servida así dispuesta se oxigena mediante aireadores superficiales o difusores sumergidos para generar oxidación bacteriana.

2.21.3 Planta de Tratamiento: Es una Planta de Tratamiento de Aguas Residuales, que recoge el agua residual de una comunidad o de una industria y, después de una serie de tratamientos y procesos, la devuelve a un cuerpo receptor (río, embalse, alcantarillado).

2.22 Colector

Un colector principal se define como una sucesión de tramos de cloacas, que partiendo de la boca de visita del emisario y, en sentido contrario al flujo sigue la ruta de los gastos mayores. 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.

Se denomina colector secundario aquellos colectores de aguas negras que reciben los aportes de éstas aguas provenientes de pequeñas áreas o de varios tramos laterales y descargando en el colector principal.

2.22.1 Capacidad de un Colector

Es el volumen de aguas residuales que puede transportar un colector en cierto intervalo de tiempo a sección llena, manteniendo el flujo dentro del mismo por gravedad. La capacidad o caudal a sección plena de un colector se puede calcular utilizando la ecuación de continuidad [9].

$$Q_c = V_c * A_c$$

(Ecuación 2.24)

Donde:

Q_c = capacidad del colector en m^3/s .

V_c = velocidad a sección llena en m/s .

A_c = área de la sección transversal del colector en m^2 . Ésta, generalmente, es el área circular.

Un colector trabaja a sección plena cuando el tirante de agua, es decir, la profundidad del nivel del agua dentro de la sección, es igual al diámetro de éste.

$$H = D$$

(Ecuación 2.25)

Donde:

H = tirante de agua en m.

D = diámetro de la sección del colector en m.

En muchos casos es necesario estimar la velocidad y el tirante de agua cuando el colector esta parcialmente lleno. Éstos pueden determinarse utilizando las relaciones hidráulicas entre los elementos a sección plena y a otras profundidades dentro del conducto circular a través de la tabla D.1 del anexo D.

2.22.2 Tramo

Es la longitud del colector comprendida entre dos bocas de visitas, está formado por un conjunto de tuberías conectadas entre sí a través de sus juntas.

2.22.3 Red de Colectores

La red está constituida por todo el conjunto de tramos; y en ella podemos definir un colector principal el cual recibe un aporte de una serie de colectores secundarios que de acuerdo a la topografía, sirven a diversos sectores de la zona urbanizada.

2.22.3 Ubicación de Los Colectores.

Los colectores se proyectarán para ser construidos siguiendo el eje de las calles, a menos que hubiese razones especiales para ubicarlos a un lado. Los colectores se proyectan de manera que todas los ramales, incluyendo los empotramientos en el caso de las aguas servidas pasen por las tuberías de acueducto existentes o futuras, dejando como mínimo una luz libre de 0.20 m entre los conductos-

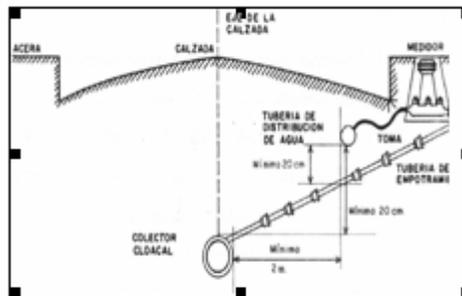


Figura 2.9 Ubicación del Colector. Fuente (8)

22.5 Profundidad Mínima de Los Colectores.

Para determinar la profundidad a la cual se va a colocar la tubería, se debe tener en cuenta ciertos factores que la limitan, se encuentran en el Artículo 3 Numeral 19

de las Normas Generales para el Proyecto de Alcantarillado, Gaceta Oficial N° 5318, extraordinaria del 6 de abril de 1999

2.22.5.1 Profundidad mínima: El lomo de los colectores estará a una profundidad mínima de 1,15 m, determinada por la ubicación de la tubería del acueducto de la localidad. En casos muy especiales debidamente justificados, podrá admitirse una profundidad menor a la indicada, debiéndose tomar las precauciones necesarias, a fin de asegurar la integridad de los colectores y evitar la contaminación del acueducto (Art. 3.19 de las Normas Generales para el Proyecto de Alcantarillado, Gaceta Oficial N° 5318, extraordinaria del 6 de abril de 1999).

2.22.5.2 Punto de descarga: El punto de descarga determina la profundidad mínima requerida del colector para llegar por gravedad, en caso contrario se debe analizar el caso de colocar una estación de bombeo.

2.22.5.3 Intersección con otros colectores: Es importante tener en cuenta los posibles cruces con otros colectores, tanto existentes como proyectados, ya sean de cloacas o de drenajes, lo cual implica subir o bajar la profundidad del colector para evitar tales cruces.

2.22.6 Profundidad Máxima de Los Colectores

Se deben evitar profundidades mayores de 3 o 4 m, especialmente en suelos inestables, ya que esto aumentaría el costo de excavación.

2.22.7 Diámetro Mínimo

El diámetro mínimo de los colectores para un sistema de alcantarillado de aguas servidas será de $\varnothing 0,20$ m (8").(6)

2.22.8 Velocidad Mínima.

La velocidad mínima a sección llena en colectores de alcantarillados de aguas servidas, será de 0,60 l/s. Esta velocidad está limitada a fin de evitar la sedimentación de las partículas en suspensión que lleva el agua.

2.22.9 Velocidad Máxima

La velocidad máxima a sección llena en colectores de alcantarillado, dependerá del material a emplear en los mismos. (Art.24 de la gaceta oficial 5.318). La velocidad tiene una importancia especial, toda vez que debe producir el arrastre o acarreo de los sólidos, para que no se produzca sedimentación a lo largo de los colectores.

Tabla 2.2. Velocidades Límites
Fuente: Gaceta Oficial 4.013 (1989)

| <i>Material de la Tubería</i> | Velocidad Límite (m/s) |
|---------------------------------|-------------------------------|
| a.- Concreto | |
| Rcc 28 x 210 kg/cm ³ | 5,00 |
| Rcc 28 x 280 kg/cm ³ | 6,00 |
| Rcc 28 x 350 kg/cm ³ | 7,50 |
| Rcc 28 x 420 kg/cm ³ | 9,50 |
| b.- Arcilla Vitrificada | 6,00 |
| c.- Asbesto-Cemento. | 4,50 |
| d.- P.V.C. | 4,50 |
| e.- Hierro Fundido, Acero | Sin Límite |

La velocidad del agua residual dentro de un colector se puede determinar a través de la ecuación proveniente de la formula de Chezy-Manning por medio de la siguiente expresión [9].

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

(Ecuación 2.26)

Donde:

V = velocidad media en m/s.

n = coeficiente de rugosidad (Ver sección 2.17.1.3).

R = radio hidráulico en m.

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

$$R = \frac{A'}{P}$$

Donde:

A' = área mojada de la sección del colector en m^2 .

P = perímetro mojado de la sección del colector en m.

La velocidad a sección llena (V_c) se determina por la ecuación de Chezy, siendo el radio hidráulica, para conductos circulares a sección llena, el calculado a través de la siguiente ecuación:

$$R_c = \frac{D}{4}$$

(Ecuación 2.28)

Donde:

R_c = radio hidráulico a sección plena.

2.22.10 Pendientes Mínimas y Máximas

Las pendientes mínimas y máximas de un sistema de alcantarillado, estarán determinadas por las velocidades mínimas y máximas admisibles a sección plena.

Existen dos factores primordiales que privan para la selección de una pendiente para un colector cloacal:

- ✓ Economía en la excavación.
- ✓ La velocidad de flujo por limitaciones tanto inferior como superior.

2.23 Colocación De Tubería

Las tuberías deberán estar enterradas para protegerlas de agentes exteriores y para que no obstaculice el tránsito en las vías.

Las cargas a las cuales están sometidos los colectores enterrados, son principalmente de dos tipos:

- ✓ **La fuerza de gravedad del terraplén**
- ✓ **Las cargas móviles ocasionadas por el tráfico de vehículos sobre la vía.**

2.23.1 Material De Las Tuberías

Una vez finalizado el diseño en planta del sistema de colectores, antes de proceder al calculo hidráulico, es necesario seleccionar el material de tubería mas conveniente entre las que se encuentran disponibles en el mercado y principalmente de acuerdo a las características del liquido a transportar y a las características del suelo en el cual van a ser enterradas las tuberías.

Entre las tuberías comúnmente usadas se encuentran:

Tabla 2.3 Coeficientes de Rugosidad

| Material de la Tubería | "n" |
|--|-------|
| a) Colectores cerrados Prefabricados | |
| P.V.C. | 0,012 |
| P.E.A.D. | 0,012 |
| Fiberglass | 0,012 |
| Hierro Fundido | 0,012 |
| Hierro Fundido Dúctil | 0,012 |
| Arcilla Vitrificada | 0,013 |
| Concreto ($\phi > 61$ cm. (24")) | 0,013 |
| Concreto ($\phi < 53$ cm. (21")) | 0,015 |
| b) Colectores cerrados vaciados en sitio | |
| Concreto | 0,014 |
| c) Canales | |
| Revestimiento de Asfalto | 0,015 |
| Revestimiento de Concreto | 0,015 |

2.24 Cotas De Los Colectores En Las Bocas De Visita.

Los colectores dentro de las bocas de visitas deben ser enrasados por los lomos en el centro de las mismas para garantizar la estabilidad del flujo.

La estabilidad del flujo se puede lograr si se determina el valor de la transición o escalón dentro de la boca de visita por medio de la presente ecuación [9]:

$$hr = (H_2 - H_1) + (K + 1) * \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right) + Kc * \frac{Vm^2}{2g} \quad (\text{Ecuación 2.29})$$

Donde:

hr = diferencia de elevaciones entre rasantes o escalón en m.

H₂ = tirante de agua del tramo de salida a la boca de visita en m.

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

K = factor que depende del tipo de régimen hidráulico (adim).

$K = 0.1$ si el régimen es acelerado.

$K = 0.2$ si el régimen es retardado.

V_2 = velocidad real del tramo de salida a la boca de visita en m/s.

V_1 = velocidad real del tramo de entrada a la boca de visita en m/s.

g = aceleración de la gravedad en m/s^2 .

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

V_m = mayor de las velocidades en la transacción en m/s.

$$K_c = 0.25 \sqrt{\frac{\alpha}{90^\circ}}$$

(Ecuación 2.30)

Donde:

α = ángulo de deflexión entre tramos de colectores en grados ($^\circ$).

2.24.1 Ancho De Zanja.

El ancho de la zanja donde se colocarán los colectores depende del diámetro de los mismos y si la zanja será con o sin entibado. Para colectores de 8" de diámetro el ancho de zanja debe ser de 60 cm. sin entibado y de 100 cm. con entibado; para colectores de 10" de diámetro, el ancho de la zanja con entibado y sin entibado, debe ser de 70 y 100 cm. Respectivamente Mediante la aplicación de los principios de la mecánica de suelos se determinó que las cargas que descansan sobre los colectores enterrados están influenciados por:

- ✓ El asentamiento del suelo colocado sobre el conducto.
- ✓ El asentamiento del suelo colocado a los lados.

- ✓ El ancho de la zanja.
- ✓ La relación entre la altura del relleno y el ancho de la zanja.
- ✓ La clase del material del lecho.
- ✓ El grado de apisonamiento del terraplén y la Flexibilidad del conducto.

El factor mas importante que interviene en la distribución de esfuerzos es el ancho de la zanja de colocación, por lo tanto, las Normas del INOS presentan unos valores aconsejables para cada diámetro del colector.

La Norma e Instructivos para el proyecto de Alcantarillados del Instituto Nacional de Obras Sanitarias 1.989 estableció el ancho permitido de la zanja según el diámetro y si, la zanja es con entibado o no. Para facilitar el uso de esta, se presenta a continuación la tabla N° 2.4.

**TABLA 2.4. ANCHOS DE ZANJA
DEPENDIENDO DEL DIÁMETRO**

| DIÁMETRO | | ZANJA | ZANJA |
|----------|-------|--------------------|--------------------|
| Mm. | Pulg. | Sin entibado (cm.) | Con entibado (cm.) |
| 100 | 4 | 60 | 90 |
| 150 | 6 | 60 | 90 |
| 200 | 8 | 60 | 100 |
| 250 | 10 | 70 | 100 |
| 300 | 12 | 80 | 100 |
| 380 | 15 | 90 | 120 |
| 450 | 18 | 100 | 120 |
| 500 | 21 | 110 | 130 |
| 600 | 24 | 120 | 140 |
| 700 | 27 | 130 | 150 |
| 750 | 30 | 140 | 160 |
| 800 | 33 | 150 | 170 |
| 900 | 36 | 165 | 190 |

2.24.2 Tipos De Apoyos De Colectores

La capacidad de soportar carga de un conducto, depende de su resistencia en el ensayo de los tres filos, de la distribución de carga, del tipo de apoyo y de relleno.

De acuerdo a las Normas Generales para el Proyecto de Alcantarillados, publicado en la Gaceta Oficial de la Republica de Venezuela N° 5318 Extraordinaria del 6 de abril de 1999, se puede utilizar tres tipos de apoyo, los cuales se denominan A, B y C. La figura 2.6 muestra los tres tipos mayormente utilizados en las normas vigentes.

Se debe tener en cuenta que un tramo de colector, el apoyo debe ser el mismo a lo largo de este tramo. Para la selección del tipo de apoyo de debe colocar el que tenga mayor factor de carga para las dos profundidades del tramo, esto es para evitar que se produzcan esfuerzos cortantes en la tubería y posteriormente la ruptura de la misma [9].

2.24.2.1 Apoyo Tipo A

El tubo se apoya en un lecho de concreto armado o sin armar de un espesor mínimo de $\frac{1}{4}$ del diámetro exterior. El lecho tiene un ancho igual al diámetro del tubo más 20 cm. El relleno sobre el lecho hasta 30 cm. sobre la cresta del tubo debe compactarse cuidadosamente. El factor de carga para este tipo de apoyo tipo A es de 2.2 para concreto sin armar con relleno ligeramente compactado; 2.8 para el mismo concreto pero con relleno cuidadosamente compactado y 3.4 para concreto armado.

2.24.2.2 Apoyo Tipo B (Apoyo Conformado Con Relleno Compactado)

El fondo de la zanja se conforma para que presente una superficie cilíndrica de 5 cm. mayor (como mínimo) que el diámetro exterior del tubo y un ancho suficiente para permitir que $6/10$ del diámetro exterior del tubo se apoye en el relleno granular fino colocado en la excavación conformada. Se hará un relleno cuidadosamente compactado a los lados del tubo y hasta una altura no menor de 30 cm. sobre la cresta del mismo.

El relleno granular fino a utilizar será el que pase por el cedazo N° 4. el factor de carga para este apoyo tipo B es 1.9. En la figura 2.10 se observa el apoyo tipo B

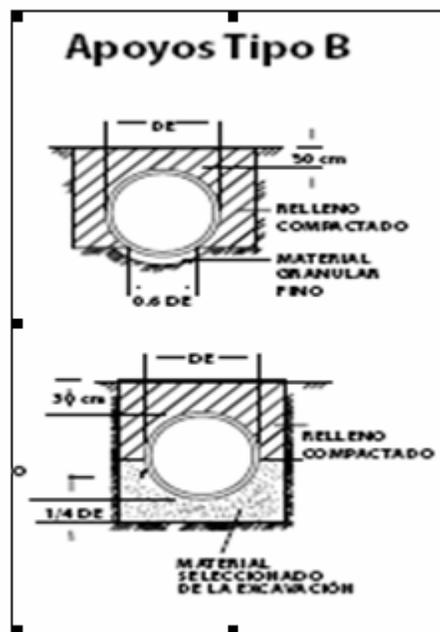
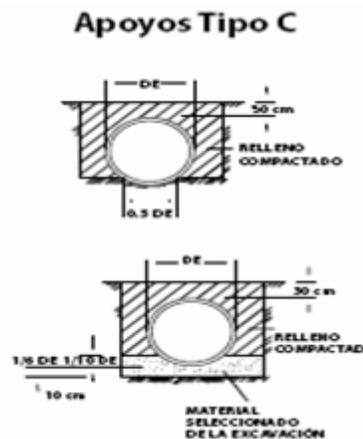


Figura 2.10. Apoyo tipo B

2.24.2.3 Apoyo tipo C.

El tubo se apoya con cuidado en una fundación de tierra formada en el fondo de la zanja por medio de una excavación conformada, la cual ajustara el cuerpo del tubo con razonable precisión, en un ancho mínimo de 50 por 100 del diámetro exterior del tubo. Los laterales y el área sobre el tubo hasta una profundidad de 15 cm., sobre la cresta del mismo se rellena con material ligeramente compactado. El factor de carga para este tipo de apoyo es 1.5. En la figura 2.11 se observa el apoyo tipo C. [8].



2.24.3 Deformación De Las Tuberías Por Carga Externas.

La considerable profundidad a la cual se entierran las tuberías de alcantarillado constituyen el principal factor que influye en la magnitud de las deflexiones de la tubería y por lo tanto, en las especificaciones de su instalación. Adicionalmente, el comportamiento del tubo depende del tipo de material de relleno y de su grado de compactación, así como de la rigidez de la tubería.

Tales deflexiones deben ser controladas y fijadas en un máximo, de acuerdo con las condiciones de la zanja y materiales de relleno.

Las normas de la Asociación Americana de Tuberías Plásticas UNIBEL, recomiendan valores de deflexión no mayores al 7,5 % del diámetro del tubo, con la cual se ha probado que las tuberías trabajan en forma apropiada.

Las tuberías de **PVC**, sometidas a cargas externas de compresión, pueden soportar considerables deformaciones por aplastamiento, sin afectar su capacidad de resistencia. Esta propiedad clasifica como flexibles a las tuberías de **PVC**. Por definición son tuberías flexibles aquellas que permiten una deformación superior al 3%, mientras que las tuberías rígidas son aquellas que no permiten más de 1 % sin presentar fractura.

Las tuberías de **PVC** superan con amplitud el límite mínimo de deformación de las tuberías flexibles (3%), hasta el extremo de lograr aplastamientos del 100% (contacto de paredes internas) sin que se produzca fractura. Claro esta que parte de esta deformación es elástica (reversible) y parte es plástica (irreversible).

Las diferencias básicas entre tuberías rígidas y flexibles se pueden resumir así:

En un tubo rígido las cargas externas se concentran directamente arriba y abajo de este, produciendo un esfuerzo de aplastamiento que debe soportar la estructura de la tubería. En las tuberías flexibles, como las de PVC, no ocurre esto, sino que la carga es uniformemente distribuida alrededor de su circunferencia.

Parte de la carga transmitida por el relleno a la tubería flexible es transferida transversalmente al material que la recubre, dependiendo del modulo de elasticidad del material de la tubería, del tipo de apoyo que a esta se le de, de la clase de material

y localidad de compactación del relleno de la zanja. Así, conforme va deformándose el tubo flexible, la carga es transferida al terreno en reacciones horizontales radiales.

Las cargas externas que actúan sobre un tubo enterrado se pueden clasificar en:

2.25 Cargas Muertas.

Provenientes del peso del material de relleno sobre la tubería y sus alrededores. La magnitud de estas cargas es proporcional a la densidad del relleno, al ancho de la zanja y a la profundidad a la cual se instala la tubería.

2.26 Cargas Viva

Provenientes del tráfico y que son transmitidas a través del material de relleno sobre el tubo.

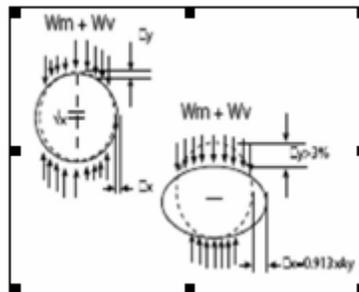


Figura 2.12 Deflexiones en tuberías flexibles.

Fuente: Manual Técnico. Sistema de Tubería y
Accesorio Alcantarillado, junta Mecánica PAVCO

El cálculo de las deflexiones en tuberías flexibles, fue desarrollado en la teoría de los Ing. MARSTON Y SPANGLER. Esta teoría es ampliamente utilizada hoy día

y es recomendada por instituciones normativas como ASTM (American Society for Testing and Materials) y AWWA (American Water Works Association).

Ecuación de SPANGLER, ASTM D 2412

$$\Delta Y = \frac{Df * K (Wm + Wv)}{2 * E} + \frac{0.06 Es}{3 (RD - 1)^3}$$

(Ecuación 2.31)

Donde:

E = Modulo de elasticidad del material de la tubería.

EPvc = 2,81 x 104 kglcm²

RD = Relación diámetro espesor (adimensional).

E = Espesor de la tubería en cm.

ΔY= Deflexión del diámetro en cm.

Df= Factor de deformación a largo plazo.

Spangler recomienda un valor de 1,5. Esto quiere decir que la deformación final a largo plazo producida por las cargas externas puede llegar a ser un 50% mayor que la deformación inicial.

K= Constante del lecho de apoyo.

El valor de esta, es función del ángulo de contacto entre el tubo y el lecho de apoyo. Para cálculos generales, ASTM establece los siguientes valores:

Tabla 2.5. Ángulo de contacto entre el tubo y el lecho de apoyo

| Angulo Contacto | 0° | 30° | 45° | 60° | 90° | 120° | 180° |
|-----------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| K | 0.110 | 0.108 | 0.105 | 0.102 | 0.096 | 0.090 | 0.083 |

Fuente: Manual Técnico. Sistema de Tubería y Accesorio Alcantarillado, junta Mecánica PAVCO.

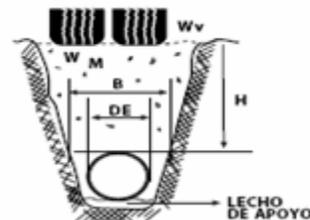
E_s = Modulo de reacción del suelo en kg/cm^2

Este factor depende básicamente de las características del material de relleno y del grado de compactación de la zanja. En la siguiente tabla se indican valores normales.

Tabla 2.6 Grado de Compactación de la Zanja.

| Grado de Compactación | Buena | Mediana | Mala | Ninguna |
|----------------------------|-------|---------|------|---------|
| E_s (Kg/cm^2) | 50 | 35 | 20 | 15 |

Fuente: Manual Técnico. Sistema de Tubería y Accesorio Alcantarillado, junta Mecánica PAVCO.

**Figura 2.13 Cargas externas sobre tubería enterrada**

Fuente: Manual Técnico. Sistema de Tubería y Accesorio Alcantarillado, junta Mecánica PAVCO.

W_M = Carga muerta kg/cm. Para la determinación de las cargas muertas en tuberías flexibles, ASTM (D2412) recomienda el uso de la teoría y ecuación de MARSTON.

$$W_M = C_g * w * DE * B$$

(Ecuación 2.32)

C_g = Coeficiente de carga Marston.

Se obtiene en función de las dimensiones de la zanja (H/B) y de la densidad del material de relleno (w) (ver gráfico V-1).

W = Densidad del material de relleno en kg/cm^3

DE = Diámetro externo en cm.

B = Ancho de la zanja en la parte superior del tubo en cm. (ver tabla 2.16).

H = Altura de relleno medido desde el lomo de la tubería en cm.

Tabla 2.7. Tipo de Suelo

Fuente: Manual Técnico. Sistema de Tubería y Accesorio Alcantarillado, junta Mecánica PAVCO

| Tipo de Suelo | W (Kg/m ³) |
|--------------------------------|---------------------------|
| Granulado | 1700 |
| Grava y arena | 1900 |
| Húmedo y fangoso | 2000 |
| Arcilla, lodo espeso, Granzón. | 2100 |
| Arcilla saturada | 2200 |

W_v = Carga viva en kg/cm. AWWA recomienda el uso de la siguiente expresión.

$$W_v = \frac{C_s * P_c * F}{L}$$

(Ecuación 2.33)

Cs = Coeficiente de carga.

Se determina gráficamente en función de diámetro de la tubería y de la profundidad de la zanja H (ver gráfico V-2).

Pc = Carga concentrada. AWWA recomienda un valor de 4550 kg para tubería de PVC.

F = Factor de impacto. Depende del tipo de tráfico a que estará sometida la tubería.

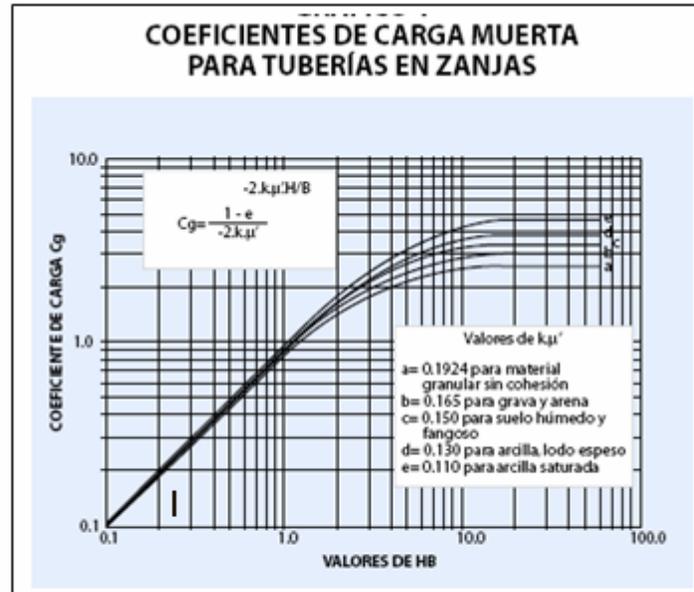
F = 1.15 para H < 1.0 m.

F = 1.00 para H > 1.0 m.

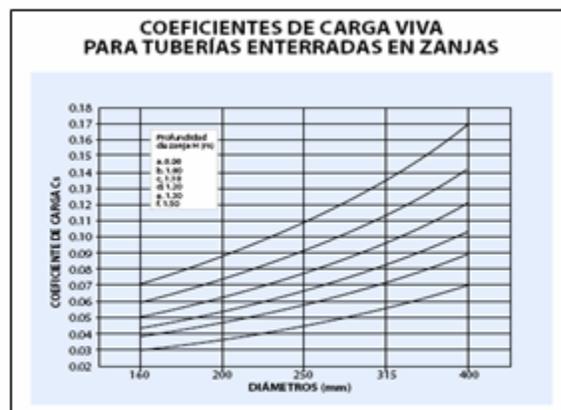
L = Longitud efectiva de la tubería.

Longitud sobre la cual se desarrolla la carga. Su valor es de 90 cm. para cualquier tubería, según AWWA.

Es de notar que mediante la aplicación de la ecuación de Spangler, se obtendrán valores máximos de deformaciones transversales de la tubería debido a cargas externas.



Fuente: Manual Técnico. Sistema de Tubería y Accesorio
Alcantarillado, junta Mecánica PAVCO
Gráfico 2.1. Coeficiente de Carga Muerta



Fuente: Manual Técnico. Sistema de Tubería y Accesorio
Alcantarillado, junta Mecánica PAVCO
Gráfico 2.2. Coeficiente de Carga Viva

2.27 Carga Total:

Para la determinación de la carga total que actúa en cada tramo de tubería, es necesario determinar cada una de las cargas indicadas según las ecuaciones 2.24 y 2.25, las cuales al sumarlas resultan:

$$W_t = W_M + W_v$$

(Ecuación 2.34)

Donde:

W_t = máxima carga del relleno

Luego se debe aplicar el criterio del factor de carga según el tipo de apoyo a utilizar y el factor de seguridad correspondiente según la ecuación:

$$W = \frac{\nu_e * W_t}{K}$$

(Ecuación 2.35)

Donde:

ν_e = Coeficiente de seguridad contra el aplastamiento del tubo.

W = carga de rotura en el ensayo de los tres filos en kg/m

W_t = máxima carga de relleno y carga viva en kg/m.

2.28 Clases De Tubería:

Las tuberías de PVC dependiendo de la capacidad que tengan de resistir esfuerzos producidos por las cargas muertas y vehiculares, se dividen en Clase I y Clase II. La tubería Clase I resiste un esfuerzo de 4 kg/cm^2 y la Clase II soporta hasta 6 kg/cm^2 de presión de carga

2.29 Deflexiones

La profundidad a la cual se entierran las tuberías de alcantarillado constituyen el principal factor que influye en la magnitud de las deflexiones de la tubería y por lo tanto, en las especificaciones de su instalación. También el comportamiento del tubo depende del tipo de material de relleno y de su grado de compactación, así como de la rigidez de la tubería.

Tales deflexiones deben ser controladas y fijadas en un máximo, de acuerdo con las condiciones de la zanja y materiales de relleno.

Las normas de la Asociación Americana de Tuberías Plásticas, UNIBEL, recomiendan valores de deflexión no mayores al 7.5% del diámetro del tubo, con lo cual se ha probado que las tuberías trabajan en forma apropiada. La experiencia ha demostrado que cuando el sistema de instalación va de acuerdo con las normas, las deflexiones no sobrepasan los límites establecidos.

En la tabla 2.7 se presentan los valores de deflexión a largo plazo de las **TUBERÍAS ALCANTARILLADO PAVCO**, expresadas como porcentaje del diámetro para un caso particular de condiciones del suelo, compactación, profundidad y ancho de zanja.

Tales condiciones son las siguientes:

- **Tipo de suelo:** Estrato uniforme de arcilla saturada en toda la profundidad de la zanja, peso específico del suelo = 2.200 kg/m³.
- **Grado de compactación:** Calidad mediana en la ejecución del relleno compactado correspondiente a $E_s = 35$ kg/cm².
- **Anchos de zanja:** Valores máximos según los recomendados para zanjas con entibado.

Nota:

- * Para profundidades superiores a los 9.5 metros, se deberán tomar precauciones especiales respecto al tipo de apoyo y grado de compactación.
- * Es importante prestar la mayor atención a la calidad de la compactación del relleno, sobre todo al lateral y al inicial, puesto que ésta incide de forma notable en la profundidad a la que pueden ser instaladas las tuberías.

Tabla 2.8. Valores de Deflexión para profundidades hasta 9.50 m.

Fuente: Manual Técnico. Sistema de Tubería y Accesorio Alcantarillado, junta Mecánica PAVCO.

| ø | Esp. | RDE | B | Deflexiones en % de ø para distintas profundidades H en m | | | | | | | | | |
|-----|------|-----|------|---|------|------|------|------|------|------|------|------|--|
| mm | mm | | mm | 0.9 | 1.5 | 2.0 | 2.5 | 3.0 | 3.5 | 4.0 | 4.5 | 5.0 | |
| 160 | 3.2 | 50 | 0.90 | 3.13 | 2.67 | 2.50 | 2.96 | 3.36 | 3.72 | 4.04 | 4.32 | 4.57 | |
| 200 | 4.0 | 50 | 0.90 | 3.10 | 2.64 | 2.50 | 2.96 | 3.36 | 3.72 | 4.04 | 4.32 | 4.57 | |
| 250 | 4.9 | 51 | 1.05 | 3.13 | 2.70 | 2.60 | 3.09 | 3.54 | 3.94 | 4.30 | 4.63 | 4.92 | |
| 315 | 6.2 | 51 | 1.05 | 3.11 | 2.69 | 2.59 | 3.09 | 3.54 | 3.94 | 4.30 | 4.63 | 4.92 | |
| 400 | 7.9 | 51 | 1.20 | 3.10 | 2.72 | 2.66 | 3.18 | 3.66 | 4.10 | 4.50 | 4.86 | 5.19 | |

| ø | Esp. | RDE | B | Deflexiones en % de ø para distintas profundidades H en m | | | | | | | | | |
|-----|------|-----|------|---|------|------|------|------|------|------|------|------|--|
| mm | mm | | mm | 5.5 | 6.0 | 6.5 | 7.0 | 7.5 | 8.0 | 8.5 | 9.0 | 9.5 | |
| 160 | 3.2 | 50 | 0.90 | 4.79 | 4.98 | 5.15 | 5.30 | 5.44 | 5.56 | 5.66 | 5.76 | 5.84 | |
| 200 | 4.0 | 50 | 0.90 | 4.79 | 4.98 | 5.15 | 5.30 | 5.44 | 5.56 | 5.66 | 5.76 | 5.84 | |
| 250 | 4.9 | 51 | 1.05 | 5.19 | 5.43 | 5.64 | 5.83 | 6.01 | 6.16 | 6.31 | 6.43 | 6.55 | |
| 315 | 6.2 | 51 | 1.05 | 5.18 | 5.42 | 5.64 | 5.83 | 6.00 | 6.16 | 6.30 | 6.43 | 6.54 | |
| 400 | 7.9 | 51 | 1.20 | 5.50 | 5.77 | 6.02 | 6.26 | 6.47 | 6.66 | 6.83 | 6.99 | 7.14 | |

Es importante prestar la mayor atención a la calidad de la compactación del relleno, principalmente al lateral y al inicial, puesto que ésta incide notablemente en la profundidad a la que puede ser instalada las tuberías.

2.30 Áreas Tributarias

Es aquella que genera el gasto de aguas negras que descarga en un tramo de colector. Consiste en hacer una repartición del gasto total del parcelamiento en función de su área siendo la forma más práctica de determinar los caudales para el diseño de cada tramo y cada colector.

2.30.1 Delimitación De Las Áreas Tributarias

El trazado de los colectores delimitará los límites de las áreas y se dividirán proporcionalmente de acuerdo a las figuras geométricas que conforman las manzanas.

CAPITULO III

3.1 Modelo O Paradigma Utilizado Para Elaborar El Proyecto.

El modelo o paradigma utilizado en el desarrollo de esta investigación es el de proyecto factible, ya que según (OPCIT 2005), el proyecto factible consiste en la investigación, elaboración y desarrollo de una propuesta de un modelo operativo viable para solucionar problemas, requerimiento o necesidades de organizaciones o grupos sociales, puede referirse a la formulación de políticas, programas, tecnologías, métodos o procesos.

3.2 El Escenario.

Tamayo y Tamayo (1998), reseña que escenario perfecto para la investigación es aquel en el cual el investigador tiene fácil acceso, crea una relación rápida con los sujetos informantes y recoge los datos verdaderamente relacionados con los intereses de la investigación que se realiza. (P48).

El escenario escogido para llevar a cabo el desarrollo de esta propuesta son las comunidades de Álvarez Bajare, El Espejo 2 y Bella Vista, ubicados en el Municipio Bolívar del Estado Anzoátegui.

3.3 Etapas De Diseño

3.3.1 En Primer Lugar Se Selecciona El Tipo De Sistema De Recolección De Aguas Servidas, Y Para Ello Se Adopta El Sistema Separado. El Cual Consiste En Que Solo Conducirá Aguas Servidas.

3.3.2 Se realiza el análisis de la topografía del barrio, tomando en cuenta la pendiente longitudinal de todas las calles, así como la pendiente de las distintas parcelas que conforman el barrio.

3.3.3 Se realiza la configuración de la red cloacal, la cual depende del análisis de la topografía y del sitio de descarga seleccionado, como la topografía de los Barrios Álvarez Bajares, Bella Vista y Espejo 2 que descargan en sentido hacia el punto más bajo el cual está ubicado en la vía Alternativa con la calle Montes y de la cual se requiere una estación de bombeo.

3.3.4 Se realizan los trazados de colectores principales y secundarios a fin de lograr la máxima economía en excavación y el mejor funcionamiento hidráulico del sistema.

3.3.5 Para determinar la población actual de los barrios antes mencionados, se realizó un censo a la población, con el cual se determinó que la población actual es de 5730 habitantes.

Para el cálculo de la población futura se utilizarán diferentes métodos de proyección de geométrica, normalmente aceptados por la Oficina Central de Información (OCEI), al comportamiento de la población del Estado Anzoátegui se le puede aplicar este método de forma satisfactoria.

La tasa anual geométrica de crecimiento para el Estado Anzoátegui es de 2.6 %.

(Fuente: Directa de la empresa Hidrocaribe)

3.4 Periodo De Diseño

Con base en lo establecido para tuberías de diámetros menores a 12", cuyo periodo de diseño recomendado es de 20 a 25 años y considerando el mínimo 25 años para colectores de aguas residuales, se eligió un periodo de diseño único de 25 años. El cual representa lo siguiente:

- Año de inicio del proyecto: 2006.
- Año de puesta en servicio: 2007.
- Año en que se cumple el periodo de diseño: 2032.

3.5 Proyección De La Población Futura.

La estimación del número de habitantes del sector en estudio se calculó en base a los datos suministrados por el Instituto Nacional de Estadística (INE) del Estado Anzoátegui y el censo realizado por nuestra propia fuente con ayuda de las comunidades.

La información obtenida en el INE consistió en el censo poblacional del Año 2001 del municipio Bolívar, Parroquia El Carmen, además de una proyección de la población para un período comprendido entre el año 2002 y 2006

Tabla 3.1. Censo de la población 2002-2007

Fuente: INE – Anzoátegui

| Año | Población (Hab) |
|------------|----------------------------|
| 2002 | 5475 |
| 2003 | 5573 |
| 2004 | 5673 |
| 2005 | 5775 |
| 2006 | 5878 |
| 2007 | 5983 |

Censos realizados en el sector Álvarez Bajares, Bella Vista y Espejo 2, Municipio Bolívar.

Tabla 3.2. Población año 1997-2001 y 2006

Fuente: INE.- Anzoátegui.

| Año | Población [hab] |
|------------|----------------------------|
| 1996 | 3576 |
| 2001 | 5371 |
| | |

Tabla 3.3 Resultado del censo realizado en el sector

Fuente: Propia

| Año | Población [hab] |
|------------|----------------------------|
| 2006 | 5730 |

En la elaboración de un proyecto de abastecimiento de agua, es necesaria para la determinación de la demanda de agua una estimación de la población futura de diseño, la cual va a ser servida por dicha demanda.

Por lo tanto debemos utilizar los diferentes métodos de estimación de población para tener a proyección lo más cercana a la realidad posible. A continuación mostramos los métodos utilizados en este trabajo:

3.5.1 Método Lineal:

Para la estimación de la población del año 2032, se calculó la pendiente de la recta (K_a), aplicando la ecuación 2.17,(Pág. 37).

$$K_a = \frac{5730 - 5371}{2006 - 2001} \rightarrow K_a = 71,80 \text{ hab/año.}$$

El cálculo de la población para el año 2032, se realizó utilizando la ecuación 2.19, la población de la tabla 3.3 y el K_a calculado anteriormente.

Proyección de la población, año 2032

$$P_{f_{2032}} = 5730 + 71.80 \times (2032 - 2006) \rightarrow P_{f_{2032}} = 7597 \text{ hab.}$$

Tabla 3.4. Proyección de Población por el Método Lineal

| Año | Población [hab] |
|------|-----------------|
| 2015 | 6376 |
| 2025 | 7094 |
| 2032 | 7597 |

Fuente: Cálculos Propios

3.5.2 Método Geométrico:

Para la estimación de la población para el año 2032, se calculó un factor de proporcionalidad utilizando la ecuación 2.20 (Pàg. 38) y los datos de población de las tablas 3.2 y 3.3, como se muestra a continuación.

$$r = \left[\left(\frac{5730}{5371} \right)^{\frac{1}{2006-2001}} - 1 \right] \rightarrow r = 0,013$$

Proyección de la población, año 2032 aplicando la ecuación 2.19

$$P_{f_{2032}} = 5730 \times (1 + 0,013)^{2032-2006}$$

$$P_{f_{2032}} = 8017 \text{ hab.}$$

Tabla 3.5. Proyección de Población por el Método Geométrico.

Fuente: Cálculos Propios

| Año | Población [hab] |
|------------|------------------------|
| 2015 | 6436 |
| 2025 | 7324 |
| 2032 | 8017 |

3.5.3 Método Logarítmico:

Para la estimación de la población del año 2032, se calculó el K_g utilizando la ecuación 2.22 (pag. 38) y los datos de población de las tablas 3.2 y 3.3 (pag. 68). Para este método es recomendable tener como mínimo tres censos.

$$K_{g1} = \frac{\ln(5730) - \ln(5371)}{(2006 - 2001)} \rightarrow K_{g1} = 0,013$$

$$K_{g2} = \frac{\ln(5371) - \ln(3576)}{(2001 - 1996)} \rightarrow K_{g2} = 0,081$$

Se toma el promedio de los dos K_g calculados:

$$K_g = \frac{0,016 + 0,081}{2} \rightarrow K_g = 0,047$$

El cálculo de la población para el año en estudio se realizó utilizando la ecuación 2.21 (Pag. 36) , la población de la tabla y el K_g calculado anteriormente.

Proyección de población, año 2.032

$$\ln P_{f_{2032}} = \ln(5730) + 0,047 \times (2032 - 2006)$$

$$P_{f_{2032}} = 19447 \text{ hab.}$$

Tabla 3.6. Proyección de Población por el Método Logarítmico.

Fuente: Cálculos Propios

| Año | Población [hab] |
|------|-----------------|
| 2015 | 8747 |
| 2025 | 13995 |
| 2032 | 19447 |

Una vez obtenidas todas las proyecciones de cada método, la estimación final se tomó como un promedio de las tres proyecciones calculadas anteriormente:

$$P_{f_{2032}} = \frac{7597 + 8017 + 19447}{3} \rightarrow$$

$$P_{f_{2032}} = 11687 \text{ hab}$$

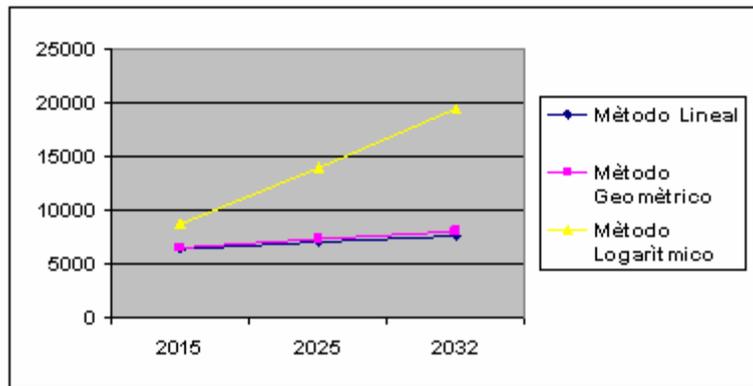


Gráfico 3.1. Comparación de la población utilizando los tres métodos.

3.6 Diseño Del Sistema De Recolección De Aguas Servidas .

Este diseño de cloacas estará conformado por un sistema que recogerá las aguas servidas, provenientes de la contribución de tipo domiciliarias, comerciales y por infiltración, las cuales a través de los ramales de empotramientos llegarán hasta el colector principal o secundario de fácil acceso para así transportarlas hasta su lugar de descarga, que en este caso será la estación de bombeo que estará ubicada en la Calle los Rosales en un sector adyacente.

Para su diseño se tomó en consideración las Normas Generales para el Proyecto de Alcantarillados, dictado mediante Resolución conjunta de los Ministerio del Ambiente y de los Recursos Naturales Renovables y El Ministerio del Desarrollo Urbano, publicada en la Gaceta Oficial de la República de Venezuela N° 5.138 Extraordinaria de fecha 6 de abril del año 1999.

3.6.1 Cálculo del Caudal de Diseño de las Aguas Servidas

El caudal unitario de aguas servidas de Álvarez Bajares, Bella Vista y Espejo 2 se determinó como la sumatoria de los siguientes gastos:

3.7 Gasto de aguas servidas domiciliarias:

Para el cálculo del caudal de diseño se procede de la siguiente forma.

Este caudal se determinó en base al consumo medio de acueducto para el número de habitantes proyectados utilizando las ecuaciones siguientes

- ✓ Cálculo del gasto medio:

$$Q_{med} = N^{\circ} hab * dotaci\acute{o}n / 86400seg / dia$$

Donde

Qmed = Gasto medio (lts)

Dotaci3n = Es la dotaci3n para cada habitante seg3n la zonificaci3n del area que para este caso ser3 de 250lts/hab.xd3a

Sustituyendo en la ecuaci3n tenemos:

Para el a3o 2032.

$$Q_{med} = 11687 * 250 / 8640$$

$$Q_{med} = 33.82l / s$$

✓ C3lculo del coeficiente de mayo raci3n seg3n el n3mero de habitantes

Donde:

K = Es un coeficiente que es en funci3n de la poblaci3n futura de la zona hasta 20000 habitantes.

P = Poblaci3n futura expresada en miles.

$$K = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P}}$$

Para el a3o 2032

$$K = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{11.7}} \rightarrow K = 2.89$$

- ✓ Se calcula el gasto proveniente del acueducto

$$Q_{an} = Q_{med} * K * R$$

Donde:

Q_{an} = El gasto proveniente del acueducto

Q_{med} = Es el gasto medio

K = Es un coeficiente

R = Coeficiente de gastos de reingreso = 0.80

Sustituyendo:

Para el 2032:

$$Q_{an} = 33.82 * 2.89 * 0,80$$

$$Q_{an} = 78.19l / s$$

3.7. Gasto de Infiltración:

Las Normas Generales para el Proyecto de Alcantarillado, Gaceta Oficial N° 5318, extraordinaria del 6 de abril de 1999, establecen que el gasto mínimo de infiltración a considerar en un sistema de alcantarillado de aguas servidas, será de 20.000 lt/día/Km. En el cálculo de este aporte, se considerará la longitud total de los colectores del sistema, así como la longitud de cada uno de los empotramientos correspondientes, comprendida entre el límite de frente de la parcela y el eje del colector, la cual se indica en la tabla siguiente.

**Tabla 3.7 Longitud Total y Longitud de Empotramiento
(Datos de campo)**

| CALLE | LONG. COLECTOR MTS | N° EMPOTRA | LONG. EMPOTRA MTS. | LONG. TOTAL EMPOTRA. |
|--|-----------------------------------|-----------------------|-----------------------------------|-------------------------------------|
| Via ferrea | 192.60 | 20 | 4 | 80 |
| Calle La Linea | 396 | 40 | 4 | 160 |
| C. La Linea/Via Ferrea | 58.01 | 6 | 3 | 18 |
| Calle Las Mercedes | 363.36 | 37 | 4 | 148 |
| Calle Ppal Alvarez Bajares | 452.14 | 45 | 5 | 225 |
| C.P. A. Bajares y C. Bella Vista | 409.44 | 41 | 4 | 164 |
| Calle 2, 4 y 5 y C. Bella Vista | 309.70 | 31 | 4 | 124 |
| Calle Sucre | 406.56 | 41 | 4 | 164 |
| Calle 24 de Junio | 312.89 | 31 | 3.80 | 117.80 |
| Via Alterna | 769.04 | 77 | 4 | 308 |
| Calle Libertad | 437.77 | 44 | 5 | 220 |
| Calle Paez | 476.04 | 48 | 4 | 192 |
| Calle Montes | 463.75 | 46 | 4 | 184 |
| Calle B. Aires/Montes y Libert | 196.95 | 20 | 3.8 | 76 |
| Calle Venezuela | 321.99 | 32 | 3.8 | 121.60 |
| Calle Monagas | 70.17 | 7 | 4 | 28 |
| Calle Urdaneta | 404.32 | 40 | 4 | 160 |
| Calle Oriente | 569.49 | 57 | 4 | 228 |
| Calle Via Alterna/C. Montes | 136.75 | 14 | 5 | 70 |
| Longitud total del colector y longitud de empotramiento | 6746,97 | 677 | | 2788,4 |

□

✓ **Calculo del gasto de infiltración (Base Teórica)**

$$Q_{inf} = \frac{\text{Long total del colector} * I}{86400 \text{ seg/dia}}$$

Ecuación 2.15 (Pag. 34)

Donde:

I = Gasto de infiltración = 20000 lts/día/ km

Longitud total del colector = Long. Colector + Long. Empot

Long. Colector = 6746.97 m

Calculo real basado en datos de campo

$$Q_{inf} = \frac{20.000 * (6746.97 + 2788.4)}{86.400}$$

$$Q_{inf} = 2.21 \text{ lt / s}$$

3.8 Gasto de aguas servidas comerciales:

Para calcular este gasto se utilizó la ecuación 2.12 y para el caudal medio la siguiente ecuación:

$$Q_{med.comercial} = \frac{\text{Dot.comercial} * \text{Area.comercial}}{86400 \text{ seg}}$$

En el sector Álvarez Bajares, Bella Vista y Espejo 2 hay dos panaderías, Repuestos Diorca, destinado al comercio y el otro para locales de oficina y un auto

lavado con equipo no automático; el área comercial se obtuvo por la siguiente fórmula:

$$\text{Área del Comercio} = \text{Área (m}^2\text{)} * \# \text{ de niveles}$$

- Centro Comercial₁ (destinado al comercio):

$$\text{Área comercial}_1 = 4968\text{m}^2 * 1 \text{ niveles} = 4968 \text{ m}^2$$

La dotación destinada a comercio es de 20 l/día/m², de acuerdo a lo establecido en el artículo 111 de las Normas Sanitarias para Proyecto, construcción, reparación, reforma y mantenimiento de Edificaciones- - Gaceta Oficial # 4.044 Extraordinaria del 8 septiembre 1988.

$$Q_{medcomercial_1} = \frac{20 \text{ l / dia / m}^2 * 4910\text{m}^2}{86400\text{s / dia}} = 1,14 \text{ l/s}$$

La dotación para bombas de gasolina es de 300 l/día/bombas inst. (Normas Sanitarias para Proyecto, construcción, reparación, reforma y mantenimiento de Edificaciones)

$$Q_{medcomercial_2} = \frac{300 \text{ l / dia / bombas} * 4\text{bombas}}{86400\text{s / dia}} = 0,014 \text{ l/s}$$

La dotación para auto lavado con equipo no automático es de 8000 l/día/equipo no automático de lavado. (Normas Sanitarias para Proyecto, construcción, reparación, reforma y mantenimiento de Edificaciones)

$$Q_{medcomercial_3} = \frac{8000l / dia / e.n.a.l * 5equipos}{86400s / dia} = 0,46 l/s$$

$$Q_{medcomertotal} = Q_{medcomer_1} + Q_{medcomer_2} + Q_{medcomer_3}$$

$$Q_{medcomertotal} = 1.14l / s + 0.46l / s + 0.014l / s = 1,61l / s$$

Se sustituye en la ecuación 2.12 obteniéndose lo siguiente:

$$Q_{max\ comercial} = 1,61l / s * 3 * 0,80 \Rightarrow$$

$$Q_{max\ comercial} = 3,86l / s$$

Donde el valor de K es 3, de acuerdo a lo establecido en el artículo 7 de las Normas Generales para el Proyecto de Alcantarillado publicado en la Gaceta Oficial N° 5318 Extraordinaria de fecha 6 de abril de 1999

✓ **Calculo del caudal de diseño**

Entonces el Caudal de Diseño Total de las Aguas Servidas se calculará a través de la Ecuación 2.11 (Pag. 29) Y será igual a:

$$Q_{diseño} = C \times (Q_{an} + Q_{inf} + Q_{com})$$

(Ecuación 2.36)

Donde: Q_{an} . = Gastos provenientes del acueducto

Q_{inf} . = Gastos de infiltración.

Donde el valor de C estará entre 1 y 2, tomaremos 2 para este diseño ya que se considera el valor más desfavorable y además porque es una zona en crecimiento.

Diseño 2006

$$Q_{diseño\ 2032} = 2 \times (78.19l/s + 2.21l/s + 3.86l/s) \Rightarrow Q_{diseño\ 2032} = 168.52$$

✓ **Cálculo del caudal unitario de las Aguas Servidas.**

Aplicando la ecuación tenemos:

$$Q_{unitario} = \frac{Q_{diseño}}{A}$$

Donde:

$Q_{diseño}$ = Caudal de diseño

A = Área de diseño

Sustituyendo valores:

$$Q_{unitario-2032} = \frac{168.52l/s}{33.55ha} \Rightarrow Q_{unitario\ 2032} = 5.02$$

3.9 Cálculo de la velocidad del colector a Sección Plena (V_c):

Aplicando la ecuación.

Tramo F12-F11

$$V_c = \left(\frac{1}{0,012} \right) * \left(\frac{0,20}{4} \right)^{\frac{2}{3}} * (15,69)^{\frac{1}{2}} \Rightarrow \boxed{V_c = 1,42m/s}$$

Tramo D4-D3

$$V_c = \left(\frac{1}{0,012} \right) * \left(\frac{0,61}{4} \right)^{\frac{2}{3}} * (2,80)^{\frac{1}{2}} \Rightarrow \boxed{V_c = 1,24m/s}$$

3.9.1 Cálculo del caudal a Sección Plena (Q_c).

$$Q_c = V_c * A_c$$

Donde: $A_c = \frac{\pi * D^2}{4}$

Tramo F12- F11

$$A_c = 3,1417 * \frac{(0,20)^2}{4} \Rightarrow \boxed{A_c = 0,031m^2}$$

Tramo D4-D3

$$A_c = 3,1417 \times \frac{(0,61)^2}{4} \Rightarrow$$

Tramo F12-F11

$$Q_c = 1,42 \text{ m/s} \times 0,0314 \text{ m}^2 \Rightarrow$$

$$Q_c = 44,51 \text{ l/s}$$

Tramo D4-D3

$$Q_c = 0,79 \text{ m/s} \times 0,29 \text{ m}^2 \Rightarrow$$

$$Q_c = 351,98 \text{ l/s}$$

3.10 Cálculo De Las Relaciones Hidráulicas Por Tramo.

Para el cálculo de las relaciones hidráulicas se procede de la siguiente manera:

- Conocido el caudal del tramo y la capacidad del colector se halla la relación Q_r/Q_c

Tramo F12-F11

$$\frac{Q_r}{Q_c} = \frac{0,402 \text{ l/s}}{44,51 \text{ l/s}} = 0,01$$

Tramo D4-D3

$$\frac{Q_r}{Q_c} = \frac{75.902l/s}{351.98l/s} = 0,22$$

Luego se entra con el valor Q_r/Q_c anexo D tabla D.1 y se obtiene el valor H/D , V_r/V_c .

$$\text{Tramo F12-F11} \quad \Rightarrow \quad \frac{H}{D} = 0,25$$

$$\text{Tramo D4-D3} \quad \Rightarrow \quad \frac{H}{D} = 0,19$$

$$\text{Tramo F12-F11} \quad \Rightarrow \quad \frac{V_r}{V_c} = 0,701$$

$$\text{Tramo D4-D3} \quad \Rightarrow \quad \frac{V_r}{V_c} = 0,60$$

- Conocido el diámetro (D), se calcula el tirante H, y conocida la velocidad a sección plena se determina la V_r .

$$\text{Tramo F12-F11} \quad \Rightarrow \quad H = 0,25 * 0,20m = 0,05m$$

$$\text{Tramo D4-D3} \quad \Rightarrow \quad H = 0,19 * 0,61m = 0,11m$$

$$\text{Tramo F12-F11} \quad \Rightarrow \quad V_r = 0,701 * 1,42m/s = 0,99.m/s$$

$$\text{Tramo D4-D3} \quad \Rightarrow \quad V_r = 0,60 * 1.24m/s = 0,74.m/s$$

Los cálculos tipos realizados anteriormente fueron hechos para dos tramos de colector; tramo F12 – F11 (secundario) y tramo D4 – D3 (principal). El resultado de los cálculos de los parámetros hidráulicos de todos los colectores se muestran en las tablas E.3 y E.4.

3.11 Cálculo De La Diferencia De Elevación Entre Las Rasantes (Hr).

- Bocas de Visita H6-H5 – H4

Tramo H6 – H5 (ENTRADA)

$Q_c = 26,06 \text{ l/s}$; $V_c = 0,83 \text{ m/s}$; $H = 0,05 \text{ m}$; $V_r = 0,55 \text{ m/s}$

Tramo H5-H4 (SALIDA)

$Q_c = 26,36 \text{ l/s}$; $V_c = 0,84 \text{ m/s}$; $H = 0,06 \text{ m}$; $V_r = 0,64 \text{ m/s}$

El Escalón se obtuvo aplicando la ecuación 2.29 bajo el criterio de régimen retardado, ya que la velocidad de salida (V_2) es menor que la de entrada (V_1), razón por la que el valor de K tomado fue de 0,2 y el ángulo es de 110° , determinándose la siguiente transición:

$$hr = (0,06 - 0,05)m + (0,2 + 1) * \left(\frac{(0,64)^2}{2 * 9,81} - \frac{(0,55)^2}{2 * 9,81} \right) m + \left(0,25 * \sqrt{\frac{110^\circ}{90^\circ}} \right) * \left(\frac{(0,55)^2}{2 * 9,81} \right)$$

- Bocas de Visita D6 – D5 - D4

$$hr = 0.02.m$$

Tramo D6 – D5 (ENTRADA)

$$Q_c = 351,98 \text{ l/s}; V_c = 1.24 \text{ m/s}; H = 0,13 \text{ m}; V_r = 0,79 \text{ m/s}$$

Tramo D5 – D4(SALIDA)

$$Q_c = 351,98 \text{ l/s}; V_c = 1.24 \text{ m/s}; H = 0,41 \text{ m}; V_r = 1.38 \text{ m/s}$$

El Escalón se obtuvo aplicando la ecuación 2.29 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 de 0,1 y el ángulo es de 110° , determinándose la siguiente transición:

$$h_r = (0,410 - 0,130)m + (0,1 + 1) * \left(\frac{(1,38)^2}{2 * 9,81} - \frac{(0,79)^2}{2 * 9,81} \right) m + \left(0,25 * \sqrt{\frac{110^\circ}{90^\circ}} \right) * \left(\frac{(1,38^2)}{(2 * 9,81)} \right)$$

$$h_r = 0,37m$$

3.12 Calculo Banqueo Y Cotas

El cálculo de las cotas de la rasante del tramo se hizo partiendo de la cota abajo del tramo aguas arriba, la cual fue de 2.3 m y se consideró como cota arriba del tramo

K9 - K8, y la pendiente de diseño de 2.8 ‰.

$$Cota.K8_{abajo} = 2..30m - 2,8 / 1000 * 51.19m = 2.157m$$

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

$$BanqK9 = 4.81m - 2.30m = 2.51m$$

$$BanqK8 = 5.34m - 2.27m = 3.07m$$

Las capacidades y cotas de rasante de los colectores, así como las transiciones en las bocas de visitas de todo el sistema se encuentran en las tablas xx del anexo “II”

3.13. Cálculo Del Caudal De Diseño (Qr) Por Tramo.

Una vez calculado el gasto de diseño se procede a calcular el gasto para cada tramo de colector, el cual consiste en multiplicar el gasto unitario (l/s-ha) por el área tributaria correspondiente (ha).

$$Qr = Qunitario * Area.del.tramo$$

Tramo F12-F11 (colector secundario)

$$Qr = 0,08ha * 5,02l / s.ha = 0,402l / s$$

Tramo D4-D3 (colector principal)

$$Qr = 15.12ha * 5,02l / s.ha = 75,90l / s$$

3.14 Cálculo De Las Cargas Externas Sobre El Tramo Del Colector

Tramo F12 – F11

- **Cálculo de la Carga Muerta:**

Aplicando la ecuación 2.32, se obtiene:

$$W_M = 1,19 * 2100kg / m^3 * 0,20m * 0,90m$$

$$W_M = 449,49kg / m \Rightarrow$$

$$W_M = 4,49kg / cm$$

- **Cálculo de la Carga Viva:**

Aplicando la ecuación 2.33, se obtiene:

$$W_V = \frac{0,075 * 4550kg * 1,00}{0,90m}$$

$$W_V = 379,17kg / m \Rightarrow$$

$$W_V = 3,79kg / cm$$

- **Cálculo de la Carga Total:**

Aplicando la ecuación 2.34, se obtiene:

$$W_T = 4,49kg / cm + 3,79kg / cm \Rightarrow$$

$$W_T = 8,28kg / cm$$

- Con la Carga Total se procede al cálculo de la Carga Máxima el cual depende del tipo de apoyo a utilizar, el cual es para nuestro caso el tipo B. Aplicando la ecuación 2.27 tenemos:

$$W = 6,51 Kg/cm$$

$$W = \frac{8,24 \text{ kg/cm} * 1,5}{1,90} \Rightarrow$$

- Para la elección de la clase de tubería se obtiene la presión de carga el cual va estar dada por la longitud efectiva del tubo en m.

$$\text{Pr esión} = \frac{W}{B}$$

Donde:

W = carga total en kg/cm

B = longitud efectiva del tubo (m).

$$\text{Pr esión} = \frac{6,51 \text{ kg/cm}}{90 \text{ cm}} \Rightarrow \boxed{\boxed{\text{Pr esión} = 0,072 \text{ kg/cm}^2}}$$

Para clase I → 4 kg/cm²

Para clase II → 6 kg/cm²

El tramo F12 – F11 se debe utilizar una tubería PVC clase I, ya que su presión es menor de 4 kg/cm².

3.15 Cálculo De Gasto Para Cada Colector.

Una vez calculado el caudal unitario de diseño, se calcula el área total para cada tramo, siendo el área total la suma del área aguas arriba del colector más el área del colector.

Para calcular el gasto de cada colector, se multiplica el caudal unitario de diseño por el área total de cada tramo, obteniéndose así el gasto para cada uno de ellos. Ver anexo II

CAPITULO IV

Cuando se desea extraer las aguas servidas de algún sector y estas no pueden ser drenadas por gravedad, se hace indispensable diseñar un sistema de estaciones de bombeo. Tratándose de aguas servidas, debe darse consideración especial a la ubicación, apariencia externa, características de las estaciones y equipos que minimicen los inconvenientes que las aguas negras provocan al sistema.

En todo caso se debe realizar un estudio económico, a fin de contemplar posibles alternativas de diseños por gravedad. Pero aun así, se presentan situaciones desde el punto de vista técnico y que determinan imprescindiblemente diseñar una estación recolectora, para desde allí bombear las aguas negras a un colector de la red cloacas.

4.1 Estaciones De Bombeo

Los sistemas de alcantarillado que trabajan por gravedad en algunos casos la descarga no es posible, la principal causa de ello es que la cota del punto de descarga se encuentra por encima de la cota de rasante de la última boca de visita del sistema. El punto de descarga puede ser una boca de visita de un sistema existente, una planta de tratamiento, una laguna de estabilización, una estación de bombeo o una tubería a presión.

En este caso se va a descargar en la estación de bombeo Los Rosales.

4.2 Equipos De Bombeo

➤ El equipo de bombeo a utilizar estará constituido por bombas centrifugas, las cuales pueden ser [10]:

- a. Horizontales (pozo seco)
 - b. Verticales (pozo húmedo)
 - c. Sumergibles (pozo húmedo)
-
- El diámetro mínimo de las tuberías de succión y de descarga de las bombas será de 0.10 m (4”).
 - El número mínimo de bombas a instalar será de 2, para garantizar un equipo se reserva.
 - Por razones económicas y de mantenimiento, se deberá en lo posible, instalar unidades de bombeo de iguales características y fabricantes.

Se deben colocar válvulas en la succión y en la descarga de las bombas a fin de facilitar su remoción en caso de mantenimiento o limpieza.

4.3 Caudal o Gasto de Bombeo

Es el volumen de líquido que fluye a través de la bomba por unidad de tiempo. Se determina por la siguiente formula:

$$Q_b = \frac{Q_{\max}}{0.80}$$

(Ecuación 4.1)

Donde:

Q_b = capacidad de las bombas en l/s

Q_{\max} = gasto máximo de aguas negras que llega ala estación en l/s

0.80 = factor de seguridad

4.4 Selección Del Equipo De Bombeo

Para la selección de los equipos de bombeo, es necesario dibujar la curva del sistema, en la cual se representa la altura dinámica total contra el gasto bombeado

(H_t Vs. Q). Se dibujan en el mismo gráfico las curvas características de los equipos, suministradas por el fabricante, el punto donde se intercepta la curva H_t Vs. Q con la del sistema es el punto de trabajo de la bomba, para esas condiciones.

El número ideal de bombas es aquel que pueda cubrir con mayor versatilidad las variaciones del gasto y a la vez que cualquier combinación de ellas. El o los equipos de bombeo seleccionados, deben ser capaces de bombear los gastos máximos estimados. En base a este criterio, se puede optar por la solución de tener bombas en paralelo, con la finalidad de disminuir costos.

La figura 4.1. Muestra un perfil típico de bombeo.

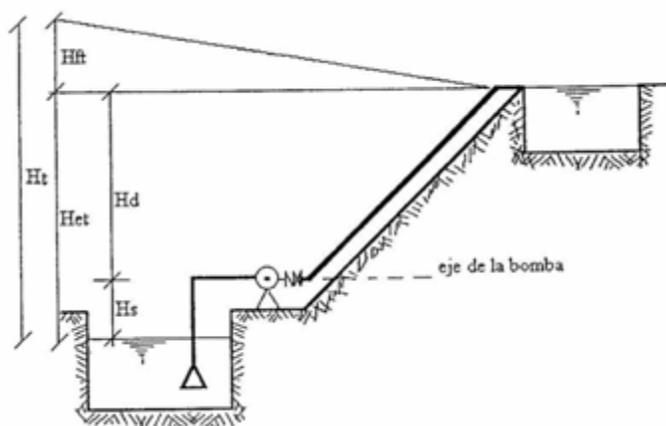


Figura 4.1. Esquema de un sistema de bombeo. Fuente: [9]

De la Figura se tiene que:

Het = altura estática en m.

Hs = altura de aspiración o de succión en m. (Hs es positiva si el nivel del agua está por encima del eje de la bomba y negativa si está por debajo).

Hd = altura de la descarga en m.

Hft = pérdida de carga total en m.

Ht = altura dinámica total en m.

Las formulas a utilizar para selección de los equipos de bombeo son las siguientes:

Altura dinámica total:

$$H_t = H_{et} + H_{ft}$$

(Ecuación 4.2)

Pérdidas de cargas totales:

$$H_{ft} = H_f + H_m$$

(Ecuación 4.3)

Donde:

Hft = pérdida de carga total en m.

Hf = pérdida de carga por fricción en m.

Hm = pérdidas menores en m.

Las pérdidas menores se pueden calcular según las formulas hidráulicas que se establecen según el tipo de pieza considerada o por el método de longitud equivalente, dados en la tabla F.1. las pérdidas de carga total calculadas según la ecuación 2.30 se deben incrementar en un 10%, por tratarse de aguas negras.

Pérdidas por fricción. Formula de Williams-Hazen:

$$H_f = \frac{10.643 * Q^{1.85}}{C^{1.85} * D^{4.87}} * L$$

(Ecuación 4.4)

Donde:

H_f = pérdida de carga en m.

Q = gasto en m³/s.

C = coeficiente de rugosidad de la tubería.

D = diámetro interno de la tubería en m.

L = longitud de la tubería en m.

Potencia:

$$P = \frac{\gamma * Q_b * H_t}{76 * \eta}$$

(Ecuación 4.5)

Donde:

P = potencia del sistema en HP (1 CV = 0.986 HP)

γ = peso específico del líquido; para aguas negras = 1.040 kg/m³

Q_b = caudal bombeado en m³/s

η = eficiencia.

4.5 Curvas Características De Las Bombas.

Las curvas de caudal contra altura total y contra eficiencia son suministradas por los fabricantes de las bombas. La primera de éstas (Q vs. Hm) se conoce como la curva de la bomba.

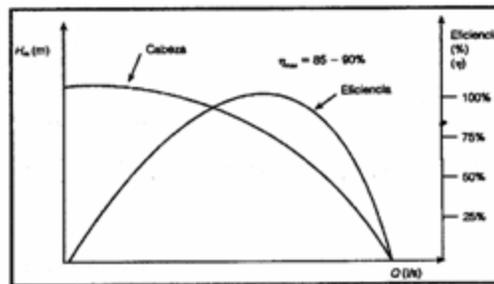


Figura 4.2 Curva característica de una bomba. Fuente: [16]

Por lo general, la curva de caudal contra altura total (curva de la bomba) para una bomba centrífuga se puede expresar en la siguiente forma funcional:

$$H_m = A * Q^2 + B * Q + C$$

(Ecuación 4.6)

Los coeficientes A, B y C pueden ser calculados tomando tres puntos (Q, Hm) de la curva del fabricante y resolviendo la ecuación 2.33 para cada uno de ellos [16].

4.6 Curvas Del Sistema

Para determinar la altura requerida por una bomba, o grupos de bombas, para descargar unos caudales dados a través de un sistema de tuberías determinado, es necesario desarrollar la curva Altura vs. Caudal del sistema. Esta curva es una representación gráfica de la altura del sistema y se obtiene dibujando los puntos

correspondiente a la altura manométrica total (altura geométrica mas pérdidas) para una serie de caudales que varié desde cero hasta el valor máximo esperado. Estos puntos se obtienen colocando la ecuación 2.30 en función del caudal.

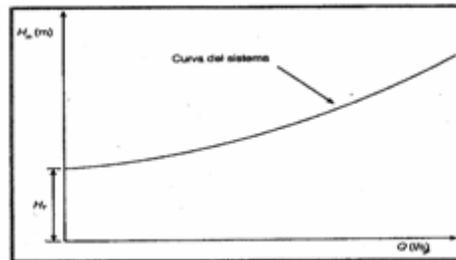


Figura 4.3. Curva del Sistema. Fuente:[16]

4.7 Punto De Operación.

El punto de trabajo esta determinado por el punto de corte entre la curva característica de la bomba y la curva del sistema, siendo constantes el caudal y la altura dinámica total.

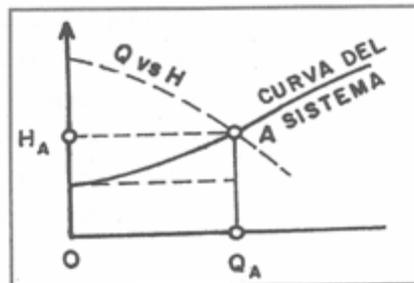


Figura 4.4. Punto de Operación. Fuente: [8].

En la figura , el punto A representa el punto de operación para una velocidad de la curva de bomba, correspondiendo a un gasto Q_A bombeado contra una carga dinámica total H_A .

4.8 Accesorios Complementarios

En general, una estación de bombeo debe contemplar algunos accesorios para lograr un funcionamiento satisfactorio, como válvulas, controles eléctricos, supresores de golpe de ariete, juntas tipo Dresser, válvulas de retención, derivaciones, manómetros, líneas de descarga libre, etc., son complementos que integrados a la estación mantienen el control de las diversas condiciones de operación [19].

El diseño de La Estación de Bombeo de Aguas Negras comprenderá:

- Los accesorios o dispositivos necesarios para el acondicionamiento del líquido cloacal, previo a su bombeo.
- Los equipos requeridos (bombas y motores).
- El diseño del pozo recolector y los accesorios complementarios.
- La edificación y su apariencia externa.
-

4.9 Dispositivos Y Accesorios

Las aguas servidas ordinariamente contienen materias en suspensión como papeles, vidrios, hojas, grasas, latas y en ocasiones objetos metálicos de tamaño relativamente considerables, por lo cual es siempre conveniente proyectar elementos estructurales que acondicionen el líquido cloacal para su bombeo, de forma tal que evite daños a los equipos.

4.9.1 Rejillas

La utilización de rejillas, para la retención de materias sólidas que puedan obstruir o dañar los equipos de bombeo, debe ser considerada en el diseño de la estación recolectora. Estas rejillas colocadas a la entrada del pozo recolector, deben ser ubicadas convenientemente, de modo de permitir su limpieza.

4.9.2 Trituradores

En algunos casos, debe proveerse de equipos de trituración (Conminutors) que permitan la emulsificación del líquido cloacal, facilitando así su bombeo.

4.9.3 Válvulas Supresoras Del Golpe De Ariete

En instalaciones de cierta consideración, donde puede ser significativo el exceso de presión por golpe de ariete, se requiere la instalación de válvulas de alivio o supresoras del golpe de ariete. La bomba trabaja contra una válvula cerrada, la cual abre lentamente para evitar empuje repentino del agua en la tubería. Esto proviene de un regresamiento de agua y efecto del golpe de ariete.

4.9.4 Válvula De Retención O Válvula Check

Válvulas que permiten el flujo en un solo sentido cerrado automáticamente al pararse el bombeo e impidiendo el regreso del agua en el sentido inverso hacia las bombas.

4.9.5 Desarenadores

Siempre que sea posible el bombeo de aguas negras debe estar precedido de un desarenador, que permita la remoción de arenas ($S = 2,65$) de tamaños iguales y mayores a 0,5 mm de diámetro, por lo menos.

4.10 Los Equipos Requeridos (Bomba Y Motores)

En los sistemas de aguas servidas se usan principalmente las bombas centrífugas: horizontal o vertical; las bombas sumergibles; y en instalaciones pequeñas los inyectores neumáticos.

4.10.1 Inyectores Neumáticos

Son sólo aplicables para pequeñas estaciones de bombeo, y en estos casos presentan las ventajas siguientes:

- La operación es totalmente automática y solo entra en servicio cuando es requerido
- No requiere de atención especial.
- Muy poca probabilidad de obstrucciones de los inyectores.

Un inyector neumático consiste esencialmente de un tanque cerrado donde se recibe las aguas servidas. Estas ascienden en el tanque hasta cierta altura, esto ocurre cuando la presión del aire contenido en el tanque provoca la descarga de las aguas servidas hacia la salida. Una válvula check a la entrada impide el regresamiento del

agua hacia el colector y otra válvula check a la salida impide su regresamiento hacia el tanque a presión.

4.10.2 Bombas Centrifugas

Pueden clasificarse de acuerdo a su ubicación, sumergidas bajo el agua en el pozo recolector, ubicadas en un pozo seco con los impulsores bajo el nivel del agua en el pozo recolector adyacente, y ubicadas en el pozo seco, a una elevación que coloca a los impulsores sobre el nivel del agua en el pozo húmedo.

- **El primer tipo es conocido como bomba tipo pozo húmedo:** En la mayoría de las estaciones, estas bombas son accionadas a través de un eje hasta el motor ubicado directamente sobre el pozo recolector o pozo húmedo. Sin embargo, recientemente se fabrican bombas que permiten la sumergencia de ambos, son las llamadas bombas sumergibles.
- El segundo tipo, **bombas ubicadas en pozo seco pero con impulsores bajo el nivel del agua**, pueden poseer las mismas características que la anterior, pero se facilita su reparación al separarse en pozo seco.
- El tercer tipo utiliza **pozo húmedo y pozo seco con mayor independencia**; en este caso tanto bombas como motores están albergados en el pozo seco y solo la tubería de succión va al pozo húmedo; este tipo ofrece ventajas en cuanto a mantenimiento y reparación de los equipos, pero generalmente resulta mas costoso.
- La selección está basada en el área disponible, las facilidades de personal especializado en mantenimiento, y las características del sistema en cuanto a caudal, variación del mismo, eficiencia de los equipos, disponibilidad de la zona, energía, etc.

4.11 El Diseño Del Pozo Recolector Y Los Accesorios Complementarios

En el diseño de la estación de bombeo reviste importancia el diseño del pozo recolector, este pozo recolector puede ser del tipo llamado pozo húmedo o del tipo que contempla pozo húmedo y pozo seco. Cualquiera que sea el tipo considerado, la determinación de la capacidad depende de la variación de caudales y del período de retención aconsejable. El proyectista debe analizar cuál debe ser la capacidad del pozo húmedo para el caudal dado, cuál debe ser la capacidad de las bombas y cuantas bombas se requerirían.

4.12 Capacidad Del Pozo Húmedo

La determinación de la capacidad del pozo húmedo se hace basándose en el periodo de retención del líquido cloacal. Este tiempo de retención debe ser tal, que pueda mantener condiciones aeróbicas de las aguas servidas y evite su septización. El comité unido de la ASCE y de la WPCF²⁸, recomienda un tiempo de retención no mayor de 30 minutos.

Existiendo una relación muy estrecha entre capacidad de las bombas y volumen requerido del pozo recolector para atender la gran variación de caudal que recibe, así como las limitaciones en el periodo de retención, se hace necesario analizar este problema, considerando bombas de velocidad constante y bombas de velocidad variable.

4.13 Bombas De Velocidad Constante

Si se seleccionan bombas de velocidad constante, es necesario tomar muy en cuenta la capacidad del pozo húmedo, a fin de evitar frecuentes arranques y paradas de los equipos, que terminan por dañarlos. La variación horaria de los caudales

enfrenta un problema de tiempo de retención para evitar septización del líquido cloacal con el número de arranque y paradas para proteger los equipos. Este problema ha sido resuelto mediante la selección de bombas de diferentes capacidades que trabajen alternadamente.

4.14 Selección Del Equipo De Bombeo

Para la selección apropiada de los equipos de bombeo de aguas servidas, resulta conveniente disponer de la curva del sistema que permita estimar con cierta aproximación las variaciones de carga para las variaciones del caudal durante el período de diseño estimado. La determinación de esta curva del sistema, tomando en cuenta todas las variables involucradas (variación de caudales, carga estática, pérdida de carga por fricción, pérdidas de carga por accesorios etc.) en combinación con las distintas curvas características de los equipos, permitirá prevenir alteraciones en su funcionamiento que puedan provocar situaciones inapropiadas.

Esta variación de caudal conduce, además, a buscar soluciones a base de dos o más bombas en paralelo, por lo cual resulta muy útil la superposición de las curvas características con las curvas del sistema. (7)

LA EDIFICACIÓN Y SU APARIENCIA EXTERNA

La caseta o edificación para la estación de bombeo debe procurarse que no cauce impresión desagradable; en tal sentido un área verde bien mantenida alrededor de la estación y una buena iluminación tanto interior como exterior contribuyen a mejorar su aspecto.

El área para albergar los equipos de bombeo y accesorios debe ser cuidadosamente determinada en el proyecto, de acuerdo a las dimensiones de bombas, motores, codos, válvulas y demás accesorios complementarios.

Cuando sean instaladas bombas del tipo vertical, cuya extracción para reparaciones pueda requerir movilidad de los techos, deben procurarse diseños que faciliten tal situación.

A fin de evitar conexiones cruzadas, es recomendable pintar de diferentes colores las tuberías de la estación de bombeo de aguas negras, a tal efecto el manual N° 17 de la WPCF³⁰ ha establecido un código uniforme de colores para pintar las tuberías. (7)

4.15 Líneas De Bombeo De Las Aguas Negras

El diseño de las líneas de bombeo de las aguas servidas, dentro de la red cloacal, constituye un aspecto diferente en el sistema, y atiende por tanto a consideraciones especiales, las cuales están íntimamente relacionadas con las características de los equipos de bombeo, las variaciones de caudal, las características de las tuberías y sus coeficientes de fricción y las velocidades de arrastres de sedimentos. (8)

4.16 Caudal De Diseño

La línea de bombeo debe ser capaz del gasto máximo esperado para el periodo de diseño. En este caso, estará determinado por el gasto que serían capaces de extraer del pozo húmedo, simultáneamente las bombas que trabajan en paralelo o en todo caso, el caudal máximo del bombeo.

4.17 Características De Las Tuberías

A diferencia del resto del sistema, la línea de bombeo trabaja como conducto a presión, y en tal caso la selección de la clase de tubería estará sujeta a las presiones de trabajo a que pueda estar sometida.

- **H.F.**: generalmente se utiliza tubería de hierro fundido o de material plástico (PVC). En virtud de que las presiones en las líneas de bombeo de las aguas negras casi nunca alcanzan valores de consideración, en la casi totalidad de los casos es suficiente la utilización de tuberías clase 100 (Normas ASTM) cuya presión de trabajo es de 100 Lb/pulg.² o 7 kg/cm²
- **Policloruro de Vinilo (PVC)**: La utilización de tubería de cloruro de polivinilo ha venido en aumento por las ventajas económicas y de facilidades de construcción por lo liviano. La máxima presión de trabajo depende del espesor de la tubería, de su diámetro exterior y de la materia prima utilizada en su fabricación.

4.18 Velocidad De Arrastre

Consiste en mantener los colectores con velocidades de flujo que no permitan la sedimentación a lo largo de los colectores. Esta consideración es similarmente válida para las líneas de bombeo de las aguas servidas, y en tal sentido McPerson, recomienda que la mínima velocidad de transporte está dada por la expresión; $V = \frac{0.105}{D}$ m/s, D = pulgadas

La cual transferida al sistema métrico, se escribe:

$$V_{\min} = 1,35 \text{ m/s}$$

4.19 Válvulas De Expulsión De Aire

Es necesario considerar la posibilidad de formación de bolsas de aire en algunos puntos de la línea de bombeo, ello reduciría el área neta de flujo, incrementaría las pérdidas de carga y consecuentemente la altura dinámica contra la cual trabajan las bombas.

Por diversas formas, puede acumularse aire en la tubería de bombeo, así:

- Aire que estaba presente en la tubería antes de llenarse y no fue suficientemente purgada.
- Aire que puede penetrar a la tubería, cuando el nivel de aguas puede quedar por debajo de la boca de succión.
- Aire en solución que puede liberarse en puntos donde la presión sea baja.

A fin de prevenir esta situación, es recomendable colocar ventosas automáticas en los puntos de la línea de bombeo, es decir, en aquellos puntos donde puede producirse acumulación de aire por cambios de pendiente.

4.20 Sobrepresión Por Golpe De Ariete.

En algunos casos puede requerirse una estimación del efecto del exceso de presión, provocado por la onda de regresamiento, al interrumpirse el bombeo. Aun cuando por las características de una línea de bombeo de aguas servidas, la carga

estática es muy pequeña, conviene verificar el espesor de la tubería para determinar su capacidad de resistencia al impacto por golpe de ariete. (9)

CAPITULO V

5.1 Diseño De La Estación De Bombeo.

Tabla 5.1 Calculo de la población y caudal de diseño.

| Año | Población [Hab.] | Caudal de Diseño [l/s] |
|------|---------------------|---------------------------|
| 2032 | 11687 | 168.42 |

$$Q_b = \frac{168.42}{0.80} = 210.53 \text{ l/s} \Rightarrow 0.211 \text{ m}^3/\text{s}$$

- **Tubería de Impulsión:** Longitud 66.22 m, Diámetro 0.41 m y Material de Acero.
- **Perdidas por Fricción:** Incluye las perdidas originadas por fricción y accesorios en la tubería de impulsión.
- **Las perdidas menores:** corresponden a las piezas especiales y de conexiones, utilizándose el método de las longitudes equivalentes que se indican en la tabla de la siguiente pagina :

| Diámetro | 1/2" | 3/4" | 1" | 1 1/4" | 1 1/2" | 2" | 2 1/2" | 3" | 4" | 5" | 6" | 8" | 10" | 12" | 14" |
|----------------------------------|------|------|-----|--------|--------|------|--------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| Codo 90° radio largo | 0.3 | 0.4 | 0.5 | 0.6 | 0.7 | 0.8 | 0.9 | 1.0 | 1.1 | 1.2 | 1.3 | 1.4 | 1.5 | 1.6 | 1.7 |
| Codo 90° radio medio | 0.4 | 0.5 | 0.6 | 0.7 | 0.8 | 0.9 | 1.0 | 1.1 | 1.2 | 1.3 | 1.4 | 1.5 | 1.6 | 1.7 | 1.8 |
| Codo 90° radio corto | 0.5 | 0.6 | 0.7 | 0.8 | 0.9 | 1.0 | 1.1 | 1.2 | 1.3 | 1.4 | 1.5 | 1.6 | 1.7 | 1.8 | 1.9 |
| Codo 45° | 0.2 | 0.3 | 0.4 | 0.5 | 0.6 | 0.7 | 0.8 | 0.9 | 1.0 | 1.1 | 1.2 | 1.3 | 1.4 | 1.5 | 1.6 |
| Curva 90° R/D 1 1/2 | 0.2 | 0.3 | 0.4 | 0.5 | 0.6 | 0.7 | 0.8 | 0.9 | 1.0 | 1.1 | 1.2 | 1.3 | 1.4 | 1.5 | 1.6 |
| Curva 90° R/D 1 | 0.3 | 0.4 | 0.5 | 0.6 | 0.7 | 0.8 | 0.9 | 1.0 | 1.1 | 1.2 | 1.3 | 1.4 | 1.5 | 1.6 | 1.7 |
| Curva 45° | 0.2 | 0.3 | 0.4 | 0.5 | 0.6 | 0.7 | 0.8 | 0.9 | 1.0 | 1.1 | 1.2 | 1.3 | 1.4 | 1.5 | 1.6 |
| Entrada normal | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 |
| Entrada de borda | 0.4 | 0.5 | 0.6 | 0.7 | 0.8 | 0.9 | 1.0 | 1.1 | 1.2 | 1.3 | 1.4 | 1.5 | 1.6 | 1.7 | 1.8 |
| Válvula de compuerta abierta | 0.1 | 0.1 | 0.1 | 0.1 | 0.1 | 0.1 | 0.1 | 0.1 | 0.1 | 0.1 | 0.1 | 0.1 | 0.1 | 0.1 | 0.1 |
| Válvula tipo globo abierta | 4.9 | 6.7 | 8.2 | 9.6 | 11.3 | 13.4 | 15.7 | 18.0 | 20.3 | 22.6 | 25.0 | 27.3 | 29.7 | 32.0 | 34.4 |
| Válvula de ángulo abierta | 2.6 | 3.6 | 4.6 | 5.6 | 6.7 | 7.7 | 8.8 | 9.8 | 10.9 | 11.9 | 13.0 | 14.0 | 15.0 | 16.0 | 17.0 |
| Té paso directo | 0.3 | 0.4 | 0.5 | 0.6 | 0.7 | 0.8 | 0.9 | 1.0 | 1.1 | 1.2 | 1.3 | 1.4 | 1.5 | 1.6 | 1.7 |
| Té salida lateral | 1.0 | 1.4 | 1.7 | 2.3 | 2.8 | 3.5 | 4.3 | 5.2 | 6.1 | 7.0 | 7.9 | 8.8 | 9.7 | 10.6 | 11.5 |
| Té salida bilateral | 1.0 | 1.4 | 1.7 | 2.3 | 2.8 | 3.5 | 4.3 | 5.2 | 6.1 | 7.0 | 7.9 | 8.8 | 9.7 | 10.6 | 11.5 |
| Válvula de pie | 3.6 | 5.6 | 7.3 | 9.0 | 10.7 | 12.4 | 14.1 | 15.8 | 17.5 | 19.2 | 20.9 | 22.6 | 24.3 | 26.0 | 27.7 |
| Salida tuberia | 0.4 | 0.5 | 0.7 | 0.9 | 1.1 | 1.3 | 1.5 | 1.7 | 1.9 | 2.1 | 2.3 | 2.5 | 2.7 | 2.9 | 3.1 |
| Válvula de retención tipo ligero | 1.1 | 1.6 | 2.1 | 2.7 | 3.2 | 3.8 | 4.4 | 5.0 | 5.6 | 6.2 | 6.8 | 7.4 | 8.0 | 8.6 | 9.2 |
| Válvula de retención tipo pesada | 1.6 | 2.4 | 3.2 | 4.0 | 4.8 | 5.6 | 6.4 | 7.2 | 8.0 | 8.8 | 9.6 | 10.4 | 11.2 | 12.0 | 12.8 |

Tabla 5.2 Longitudes equivalentes a pérdidas locales expresadas en metros de tuberías rectilínea

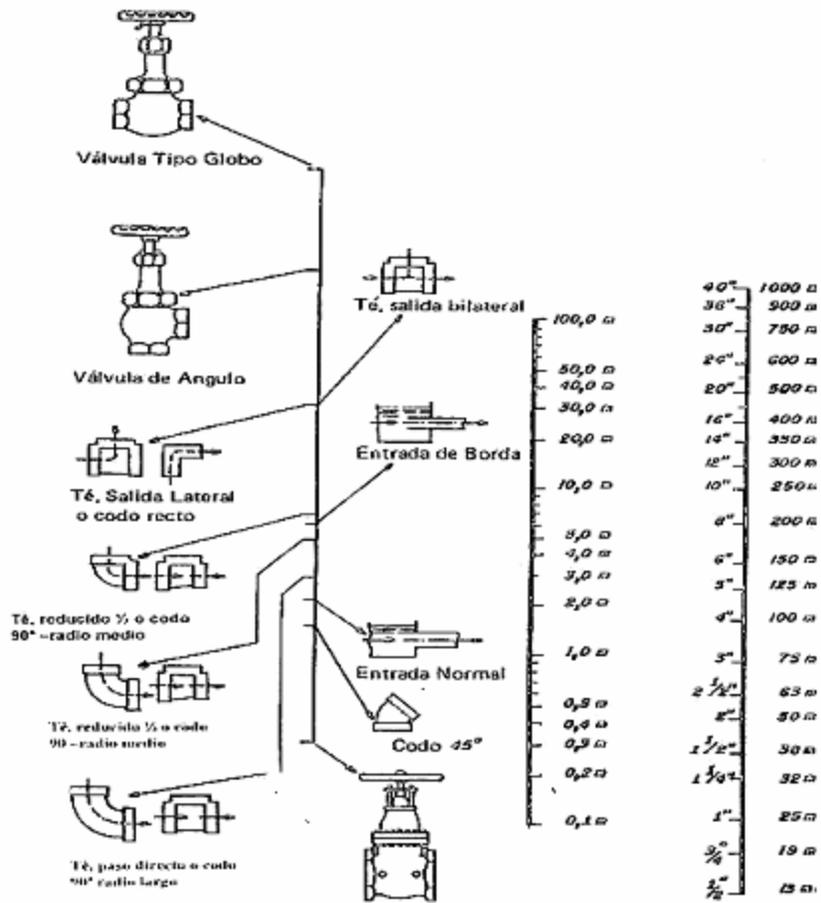


Figura 5.1. Válvulas y conexiones

Tabla 5.3 Longitudes Equivalentes de las Piezas para el Diseño.

| Piezas | Ø (mm) | Cantidad | Longitud Equivalente (m). |
|--------------------------|--------|----------|---------------------------|
| Válvula Check | 400 | 3 | 52.00 |
| Válvula de Compuerta | 400 | 1 | 3.00 |
| Válvula de Compuerta | 80 | 3 | 0.5 |
| Válvula de purga de aire | 400 | 3 | 0.04 |
| Codo 90° Radio Largo. | 80 | 3 | 1.6 |
| Codo 90° Radio Largo | 400 | 5 | 2.9 |
| Codo 45° Radio Largo | 400 | 1 | 5.3 |
| Tee salida lateral | 400 | 2 | 22.0 |

- **La longitud total:** va a estar dada por la longitud equivalente de las piezas y la longitud de la tubería de impulsión.

$$\text{Longitud Total} = 66.22\text{m} + (229.22 \text{ m}) = 295.44\text{m}$$

Se aplica la ecuación 4.4

$$H_f = \frac{10.643 * (0.211)^{1.85}}{(100)^{1.85} * (0.41)^{4.87}} * 295.44 = 2.71\text{m}$$

- **La pérdida de carga total:** se calcula según la ecuación 4.3. estas perdidas se incrementan en un 20% por tratarse de aguas negras.

$$H_f = 1.20 * 2.71 = 3.25\text{m}$$

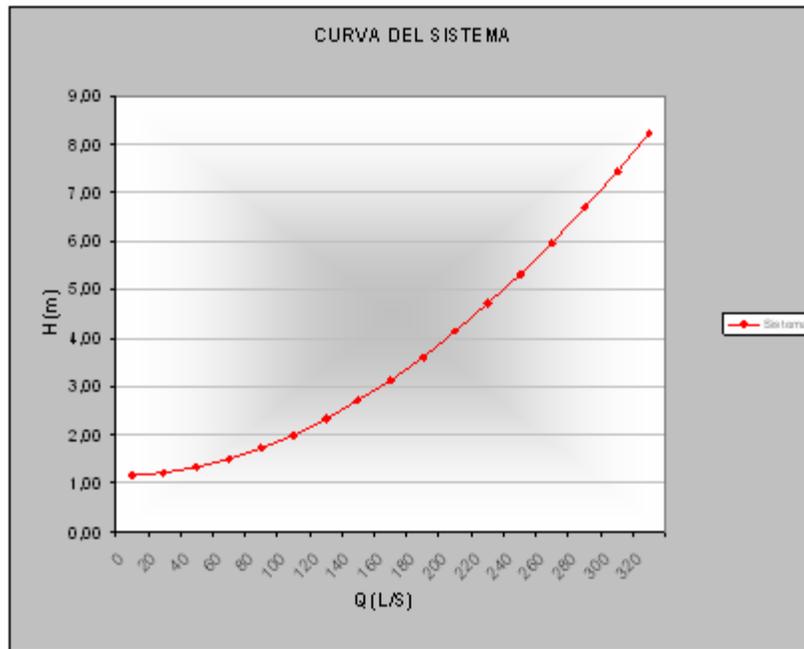
- **La altura dinámica total:** aplicamos la ecuación 4.2

$$H_t = 1.19\text{m} + 3.25 = 4.44\text{m}$$

Para la elaboración de las curvas del sistema, en la ecuación 2.31 se le dan valores al gasto y para cada uno de ellos se determinan los valores de H_t . Resultado los valores que se presentan en la Tabla 5.3.

Tabla 5.4 DATOS DE CAUDAL vs. ALTURA DEL SISTEMA (Cálculos propios)

| Tabla 5.4 DATOS DE CAUDAL vs. ALTURA DEL SISTEMA (Cálculos propios) | | | | |
|---|--------|---------|-------|---------------|
| Q(L/S) | HFt(m) | 1,20HFt | HG(m) | Sistema H(T)m |
| 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.19 | 1.19 |
| 20.00 | 0.03 | 0.04 | 1.19 | 1.23 |
| 40.00 | 0.13 | 0.15 | 1.19 | 1.34 |
| 60.00 | 0.26 | 0.32 | 1.19 | 1.51 |
| 80.00 | 0.45 | 0.54 | 1.19 | 1.73 |
| 100.00 | 0.68 | 0.82 | 1.19 | 2.01 |
| 120.00 | 0.95 | 1.15 | 1.19 | 2.34 |
| 140.00 | 1.27 | 1.52 | 1.19 | 2.71 |
| 160.00 | 1.63 | 1.95 | 1.19 | 3.14 |
| 180.00 | 2.02 | 2.42 | 1.19 | 3.61 |
| 200.00 | 2.46 | 2.95 | 1.19 | 4.14 |
| 220.00 | 2.93 | 3.52 | 1.19 | 4.71 |
| 240.00 | 3.44 | 4.13 | 1.19 | 5.32 |
| 260.00 | 3.99 | 4.79 | 1.19 | 5.98 |
| 280.00 | 4.58 | 5.49 | 1.19 | 6.68 |
| 300.00 | 5.20 | 6.24 | 1.19 | 7.43 |
| 320.00 | 5.86 | 7.03 | 1.19 | 8.22 |



Grafica 5.1.(Curva del sistema)

Fuente: Cálculos Propios.

5.2 Curvas De Las Bombas

Para obtener la curva caudal Vs. Altura de una bomba, es necesario elaborar la ecuación de la misma, para la cual se obtuvieron valores de caudal y de altura de bombeo de las curvas características suministradas por el fabricante. Ver anexo

La ecuación de la bomba se determino de acuerdo a lo indicado en el capítulo II referente a ese punto.

5.2.1 Ecuación De La Bomba (20 HP)

$$H= 34.40 - 46.67*Q + 373.33*Q^2$$

Donde:

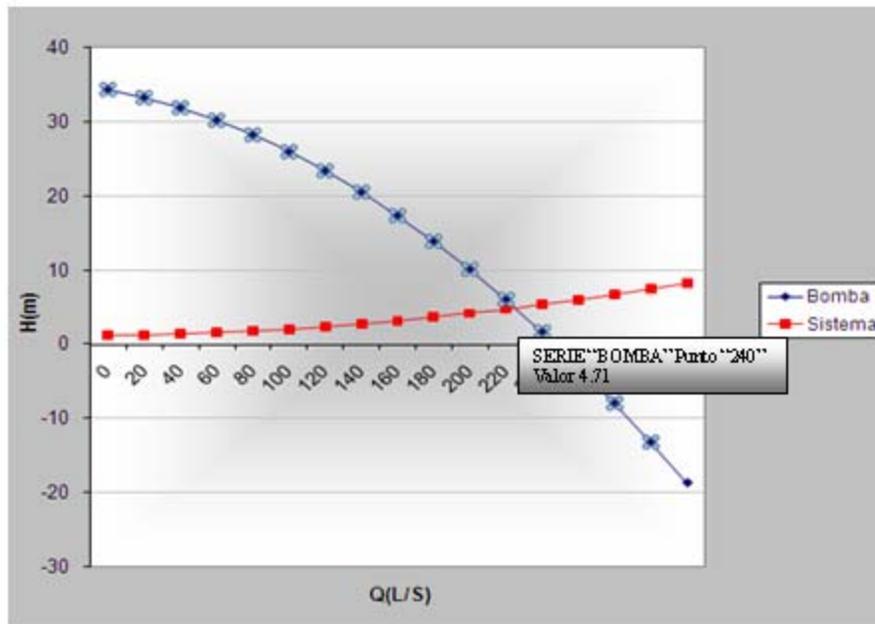
H: es en metro.

Q: en L/s.

Tabla 5.5. Resultados de Q(l/S) Vs H(m)

Fuente. Cálculos propios

| Q(L/S) | H(m) |
|---------------|--------------|
| 0 | 3410 |
| 40 | 31.90 |
| 180 | 13.90 |
| 240 | 4.71 |



Gráfica 5.2 Punto de Operación de la bomba 30hp

Fuente: Cálculos Propios.

En el gráfico 5.2 se observa que el punto de operación o punto de trabajo es la intersección de la curva de la bomba con la curva del sistema, donde se define un caudal de 240 l/s con una altura de 34.40m, lo cual satisface los requerimientos del sistema cuyo caudal a bombear es de 210.53 l/s y una altura de 4.71m.

Una vez determinados los requerimientos del sistema para el futuro (2032), es decir; el caudal a bombear y la altura dinámica total, también se requerirá verificar los requerimientos de diseño.

5.2.2 Característica Del Equipo De Bombeo

Potencia de la Bomba: Aplicando la ecuación 4.5

$$P = \frac{1040 \text{kg} / \text{m}^3 \cdot 0.2111 \text{m}^3 / \text{sg} * 4.44 \text{m}}{76 * 60}$$

23hp

Las curvas de operación de las bombas seleccionadas de caudal Vs. Altura Dinámica y Caudal Vs. Eficiencia son suministrada por el fabricante.

Se procedió a chequear gráficamente la eficiencia de la bomba para el punto de operación determinado, la cual resultó ser:

Equipo seleccionado

Bomba sumergible

Marca: **FAGGIOLATI PUMPS S.P.A**

Modelo: **G420R2C2-T102AA2**

Curva: **C725-430**

Motor:

Frecuencia: **50 HZ**

Voltaje: **230 V**

Nº de Fases: **3**

Polos: **8**

Potencia: **50 Hp**

Diámetro: **330mm**

CAPITULO VI

CONCLUSIONES.

- ❖ La situación encontrada nos llevo a plantearnos la necesidad de elaborar un diseño del sistema de colectores considerando los caudales de las aguas servidas domiciliarias, comerciales y de infiltración; teniendo en cuenta lo establecido en las normas sanitarias para obtener los gastos unitarios, y evitar la sobre carga del mismo.

- ❖ La factibilidad del proyecto se hizo de acuerdo a los parámetros establecidos por OPCIT, y las Normas Generales para el Proyecto de Alcantarillado, de abril de 1999; para ello se tomó como principal punto la estimación del número de habitantes del sector en estudio, utilizando los datos estadísticos llevados por el Instituto Nacional de Estadística (INE) del Estado Anzoátegui y el censo realizado por fuente propia con ayuda de las comunidades, haciéndose una proyección hasta el año 2032, considerándose una vida útil del nuevo sistema de recolección de aguas servidas de 25 años aproximadamente, bajo optima condiciones.

- ❖ Los colectores proyectados se eligieron de 8” y 10”, fueron llevados al punto de descarga a través de un colector principal de 16” y 21”,24” y 30” de diámetro a partir de las bocas de visita F12; los colectores presentaron una velocidad mayor o igual a 0,60 m/s y menor a 4.5m/s

- ❖ Debido a que el sector en estudio presenta poca pendiente en el terreno, se escogió para el diseño del colector de aguas servidas tuberías de PVC por su alta resistencia a la corrosión y ofrecer mayor capacidad de conducción por su bajo coeficiente de fricción con pendientes mínimas, ya que la utilización de otro tipo de tuberías pudiera traer consecuencias negativas.

- ❖ En el proyecto se utilizaron bocas de visitas tipo Ia, a excepción de algunas bocas en las cuales se utilizaron del tipo II, con empotramiento tipo I y apoyo Ia, y se previó un empotramiento para cada vivienda con juntas tipo goma o similar, para garantizar la estanquidad que se produce por el nivel freático.

- ❖ El cálculo de los escalones en cada boca de visita del sistema resultó que las mayorías fueron despreciables, y solo se tomaron en cuenta aquellos con mayor de 5cm, siendo el máximo escalón de 28cm determinado en la boca de visita F6

RECOMENDACIONES:

- ❖ La realización de este proyecto vendría a solucionar la carencia que tiene los pobladores del sector en estudio de poder contar con un sistema de recolección de aguas servidas y a la vez contribuiría a reducir el gran numero las enfermedades producidas como consecuencias de la proliferación de aguas negras en las calles del sector, que afecta a los niños y a toda la población en general.
- ❖ Es importante que las autoridades gubernamentales, es decir al Gobierno del Estado Anzoátegui, conjuntamente con el Gobierno Nacional a través del Ministerio del Poder Popular del Ambiente y la empresa Hidrocaribe, asuman la responsabilidad de disponer de los recursos financieros necesarias para poner el ejecútese del proyecto en un corto plazo.
- ❖ La activación inmediata de programas de concientización por parte de Hidrocaribe y del Ministerio de Poder Popular del Ambiente dirigido a las comunidades en consideración a la problemática ambiental que genera el hecho que cada día sean mas los habitantes del sector los que lanza a las calles las aguas negras provenientes de sus residencias, lo que trae como consecuencia, la gran cantidad de enfermedades que aquejan a los pobladores de este sector sobre todo a los niños.
- ❖ Para garantizar el aprovechamiento de la nueva estación de bombeo, se hace necesario que se elabore un proyecto para el reacondicionamiento de la estación de bombeo que existe actualmente en la calle los Rosales, ya que con

ella se alivia la descarga de la nueva estación, evitando un posible colapso en la red diseñada.

BIBLIOGRAFÍA

1. Mataix C., “**Mecánica de Fluidos y Máquinas Hidráulicas**” Editorial Harla S.A., México (1982).
2. Merrit F. “**Manual para el Ingeniero Civil**” Editorial Mc Graw Hill, 4ta Edición, México (1999).
3. López L., “**Instalaciones Sanitarias en los Edificios. Agua**” Editorial El Autos, Edición de Prueba, Venezuela. (1990).
4. Rivas M., “**Abastecimiento de Agua y Alcantarillados**”, Ediciones Vega, 3^{ra} Edición, Caracas, Venezuela (1983).
5. Camacho F., “**Acueducto y Cloacas**” Universidad de Carabobo. Venezuela. (1983).
6. Arocha S., “**Cloacas y Drenajes – Teoría y Diseño**” Ediciones Vega S.R.L. primera Edición, Caracas Venezuela (1983).
7. Ghanen A., “**Fundamentos para el Cálculo de Alcantarillado**”, Universidad de Oriente, Núcleo Anzoátegui, Puerto la Cruz, Venezuela, septiembre (1996).
8. M.S.A.S., “Normas Generales para el Proyecto de Alcantarillado”, Gaceta Oficial N° 5318, extraordinaria del 6 de abril de 1999).
9. I.N.O.S., “**Norma e Instructivos para el proyecto de Alcantarillados**”, Caracas, Venezuela (1989).
10. Azevedo J. y Acosta G., “**Manual de Hidráulica**”, Editorial Harla s.a, primera Edición, Ciudad de México, México (1973).
11. López R., “**Diseño de Acueductos y Alcantarillados**”, Ediciones Alfaomega, segunda Edición, Santa Fe de Bogotá, Colombia (1999).

12. M.S.A.S., “Normas sanitarias para proyecto, construcción, reparación, reforma y mantenimiento de edificaciones. “Gaceta Oficial de la República De Venezuela”, Número 4.044, Extraordinario, Caracas 8 de septiembre de 1988
13. Saldarriaga J., “**Hidráulica de Tuberías**”, Editorial Mc Graw Hill, Bogotá, Colombia (1998).
14. M.S.A.S., “**Compendio de Normas y Modelos para Estudios de Campos y Diseños**”, de Acueductos Rurales”, Tercera Edición, Caracas, Venezuela (1960).
15. Hidalgo, E. “**Topografía General**”. Universidad de Oriente. Puerto La Cruz, Venezuela (2002).
16. [http:// www.vinilit.cl/pdf/pvc.com](http://www.vinilit.cl/pdf/pvc.com)
17. [http:// www.flygt.com.ar](http://www.flygt.com.ar)
18. [http:// www.hidraulica-ebro.com](http://www.hidraulica-ebro.com)
19. Manual Técnico. Sistema de Tubería y Accesorio Alcantarillado, junta Mecánica PAVCO.

ANEXO



Vista de algunas calles abnegadas de aguas negras



Estimulo medidas de los tor



Inspección de estado del sistema existente



Estado de la estación bombe existente

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

| | |
|------------------|---|
| TÍTULO | DISEÑO DE UN SISTEMA DE AGUAS NEGRAS Y TUBERÍA DE IMPULSIÓN DE LOS BARRIOS ÁLVAREZ BAJARES, BELLA VISTA Y ESPEJO 2 DE BARCELONA, ESTADO ANZOÁTEGUI.. |
| SUBTÍTULO | |

AUTOR (ES):

| APELLIDOS Y NOMBRES | CÓDIGO CULAC / E MAIL |
|----------------------------|---|
| MAREA V, FERNANDO J | CVLAC: 13.163.837 E MAIL: fernando97_84@hotmail.com |
| REYES C, ALICIA | CVLAC: 14.102.776 E MAIL: |

PALÁBRAS O FRASES CLAVES:

| |
|---|
| Evaluación, Metodología, Inspección, Servicios Constructivos, Planos, |
| Estudio Económico |
| |
| |
| |

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:

| ÀREA | SUBÀREA |
|------------------------------------|------------------|
| INGENIERIA Y CIENCIAS APLICADAS | INGENIERIA CIVIL |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |

RESUMEN (ABSTRACT):

En la Ciudad de Barcelona, capital del Estado Anzoátegui, existe un sector conformado por tres barrios, denominados: Álvarez Bajares, El Espejo II y Bella Vista, perteneciente al Municipio Simón Bolívar, en donde sus habitantes por carecer de un sistema de drenaje apropiado para sus aguas servidas, descargan las aguas servidas de sus casas, en algunos casos en pozos sépticos, los cuales son construidos sin ningún control de calidad, mientras que otros han optado por lanzar sus aguas a las calles o en el mejor de los casos a las tanquillas de un colector inconcluso que existe en el sector, y cuyas pocas tuberías que conforman el sistema se encuentran desde hace mucho tiempo colapsadas por no tener un sistema de bombeo adecuado para su descarga. El proyecto consiste en el diseño de una red con líneas de 8" y 30" de diámetro, conectada a una distancia de 295.41 metros de la tubería de 16" que abarca desde la estación en proyecto, hasta el punto de descarga de la estación existente, la cual fue calculada cumpliendo las normas legalmente establecidas. Las instalaciones de cloacas fueron proyectadas para recolectar 168.42 l/s, con un colector secundario de 8" a 12" de diámetro y uno principal de 16" a 30", con material PVC, que recogerá todas las aguas servidas, y serán descargadas en la boca de visita existente que conduce las aguas a la estación de bombeo Los Rosales.

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

| APELLIDOS Y NOMBRES | ROL / CÓDIGO CVLAC / E_MAIL | | | | |
|---------------------|-----------------------------|----|----------|----|----------|
| | ROL | CA | AS | TU | JU |
| YASSER, SAAB | | | <u>X</u> | | |
| | CVLAC: | | | | |
| | E_MAIL | | | | |
| | E_MAIL | | | | |
| GONZALEZ, LUIS | | | | | <u>X</u> |
| | CVLAC: | | | | |
| | E_MAIL | | | | |
| | E_MAIL | | | | |
| MORALES, HILDA | | | | | <u>X</u> |
| | CVLAC: | | | | |
| | E_MAIL | | | | |
| | E_MAIL | | | | |
| | | | | | X |
| | CVLAC: | | | | |
| | E_MAIL | | | | |
| | E_MAIL | | | | |

FECHA DE DISCUSIÓN Y APROBACIÓN:

| | | |
|------|-----|-----|
| 2008 | 05 | 27 |
| AÑO | MES | DÍA |

LENGUAJE. SPA

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:**ARCHIVO (S):**

| NOMBRE DE ARCHIVO | TIPO MIME |
|---|---------------------------|
| TESIS. Diseño de red de aguas negras.doc | Application/msword |
| TESIS.Planos.dwg | Application/dwg |
| | |

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: Diseño de Aguas Negras Barcelona (OPCIONAL)

TEMPORAL: Un año (1) (OPCIONAL)

TÍTULO O GRADO ASOCIADO CON EL TRABAJO:

Ingeniero Civil

NIVEL ASOCIADO CON EL TRABAJO:

PRE-GRADO

ÁREA DE ESTUDIO:

Escuela de Ingeniería y Ciencias Aplicadas

INSTITUCIÓN:

Universidad de Oriente Núcleo de Anzoátegui

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

“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 quien lo participará al Consejo Universitario.”

Marea V, Fernando J

AUTOR

Reyes, Carmen Alicia

AUTOR

Prof. Yasser Saab

TUTOR

Prof. Luis González

Jurado Principal

Prof. Hilda Morales

Jurado Principal

POR LA SUBCOMISION DE TESIS:
