

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



**“DISEÑO DE UN SISTEMA DE CLOACAS PARA LA
POBLACIÓN DE LAS HERNÁNDEZ, UBICADA EN EL
MUNICIPIO AUTÓNOMO TUBORES,
ESTADO NUEVA ESPARTA”**

Realizado Por:

Br. Gabriela Del Valle Millán Navarro

**Trabajo de Grado presentado ante la Universidad de Oriente
como Requisito Parcial para Optar al Título de
INGENIERO CIVIL**

PUERTO LA CRUZ, AGOSTO DE 2009

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



**“DISEÑO DE UN SISTEMA DE CLOACAS PARA LA
POBLACIÓN DE LAS HERNÁNDEZ, UBICADA EN EL
MUNICIPIO AUTÓNOMO TUBORES,
ESTADO NUEVA ESPARTA”**

ASESORES

Prof. Mounir Bou Ghannam
Asesor Académico

Ing. Eunices Escobar
Asesor Industrial

Puerto La Cruz, Agosto de 2009

**UNIVERSIDAD DE ORIENTE
NÚCLEO DE ANZOÁTEGUI**

**ESCUELA DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL**



**“DISEÑO DE UN SISTEMA DE CLOACAS PARA LA
POBLACIÓN DE LAS HERNÁNDEZ, UBICADA EN EL
MUNICIPIO AUTÓNOMO TUBORES,
ESTADO NUEVA ESPARTA”**

JURADO

El Jurado hace constar que asignó a esta Tesis la calificación de:

**Prof. Mounir Bou Ghannam
Asesor Académico**

**Prof. Anna Álvarez
Jurado Principal**

**Prof. Hilda Morales
Jurado Principal**

Puerto La Cruz, Agosto de 2009

RESOLUCIÓN

De acuerdo con el Artículo 44 del Reglamento de Trabajo de Grado:

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

DEDICATORIAS

A Dios Padre Todopoderoso por darme la vida y regalarme todas las cosas maravillosas que han hecho de mi una mejor persona cada día.

A mis abuelitos que están en el cielo; Juan Millán, Pedro Navarro y Benilde Salazar de Navarro porque siempre estarán conmigo protegiéndome y guiándome; y a mi abuela Petra Acosta De Millán por todo su cariño brindado.

A mis padres Alcides Millán y Belinda Navarro De Millán; por darme su amor, por ser mi apoyo incondicional y ejemplo a seguir en cada etapa de mi vida.

A mis Tíos y Tías por sus atenciones y siempre brindarme consejos enriquecedores.

A mis Primos y Primas por regalarme su alegría, llenando mi corazón de momentos lindos.

A mi novio Jhonny De Almeida por ser el pilar que me mantuvo firme en los momentos duros, por llenarme de su amor, paciencia y comprensión día tras día. De igual manera a toda la familia De Almeida por su apoyo y gran colaboración para conmigo.

Gabriela Del Valle Millán Navarro

AGRADECIMIENTOS

A mi Dios Todopoderoso; infinitas gracias por permitirme hacer de este sueño una realidad y por estar conmigo en todo momento llenándome de sus bendiciones.

A mis padres Alcides Millán y Belinda Navarro De Millán por esforzarse en darme todo cuanto han podido y hacerme la mujer que soy.

A mi tutora industrial Eunices Elvira Escobar por su colaboración prestada en la realización de este trabajo de grado.

Al Ingeniero Daniel Olivares por cederme sus valiosos conocimientos y a Luis Ordaz por brindarme su ayuda en todo momento.

A todos los compañeros de trabajo que compartieron conmigo durante mis pasantías en MINFRA: Tomás González, Omar León, Luis Amundarai, Mérida Rosas, Beltrán Cedeño, Marilena, Solangel, Juanita, por sus atenciones y extenderme su mano amiga.

A mis amigos Álvaro Paraqueima, Carlos Ortiz, Eibil Ávila, Francelis De Ávila, Lorena Palmares, Ivannya Aquias, por su gran apoyo y colaboración. Agradecimientos especiales para mi incondicional amiga Iliana Machado y su mami Iris Sifontes por su cariño, paciencia y disposición. Millones de gracias a todos por ser parte de mi.

Gabriela Del Valle Millán Navarro

RESUMEN

En el siguiente trabajo de grado se presenta el Diseño de un Sistema de Cloacas, para la Población de “Las Hernández”, ubicada en el Municipio Autónomo Tubores de la Isla de Margarita en el Estado Nueva Esparta. Este diseño permitirá recolectar las aguas servidas de esta localidad para posteriormente enviarlas a un sitio de tal manera que no genere daños a la comunidad.

El diseño se encuentra basado en las normas INOS (Instituto Nacional de Obras Sanitarias), M.S.A.S (Ministerio de Sanidad y Asistencia Social) y M.A.R.N.R (Ministerio del Ambiente y los Recursos Naturales Renovables), las cuales permitieron establecer los criterios y parámetros necesarios para garantizar la eficiencia del proyecto.

Para el desarrollo de este diseño fue necesario tomar en cuenta la población actual y su crecimiento a futuro, la topografía de la zona realizando una nivelación topográfica, el área a servir distribuyéndola para cada tramo de colector; la existencia de comercios, instituciones, industrias y servicios básicos; entre otros. A este diseño de cloacas se realizaron los cálculos métricos o cantidades en obra así como el análisis de precios unitarios, lo que permitió elaborar el presupuesto el cual refleja el costo aproximado para la ejecución de la obra

INDICE GENERAL

<i>RESOLUCIÓN</i>	<i>IV</i>
<i>DEDICATORIAS</i>	<i>V</i>
<i>AGRADECIMIENTOS</i>	<i>VI</i>
<i>RESUMEN</i>	<i>VII</i>
<i>INDICE GENERAL</i>	<i>VIII</i>
<i>LISTA DE FIGURAS</i>	<i>XII</i>
<i>LISTA DE TABLAS</i>	<i>XIV</i>
<i>CAPÍTULO I INTRODUCCIÓN</i>	<i>15</i>
<i>1.1 DELIMITACIÓN GEOGRÁFICA DE LA POBLACIÓN “LAS HERNÁNDEZ”</i>	<i>15</i>
1.1.1 Ubicación	15
1.1.2. Características Generales del Lugar	16
1.1.3. Geología y Suelo	19
<i>1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA</i>	<i>20</i>
<i>1.3. OBJETIVO GENERAL</i>	<i>21</i>
1.3.1. Objetivos Específicos	22
<i>CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO</i>	<i>23</i>
<i>2.1. ANTECEDENTES</i>	<i>23</i>
2.2.1. Tipos de Levantamientos Topográficos.....	25
2.2.2. Nivelación	27
2.2.3 Equipos.....	33
<i>2.3. AGUAS NEGRAS</i>	<i>34</i>

2.4. AGUAS PROVENIENTES DEL USO DOMÉSTICO E INDUSTRIAL	34
.....	
2.5. CARACTERÍSTICAS DE LAS AGUAS NEGRAS	35
2.6. SISTEMAS CLOCALES	35
2.6.1. TIPOS DE SISTEMAS DE RECOLECCIÓN CLOACAL	36
2.6.2. COMPONENTES DE UN SISTEMA DE CLOACAS	37
2.7 SECCIÓN DE LOS COLECTORES	41
2.8 PENDIENTES EN TUBERÍAS	41
2.9. PROFUNDIDAD MÍNIMA	42
2.10 ANCHOS DE ZANJAS	42
2.11 DIÁMETRO DE LOS COLECTORES	43
2.12 MATERIAL U-PVC (Policloruro de Vinilo Rígido)	43
2.12.1 Características generales	43
2.12.2 Características de los tubos de (P.V.C) para alcantarillado	46
2.13 HIDRÁULICA DE COLECTORES	46
2.13.1. Capacidad de un Colector	46
2.13.2. Velocidad del Flujo	47
2.13.3. Coeficientes de Rugosidad	49
2.13.4. Elementos Hidráulicos de un Colector Circular a Sección Llena	49
2.13.5 Cotas en las Bocas de Visita de los Colectores	51
2.14 ASPECTOS A CONSIDERAR PARA EL TRAZADO DE LA RED DE CLOACAS	52
2.15. ÁREAS TRIBUTARIAS	53
2.16 PASOS A SEGUIR PARA LA CONFIGURACIÓN DE UNA RED DE CLOACAS	53
2.16.1. Trazado en planta de colectores	53
2.16.2. Ubicación de Bocas de visita	54
2.16.3. Nomenclatura	54

2.16.4 Delimitación y Cálculo de Áreas Tributarias	55
2.16.5 Periodo de Diseño.....	55
2.17 DETERMINACIÓN DE LA POBLACIÓN FUTURA.....	56
2.17.1 Método Aritmético o de Crecimiento Lineal.....	56
2.17.2 Método de Crecimiento Geométrico	58
2.18 CÁLCULO DEL GASTO DE PROYECTO EN SISTEMAS PARA	
AGUAS SERVIDAS	60
2.18.1 Gasto máximo de Aguas Servidas Domiciliarias	60
2.18.2 Gastos de Aguas Servidas Industriales	61
2.18.3 Gasto de Aguas Servidas por Contribución Comercial e Institucional.....	62
2.18.4 Gastos de Aguas de Infiltración.....	63
2.18.5. Gasto de Diseño.....	64
2.18.6 Gasto de Diseño por Tramos	65
2.19 ESTACIONES DE BOMBEO PARA SISTEMAS DE AGUAS	
SERVIDAS.....	65
2.19.1. Partes del sistema de bombeo.....	66
2.20. DESCARGA DE LAS AGUAS NEGRAS.....	71
<i>CAPÍTULO III. MARCO METODOLÓGICO</i>	73
3.1 REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA.....	73
3.2 RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN PRELIMINAR.....	73
3.3 LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO	73
3.3.1 Equipos Utilizados	74
3.3.2 Materiales	74
3.3.3 Procedimiento.....	75
3.4 ELABORACIÓN DE PLANOS DE PERFILES	77
3.5 ESTUDIO DE LA POBLACIÓN ACTUAL Y FUTURA.....	78
3.5.1 Periodo de Diseño	78
3.5.2 Estimación de la Población	79

3.6 CÁLCULO DEL SISTEMA DE CLOACAS.....	84
3.6.1 Trazado y Cálculo de las Áreas Tributarias.....	85
3.6.2 Determinación del Gasto del Proyecto	87
3.6.3 Cálculo Hidráulico de los Colectores.....	92
3.7 ELABORACIÓN DE CÓMPUTOS MÉTRICOS.....	97
3.8 DETERMINACIÓN DE LOS ANÁLISIS DE PRECIOS	
UNITARIOS Y ELABORACIÓN DE PRESUPUESTO.....	105
<i>CAPÍTULO IV CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</i>	<i>106</i>
5.1 CONCLUSIONES.....	106
5.2 RECOMENDACIONES	108

LISTA DE FIGURAS

	Pag.
<i>Fig. 1.1 Ubicación Geográfica de la Población de Las Hernández en el Municipio Tubores, Estado Nueva Esparta. Fuente: [1].....</i>	16
<i>Fig. 2.1. Elementos hidráulicos de un conducto de sección circular. Fuente [11]50</i>	
<i>Fig. 2.2 Perfil hidráulico de los colectores en el centro de una boca de visita. [11]</i>	51
<i>Fig. 3.1 Modelo Perfil de un Colector de Aguas Servidas. Fuente: Elaboración propia</i>	78
<i>Fig 3.2 Proyección de crecimiento poblacional de las Hernández por el método aritmético o lineal. Fuente: Elaboración propia</i>	81
<i>Fig. 3.3 Proyección de crecimiento poblacional de las Hernández por el método de crecimiento geométrico. Fuente: Elaboración propia</i>	83
<i>Fig. 3.4 Proyección por el método logarítmico. Fuente: Elaboración propia</i>	84
<i>Fig. 3.5 Trazado de áreas tributarias en los tramos A -31 – A -30 – A-29 – A-28 del colector principal para la población de las Hernández</i>	86
<i>Ejemplo:</i>	86
<i>Fig. 3.6 Tipos de excavación para zanjas, a la derecha se muestra una excavación para terrenos firmes, y a la izquierda se muestra una excavación con talud para suelos poco estables. Fuente: Catálogo de especificaciones técnicas Tubrica</i>	99
<i>Fig. 3.7 Apoyos tipo B y tipo C, de izquierda a derecha respectivamente, recomendados para colocación de tuberías PVC. Fuente: Catálogo de especificaciones técnicas Tubrica</i>	101
<i>Fig. A-1 Vista Frontal del nivel topográfico.....</i>	¡Error! Marcador no definido.
<i>Fig. A-2 Vista Lateral del nivel topográfico.....</i>	¡Error! Marcador no definido.
<i>Fig. A-3 GPS (Sistema de Posicionamiento Global)</i>	¡Error! Marcador no definido.
<i>Fig. A-2 Cinta Métrica.....</i>	¡Error! Marcador no definido.

Fig. A-2. De izquierda a derecha, Jalones y Mira Topográfica.... ¡Error! Marcador no definido.

LISTA DE TABLAS

	Pag.
<i>Tabla 2.1. Coeficientes de Rugosidad según el Material de las Tuberías. Fuente: [12]</i>	49
<i>Tabla 2.2 Consumos para el Diseño de Abastecimiento de Agua. Fuente: [11] 63</i>	
<i>Tabla 3.1 Censos de la Población de Las Hernández Municipio Tubores Edo. Nueva Esparta. Fuente: Instituto Nacional De Estadísticas (INE).....</i>	79
<i>Nota: En caso de no encontrarse la pendiente en la tabla 3.2, deben calcularse los valores de velocidad y gasto con las fórmulas dadas en la misma para cada diámetro.</i>	93
<i>Tabla 3.2 Parámetros Hidráulicos Tubería – Alcantarillado JA. Fuente: Tubrica 94</i>	
<i>Tabla 3.3 Anchos de zanjas recomendados según el diámetro de tubería. Fuente: Catálogo de especificaciones técnicas Tubrica</i>	99
<i>Tabla B-1. Nivelación Topográfica en la Población “las Hernández”</i>	¡Error!
Marcador no definido.	
<i>Tabla B-2. Nivelación Topográfica en la Población “las Hernández”</i>	¡Error!
Marcador no definido.	
<i>Tabla B-3. Nivelación Topográfica en la Población “las Hernández”</i>	¡Error!
Marcador no definido.	
<i>Tabla B-4. Nivelación Topográfica en la Población “las Hernández”</i>	¡Error!
Marcador no definido.	
<i>Tabla B-5. Nivelación Topográfica en la Población “las Hernández”</i>	¡Error!
Marcador no definido.	
<i>Tabla B-6. Nivelación Topográfica en la Población “las Hernández”</i>	¡Error!
Marcador no definido.	
<i>Tabla B-7. Nivelación Topográfica en la Población “las Hernández”</i>	¡Error!
Marcador no definido.	
<i>Tabla B-8. Nivelación Topográfica en la Población “las Hernández”</i>	¡Error!
Marcador no definido.	

Tabla B-9. Nivelación Topográfica en la Población “Las Hernández” ¡Error! Marcador no definido.

Tabla C-1. Proyección de la Población Total de “Las Hernández” por el Método Lineal..... ¡Error! Marcador no definido.

Tabla C-2. Proyección de la Población Total de “Las Hernández” por el Método Geométrico..... ¡Error! Marcador no definido.

Tabla C-3. Proyección de la Población Total de “Las Hernández” por el Método Logarítmico..... ¡Error! Marcador no definido.

Tabla D-1. Cálculo de Gastos y Elementos Hidráulicos en Colectores de Aguas Negras por Tramo ¡Error! Marcador no definido.

Tabla D-2. Cálculo de Gastos y Elementos Hidráulicos en Colectores de Aguas Negras por Tramo ¡Error! Marcador no definido.

Tabla D-3. Cálculo de Gastos y Elementos Hidráulicos en Colectores de Aguas Negras por Tramo ¡Error! Marcador no definido.

Tabla D-4. Cálculo de Gastos y Elementos Hidráulicos en Colectores de Aguas Negras por Tramo ¡Error! Marcador no definido.

Tabla D-5. Cálculo de Gastos y Elementos Hidráulicos en Colectores de Aguas Negras por Tramo ¡Error! Marcador no definido.

CAPÍTULO I INTRODUCCIÓN

1.1 DELIMITACIÓN GEOGRÁFICA DE LA POBLACIÓN “LAS HERNÁNDEZ”

1.1.1 Ubicación

La Población de “Las Hernández” se encuentra ubicada al noroeste del Municipio Tubores, el cual según el artículo 18 de la Ley de División Política Territorial del Estado Nueva Esparta del 19 de septiembre de 1990, limita por el norte con el mar caribe, desde el Hito ubicado en la costa de la esmeralda de la guardia, limite con el municipio Península de Macanao, sigue la costa hasta el hito desembarcadero; por el oeste limita con el Municipio Díaz, por el lindero este de dicho municipio. Por el sur, limita con el mar caribe, desde el Hito el Manglillo, el lindero sigue la sinuosidad de la costa con rumbo variable hacia el oeste, hasta llegar al hito del puente de la carretera que conduce a boca del río, que se encuentra en la vaca de la laguna de la restinga. Por el oeste limita con el municipio Península de Macanao, por el lindero este de dicho municipio. También forma parte de su territorio la isla de Cubagua.

Geográficamente se localiza entre las siguientes coordenadas:

Latitud Norte: 10° 56' 29,12”

Longitud Oeste: 64° 03' 15,27”

La localidad cuenta con una superficie total aproximada de 59.02 ha, siendo en su mayoría un área urbana. Su principal actividad económica está relacionada con las labores pesqueras, por lo que la actividad pesquera es actualmente la principal generadora de recursos económicos

de esta comunidad, también se da la actividad comercial mediante una relación de compra-venta llevada a cabo por minisupermercados, panaderías, licorerías, entre otros.

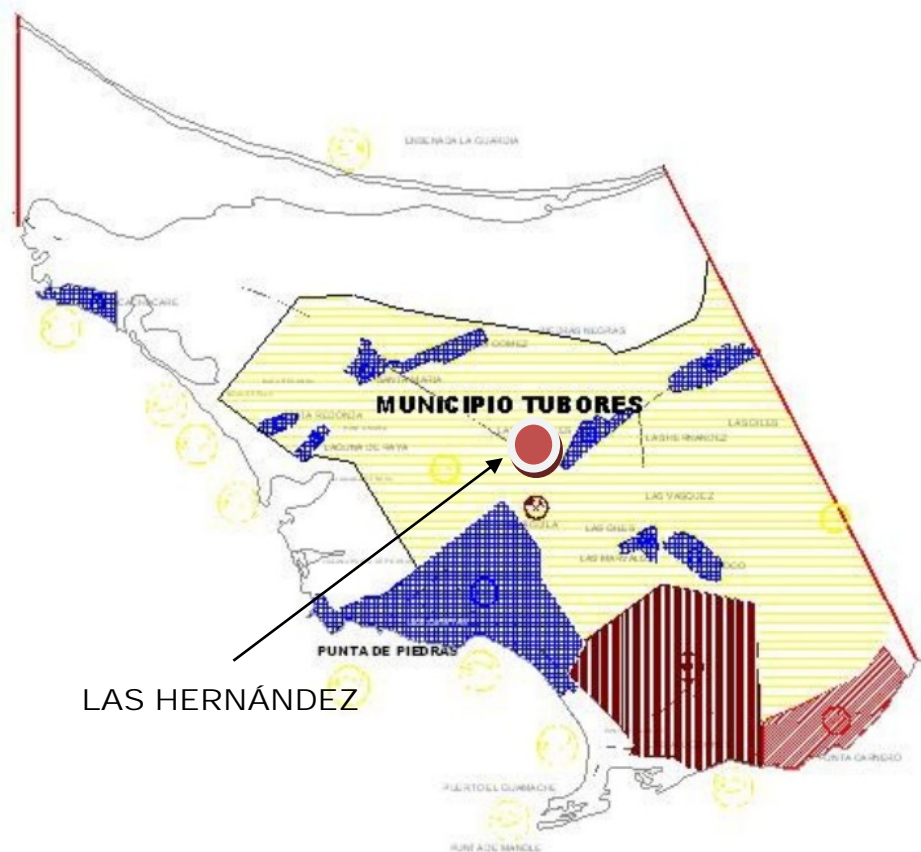


Fig. 1.1 Ubicación Geográfica de la Población de Las Hernández en el Municipio Tubores, Estado Nueva Esparta. Fuente: [1]

1.1.2. Características Generales del Lugar

1.1.2.1. Topografía

El paisaje de las Hernández presenta, valles y medios colinosos caracterizados por pequeñas depresiones cerradas a ovaladas, en el mismo no se observan corrientes fluviales; la vegetación es herbácea, rala y con predominio del árbol de guayacán.

1.1.2.2. Hidrometeorología

La población de las Hernández según las unidades del Mapa Ecológico de Venezuela, desarrolladas por Ewel y Madriz, en base a la metodología de Holdridge, el sector se corresponde con una Zona de Vida Maleza Desértica Tropical. El clima de la zona es seco desértico, muy cálido caracterizado por precipitaciones anuales de 300 a 400mm, entre los meses de agosto y diciembre, la temperatura promedio los 28°C a los 42°C y la evaporación se sitúa entre los 1.600 a 2.000 mm, lo que produce un déficit permanente de humedad en el suelo.

1.1.2.3. Precipitación

La precipitación del área de estudio se caracteriza por presentar un régimen estacional cuatripartito, donde se distinguen dos períodos que pueden considerarse como lluvioso alternando con dos períodos secos o de escasa precipitación, los mayores valores de lluvia se presentan, en los meses de julio y agosto, con valores promedios que oscilan entre 50,8mm en el mes de julio y 53,3 mm en el mes de agosto, un segundo máximo, se presenta durante los meses de noviembre y diciembre, con

promedios de 46,7 mm, en noviembre y 43,2 mm en diciembre, producto probablemente, al paso de tormentas tropicales que generalmente se desarrollan en esa época del año, destacándose el mes de agosto como el mes más lluvioso durante todo el año. El período seco se extiende desde el mes de Febrero hasta el mes de Mayo, inclusive, con valores promedios que oscilan entre 7,1 y 14,9 mm. El valor anual promedio se ubica en 366,2 mm.

1.1.2.4. Temperatura

Está considerada como el resultado de la interacción de la radiación solar y de los movimientos de la atmósfera. La variabilidad de la temperatura, tanto estacional como temporal es escasamente significativa, la misma está íntimamente relacionada con la intensidad de los vientos, los que a su vez están relacionados con la geografía y orografía predominante. En la localidad se observa que los máximos valores de temperatura media se localizan durante los meses de Septiembre y Octubre, ambos con un promedio de 29,0° C. y 28,9° C, respectivamente, el valor mínimo se registra durante el mes de Enero con un valor de 26,7° Centígrados.

1.1.2.5. Evaporación

La exposición del área estudiada a las altas velocidades desarrolladas por los vientos alisios del noreste, su particular cobertura

vegetal y sus altos índices de insolación; incrementan significativamente la tasa de evaporación durante todo el año, pudiendo observarse un valor anual promedio de 3.254,4 mm, con variaciones promedios mensuales que oscilan entre un máximo registrado durante el mes de Mayo, con un valor de 315,1 mm y un mínimo de 223,5 mm, durante el mes de Diciembre.

1.1.2.6. Uso de la Tierra

El área en estudio es principalmente de uso urbano, el cual comprende diferentes aspectos: residencial, comercial, gubernamental, asistencial, educacional, cultural, religioso y recreacional.

1.1.3. Geología y Suelo

Geología: En la Isla de Margarita afloran rocas de la edad Jurásica hasta la edad del Mioceno – Plioceno, acompañadas de sedimentos poco consolidados del Pleistoceno y Holoceno. El sector objeto del presente estudio, Geológicamente se ubica dentro del Grupo Juan Griego, con predominio de rocas meta – sedimentarias, conformada por esquistos cuarzo – micáceos, esquistos cuarzo – micáceos – granatíferos con o sin grafito y cuarcitas delgadas grafitosas intercaladas con mármoles. Del Holoceno con coquinas arenosas, conglomerados, areniscas calcáreas.

Suelos: Los suelos no han logrado un desarrollo pedogenético importante, limitándose a la presencia de una matriz arcillosa, esquelética y muy superficial, según la clasificación por Capacidad de Uso, se ubican en la Clase VII, caracterizados por presentar limitaciones muy severas que los hacen inadecuados para cultivos y restringen su uso

fundamentalmente a otros usos, dentro de la subclases pertenece a la VIIsc, con severas limitaciones para el desarrollo radicular y climáticas. Son de muy poca profundidad y muy pobres en nutrientes, la cual soporta una cobertura vegetal xerófila de porte y densidad baja, limitándose a una vegetación rastrera con algunos arbustos, cactus y árboles de porte bajo a medio. [1]

1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

La comunidad de Las Hernández es un asentamiento urbano que forma parte del Municipio Autónomo Tubores de la Isla de Margarita en el Estado Nueva Esparta; dicha población según el Censo realizado por el Instituto Nacional de Estadísticas (INE) en el año 2001 es de 3400 Habitantes, distribuidos en un área aproximada de 59.02 Hectáreas, la misma cuenta con los servicios básicos de: electricidad, agua potable, vialidad, escuelas, módulos de asistencia médica, entre otros; sin embargo carece de sistema de cloacas.

Desde hace poco más de 50 años las viviendas poseen pozos sépticos y en algunos casos letrinas para la disposición de excretas y aguas servidas, lo cual constituye uno de los principales problemas que afectan la comunidad, generando consecuencias negativas en la calidad de vida de la población. Los efectos de toda esta situación no solo superan las incomodidades que ocasiona la falta de un sistema de cloacas, que evidentemente es indispensable para preservar la salud colectiva, sino que inciden en el aspecto sanitario como es el caso del desarrollo de ciertas enfermedades, que amenazan esta base

fundamental de la existencia de toda comunidad y su mayor o menor prosperidad.

El diseño del sistema de cloacas a desarrollar pretende contribuir con la recolección de las aguas servidas de toda la población de las Hernández, enviándolas finalmente a la planta de tratamiento más apta y cercana al sector, donde no tenga efectos dañinos a la comunidad en general, ayudando de este modo a preservar la salud y mejorar las condiciones de vida de sus habitantes, dado que los pozos sépticos y letrinas desbordadas representan focos contaminantes que promueven la proliferación de enfermedades.

El proyecto se realizará de acuerdo a métodos convencionales, aplicando fórmulas y ciertos criterios expuestos en las bibliografías consultadas, tomando en cuenta la población actual y futura; la topografía de la zona; el área a servir; la existencia de comercios, instituciones e industrias y servicios existentes; entre otros, además se emplearán los parámetros y consideraciones establecidas en las normas: INOS (Instituto Nacional de Obras Sanitarias), M.S.A.S (Ministerio de Sanidad y Asistencia Social) y M.A.R.N.R (Ministerio del Ambiente y los Recursos Naturales Renovables), las cuales tienen vigencia y aplicabilidad en Venezuela.

1.3. OBJETIVO GENERAL

Diseñar un Sistema de Cloacas para la población de “Las Hernández”, Ubicada en el Municipio Autónomo Tubores, Estado Nueva Esparta.

1.3.1. Objetivos Específicos

1. Realizar el levantamiento Topográfico de la zona en estudio.
2. Estudiar la población actual y futura.
3. Calcular el Sistema de cloacas.
4. Elaborar los Planos y Cómputos métricos.
5. Calcular los análisis de precios unitarios y el presupuesto de la obra.

CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES

Los pueblos desde épocas muy remotas se vieron en la necesidad de desarrollar sistemas para la recolección y disposición de las aguas usadas. Excavaciones arqueológicas en el viejo mundo muestran cañerías construidas con tubos de arcilla cocida, tuberías que según los expertos fueron colocadas durante la época precristiana.

En el año 2500 a.c. ya se construían tuberías de cloacas, hechas de ladrillo, conectadas a letrinas de casas de habitación.

La cloaca máxima de Roma, un arco-canal que drenaba la zona del foro romano, está aún en servicio.

Los viejos conductos de cloacas servían de canales de drenajes de aguas superficiales y no específicamente para recolectar y disponer de líquidos que recibían excretas humanas. En el siglo XIX es cuando se usó en realidad el método de disposición de excretas transportadas con el agua.

En el año 1815 se permite por primera vez, en Londres, que se descarguen excretas a las cloacas.

En Venezuela a principios del siglo XIX ya existían sistemas de disposición de excretas en agua, contruídos de canales de ladrillo; pero

a mediados del año 1930 es cuando se construyen sistemas que reunían los requisitos sanitarios.

En la actualidad, la mayoría de las poblaciones por encima de 5.000 habitantes poseen sistemas de disposición de aguas usadas.[2]

Para el año 2002, Briceño H. y González P. en la universidad de oriente, núcleo Anzoátegui realizaron el diseño de un sistema de recolección de aguas residuales domésticas y un sistema de drenaje de los sectores Bobure y Volcadero de la población de Guanta, Municipio Guanta del Estado Anzoátegui, en el cual se realizó el levantamiento topográfico de la zona en estudio; se determinó la densidad de la población actual y futura; además se actualizaron los datos de precipitación existentes en la zona; se diseñó el sistema de cloacas y el sistema de drenaje; para posteriormente elaborar los planos de los mismos; este estudio contribuyó al saneamiento de una parte de la Bahía de la población de Guanta.[3]

En el año 2005, León E. y Salazar F. en la universidad de oriente, núcleo Anzoátegui desarrollaron una tesis de la proyección de un sistema de colectores de aguas residuales y de la ampliación de la red de distribución de agua potable de las poblaciones de Santa Inés y San Francisco de Macanao, Municipio Península de Macanao, Estado Nueva Esparta; el contenido incluye el diseño y cálculo de colectores de cloacas, así como de la red de distribución de agua potable, apegado a las normas que permiten asegurar el correcto funcionamiento durante su vida útil.[4]

Posteriormente en el año 2006, Serrano C. y Prieto M. en su trabajo de grado, presentado al departamento de ingeniería civil de la Universidad de Oriente, el cual se titula: "Diseño de la red de agua potable y la red de

disposición de aguas servidas del sector Playa Mar, Maurica en la ciudad de Barcelona, Estado Anzoátegui”, en este se realizó la proyección adecuada del sistema de agua potable y recolección de aguas servidas en la comunidad estudiada, lo cual pretendía la eliminación de las conexiones ilegales de agua potable y las descargas de aguas servidas en pozos sépticos y colectores no programados. [5]

2.2. LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

Es el conjunto de operaciones que se necesita realizar para poder confeccionar una correcta representación gráfica planimétrica o plano, de una extensión cualquiera de terreno, sin dejar de considerar las diferencias de cotas o desniveles que presente dicha extensión. Este plano es esencial para emplazar correctamente cualquier obra que se desee llevar a cabo, así como lo es para elaborar cualquier proyecto. Es primordial contar con una buena representación gráfica, que contemple tanto los aspectos altimétricos como planimétricos, para ubicar de buena forma un proyecto.

2.2.1. Tipos de Levantamientos Topográficos

De acuerdo con la finalidad de los trabajos topográficos existen varios tipos de levantamientos, que aunque aplican los mismos principios, cada uno de ellos tiene procedimientos específicos para facilitar el cumplimiento de las exigencias y requerimientos propios. Entre los levantamientos más corrientemente utilizados están los siguientes:

- **Levantamientos de tipo general (lotes y parcelas)**

Estos levantamientos tienen por objeto marcar o localizar linderos, medianías o límites de propiedades, medir y dividir superficies, ubicar terrenos en planos generales ligando con levantamientos anteriores o proyectar obras y construcciones.

- **Levantamiento longitudinal o de vías de comunicación**

Son los levantamientos que sirven para estudiar y construir vías de transporte o comunicaciones como carreteras, vías férreas, canales, líneas de transmisión, acueductos, etc.

- **Levantamientos de minas**

Estos levantamientos tienen por objeto fijar y controlar la posición de los trabajos subterráneos requeridos para la explotación de minas de materiales minerales y relacionarlos con las obras superficiales.

- **Levantamientos hidrográficos**

Estos levantamientos se refieren a los trabajos necesarios para la obtención de los planos de masas de aguas, líneas de litorales o costeras, relieve del fondo de lagos y ríos, ya sea para fines de navegación, para embalses, toma y conducción de aguas, cuantificación de recursos hídricos, etc.

- **Levantamientos catastrales y urbanos**

Son los levantamientos que se hacen en ciudades, zonas urbanas y municipios para fijar linderos o estudiar las zonas urbanas con el objeto de tener el plano que servirá de base para la planeación, estudios y diseños de ensanches, ampliaciones, reformas y proyecto de vías urbanas y de

los servicios públicos, (redes de acueducto, alcantarillado, teléfonos, electricidad, etc.).

Un plano de población es un levantamiento donde se hacen las mediciones de las manzanas, redes viales, identificando claramente las áreas públicas (vías, parques, zonas de reserva, etc.) de las áreas privadas (edificaciones y solares), tomando la mayor cantidad de detalles tanto de la configuración horizontal como vertical del terreno. Estos planos son de gran utilidad especialmente para proyectos y mejoras y reformas en las grandes ciudades. Este trabajo debe ser hecho con extrema precisión y se basa en puntos de posición conocida, fijados previamente con procedimientos geodésicos y que se toman como señales permanentes de referencia. Igualmente se debe complementar la red de puntos de referencia, materializando nuevos puntos de posición conocida, tanto en planta en función de sus coordenadas, como en elevación, altitud o cota.

Los levantamientos catastrales comprenden los trabajos necesarios para levantar planos de propiedades y definir los linderos y áreas de las fincas campestres, cultivos, edificaciones, así como toda clase de predios con espacios cubiertos y libres, con fines principalmente fiscales, especialmente para la determinación de avalúos y para el cobro de impuesto predial. [6]

2.2.2. Nivelación

La nivelación es el proceso de medición de elevaciones o altitudes de puntos sobre la superficie de la tierra. La elevación o altitud es la distancia vertical medida desde la superficie de referencia hasta el punto considerado. La distancia vertical debe ser medida a lo largo de una línea

vertical definida como la línea que sigue la dirección de la gravedad o dirección de la plomada. [7]

2.2.2.1. Objeto de la Nivelación

La nivelación tiene por objeto determinar:

- a) La diferencia de alturas entre dos o más puntos.
- b) La cota de una serie de puntos sobre un plano de comparación para dibujar un plano acotado, o bien sea para dibujar la sección del terreno en el caso de que los puntos levantados estén alineados.
- c) Replantar puntos de superficies horizontales tales como forjados, cimentaciones o solerías, o puntos de la pendiente de viales o saneamiento.

En la mayoría de los casos, los puntos se deben replantear, levantar planimétricamente y dibujar sobre un plano a escala, antes de realizar la nivelación. [8]

2.2.2.2. Tipos de Nivelación

- Nivelación Directa o Geométrica

Es el sistema mas empleado en trabajos de ingeniería, pues permite conocer rápidamente diferencias de nivel por medio de lectura directa de distancias verticales. Puede ser: simple o compuesta.

- Nivelación Simple

Es aquella en la cual desde una sola posición del aparato se pueden conocer las cotas de todos los puntos del terreno que se desea nivelar. Se sitúa y nivela el aparato en el punto más conveniente, o sea el que ofrezca mejores condiciones de visibilidad. La primera lectura se hace sobre la mira colocada en un punto estable y fijo que se toma como BM, y a partir del cual se van a nivelar todos los puntos del terreno. Este BM, puede tener cota determinada previamente, o arbitrariamente escogida. Sea l_0 la lectura al BM que servirá para encontrar la altura del plano horizontal que recorre la línea de vista y que se denomina Altura del Aparato (h); así pues:

$$h = \text{Cota del BM} + l_0 \quad (\text{Ec. 2.1})$$

La lectura sobre un punto de cota conocida se denomina vista atrás; esta sumada a la cota del punto, da la altura del aparato.

Las cotas de los diferentes puntos (por ejemplo, A y B), se encuentran restando a la altura del aparato la lectura correspondiente sobre cada punto, así:

$$\text{Cota A} = h - l_A \quad (\text{Ec. 2.2})$$

$$\text{Cota B} = h - l_B \quad (\text{Ec. 2.3})$$

Las lecturas sobre los diferentes puntos, tales como I_A , I_B etc., se denominan vistas intermedias; estas, restadas de la altura del aparato, dan la cota de cada punto.

- Nivelación Compuesta

Es el método empleado cuando el sistema es bastante quebrado, o las visuales resultan demasiado largas, mayores a 300m.

El aparato no permanece en un mismo sitio sino que se va trasladando a diversos puntos desde cada uno de los cuales se toman nivelaciones simples, que van ligándose entre si por medio de los llamados puntos de cambio.

El punto de cambio se debe escoger de modo que sea estable y de fácil identificación; es un BM de carácter transitorio.

En la nivelación directa compuesta se efectúan tres clases de lecturas:

1. Vista Atrás: Es la que se hace sobre el BM para conocer h .
2. Vista Intermedia: Es la que se hace sobre los puntos que se quiere nivelar para conocer la correspondiente cota.
3. Vista Adelante: Es la que se hace para hallar la cota del punto de cambio (o BM provisional).

El procedimiento a seguir en una nivelación directa compuesta puede resumirse así :

1. Se arma y nivela el aparato en un punto favorable (1), desde donde se pueda leer al BM y al máximo número de puntos posible.
2. Se toma la lectura l_0 (vista atrás) con la mira sobre el BM para encontrar la altura del aparato. **(Ec. 2.1)**
3. Se toman lecturas de la mira sobre los diferentes puntos (por ejemplo A y B; Vistas intermedias), Las cuales sirven para hallar las cotas respectivas. **(Ec. 2.2 y 2.3.)**
4. Cuando ya no se puedan hacer mas lecturas desde esta primera posición del aparato, se busca un punto de cambio (C N° 1), sobre el cual se lee la mira (vista adelante).

$$C N^{\circ} 1 = h_1 - (\text{vista adelante}) \qquad \qquad \qquad \text{(Ec. 2.4)}$$

5. Se lleva el aparato a una segunda posición (2) desde la cual se pueda leer C N° 1 y al máximo número de puntos posibles. Se arma y nivela el aparato, y luego se lee la mira (V-atrás), con el cual se halla la nueva altura del aparato.

$$h_2 = \text{Cota N}^\circ 1 + V. \text{atrás}$$

(Ec. 2.5)

6. Se repiten los pasos descritos en los puntos 3, 4, 5.

- Nivelación Diferencial

Este procedimiento, como su nombre lo indica, nos proporciona el desnivel entre dos o más puntos por medio de la diferencia entre las lecturas hechas sobre los estadales atrás y adelante vistos a través de un nivel.

La posición relativa de los puntos se determina directamente restando a la lectura de atrás la lectura hecha adelante. Si se conoce la posición absoluta de los puntos, es posible conocer la de cualesquier otro cercano a el y así ambos estarán referidos a una superficie de nivel. [9]

- Nivelación De Perfil

En ingeniería es común hacer nivelaciones de alineaciones para proyectos de carreteras, canales, acueductos, etc. Estas nivelaciones reciben el nombre de nivelación de perfiles longitudinales y se toman a lo largo del eje del proyecto.

En el caso de nivelaciones para proyectos viales, la nivelación se hace a lo largo del eje de proyecto con puntos de mira a cada 20 o 40 m, dependiendo del tipo de terreno más en los puntos de quiebre brusco del terreno. Los puntos de cambio y las estaciones deben ubicarse de manera de abarcar la mayor cantidad posible de puntos intermedios.

Debe tenerse cuidado en la escogencia de los puntos de cambio ya que éstos son los puntos de enlace o de transferencia de cotas. Deben ser puntos firmes en el terreno, o sobre estacas de madera, vigas de puentes, etc. Siendo los puntos de cambio puntos de transferencia de cotas, en ellos siempre será necesario tomar una lectura adelante desde una estación y una lectura atrás desde la estación siguiente. [7]

2.2.3 Equipos

Para realizar el levantamiento altimétrico o nivelación se necesita el siguiente equipo [8]:

- **Nivel de Ingeniero:** es un instrumento capaz de establecer una visual o un plano horizontal. El aparato consiste en un tubo de cristal horizontal y ligeramente curvado, lleno de alcohol o éter, con una sola burbuja de aire. El tubo está dentro de una base de madera con su cara convexa hacia arriba, y está marcada con una escala. Cuando el tubo se sitúa en una superficie nivelada, la burbuja de aire sube hacia la parte superior, indicando que existe equilibrio. Cualquier cambio en la inclinación del ángulo se muestra en la escala con el movimiento de la burbuja. En ingeniería y geodesia se utiliza un nivel denominado de ingeniero.
- **Mira de nivelación:** es una regla grande de 3 m de altura que permite leer las alturas de terreno.

- **Libreta de campo:** denominada libreta de topografía, donde se anotan los datos, se realiza la comprobación de errores de cierre en el campo y se dibuja el croquis del levantamiento.

- **Cinta métrica:** para situar los puntos sobre el plano que sirvió como base para realizar el levantamiento. Las cintas métricas se hacen de distintos materiales, con longitud y pesos muy variables. Se usan para medir distancias. [8]

2.3. AGUAS NEGRAS

El término agua negra, más comúnmente utilizado en plural, aguas negras (cloacas), define un tipo de agua que está contaminado con sustancias fecales y orina, procedentes de vertidos orgánicos humanos o animales. Su importancia es tal que requiere sistemas de canalización, tratamiento y desalojo. Su tratamiento nulo o indebido genera graves problemas de contaminación.

2.4. AGUAS PROVENIENTES DEL USO DOMÉSTICO E INDUSTRIAL

Las aguas provenientes del uso doméstico e industrial comprenden, generalmente el mayor porcentaje de las dotaciones suministradas por los sistemas de abastecimiento. Esas aguas una vez utilizadas, son descargadas en los sistemas de recolección de aguas usadas y son las denominadas aguas negras y despojos industriales. Ellas determinan las

capacidades necesarias que deben poseer los sistemas separados y define los tratamientos que han de aplicarse en las plantas para aguas usadas.

De lo anterior se desprende la importancia que tiene, para un ingeniero que diseña sistemas de abastecimientos de agua y sistemas de recolección de aguas usadas, el determinar esos dos consumos y de ellos los porcentajes que son descargados a las cloacas, con el fin de definir las dotaciones y descargas, en función de la población y de los tamaños y características de las industrias.[2]

2.5. CARACTERÍSTICAS DE LAS AGUAS NEGRAS

Las aguas negras están constituidas por desechos que cambian absolutamente la calidad del agua proveniente del abastecimiento público, convirtiéndola en agente contaminante y perjudicial. Desde el punto de vista hidráulico se altera en muy poco su condición original de fluido líquido. Por esta razón se considera que las aguas negras tienen las mismas características hidráulicas de flujo que las del agua, y que las leyes que gobiernan la hidráulica son también aplicables a las aguas negras.

2.6. SISTEMAS CLOCALES

Los sistemas cloacales son un conjunto de tuberías subterráneas denominadas cloacas, que conducen las aguas servidas que se recolectan en el interior de las edificaciones a través de las piezas

sanitarias y cañerías internas de la construcción, hacia puntos distantes para su tratamiento y/o disposición final.

Estos colectores cloacales reciben aportes de aguas servidas de todo tipo, procedentes tanto de uso doméstico como industrial, comercial e institucional.

La recolección de las aguas pluviales puede hacerse en forma separada de las aguas servidas o combinada con ellas.

2.6.1. TIPOS DE SISTEMAS DE RECOLECCIÓN CLOACAL

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

2.6.1.1. SISTEMA UNITARIO (MIXTO O COMBINADO)

Cuando en una zona urbanizada se recogen conjuntamente las aguas negras y las aguas de lluvia, se diseñan y construyen colectores que denominamos *Sistema Unitario, Mixto o Combinado*, el cual debe ser capaz de recibir los aportes de aguas de lluvia y aguas negras descargadas directamente desde las edificaciones mas retiradas o comienzo de red, hasta el último punto de recolección.

2.6.1.2 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 lluvia, constituyendo así el alcantarillado de aguas pluviales.

Las normas del Instituto Nacional de Obras Sanitarias en su artículo 2º, numeral 2 establecen que en nuestro país se deberá adoptar el sistema separado, y solamente en aquellos casos suficientemente justificados se podrá autorizar otro sistema por vía de excepción. [10]

2.6.2 COMPONENTES DE UN SISTEMA DE CLOACAS

En sistemas únicos de aguas residuales se encuentran los siguientes componentes

1. Obras de captación: estas se subdividen en: tanquilla de empotramiento, ramal de empotramiento, bocas de visitas y colectores.

2. Obras de Tratamiento: pueden ser plantas de tratamientos, lagunas de estabilización y otros.

3. Obras de descarga: comprende estaciones de bombeo, aliviaderos y descargas submarinas, sublacustres y subfluviales. [11]

2.6.2.1 Tanquilla de Empotramiento

Se ubica generalmente debajo de la acera, de preferencia en el punto mas bajo del frente de la parcela, y tiene por función conectar la descarga de esta última con el ramal de empotramiento. Se construyen con tuberías de concreto, cuyo diámetro mínimo es de 250mm , el cual aumenta de acuerdo a la dotación asignada.

2.6.2.2. Ramal de Empotramiento

Es la tubería que lleva la descarga de la parcela desde la tanquilla hasta el colector. Este debe tener un diámetro mínimo de 150mm (6"), longitud máxima de 30m y una pendiente mínima del 1%:

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

- Conexión con codo y Ye cuando el colector es de diámetro menor o igual a 46cm (18").
- Conexión con Te cuando el colector es mayor a 46cm (18").
- Conexión con bajante cuando el colector esta muy profundo.

2.6.2.3. Bocas de Visita

Son estructuras compuestas, generalmente, de un cono excéntrico, cilíndrico y base que permiten el acceso a los colectores de aguas servidas para realizar actividades de limpieza en el sistema.

Según el artículo 3, numeral 36, [12] establece que las bocas de visita deben tener las siguientes características:

- **Ubicación**

En todas las intercepciones 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

- **Utilización**

La boca de visita tipo Ia, se utilizará para profundidades mayores de 1.15m con respecto al lomo del colector menos enterrado y hasta profundidades, de 5 m con respecto a la rasante del colector mas profundo.

La tipo Ib, se utilizará para profundidades mayores de 5 m con respecto a la rasante del colector mas profundo.

La tipo II se utilizará en los casos en los que el lomo de la tubería menos enterrada este a una profundidad igual o menor de 1,15 m y a distancia máxima de 50 m entre bocas de visita en colectores hasta de 53 cm de diámetro.

La tipo III se utilizará para diámetros de colectores de 53 cm a 107 cm cuando no se pueda usar la boca de visita tipo Ia.

La tipo IVa se empleará para colectores de diámetro igual o mayor de 122 cm (48") y profundidades hasta de 5 m.

La tipo IVb se empleará para colectores de diámetro igual o mayor de 122 cm (48") y profundidades mayores de 5 m.

- **Caída**

Se utilizarán cuando en una boca de visita, la diferencia de cotas, entre la rasante del colector de llegada y la rasante del colector de descarga es de 0.75 m como mínimo, para un diámetro del colector de llegada de 20 cm. Estas deberán proyectarse para evitar que queden gases atrapados dentro de la boca de visita:

2.6.2.4. Tramos

Tramo es la longitud del colector cloacal comprendidos entre dos bocas de visitas "contiguas". El diámetro y demás características de cada diseño dependen del gasto o caudal de diseño correspondiente. [12]

2.6.2.5. Colectores Cloacales

Son los encargados de recibir los aportes de aguas servidas de cualquier tipo, las cuales provienen del sistema de abastecimiento de agua. Pueden ser de los siguientes materiales: [13]

- Hierro Fundido (HF).

- Hierro Fundido Dúctil (HFD).
- Acero (AC).
- Concreto armado o sin armar.
- Polietileno de Alta Densidad (PEAD).
- Arcilla Vitrificada.
- Asbesto – Cemento (A.C.).
- Policloruro de Vinilo (PVC.)
- Fibra de Vidrio.
- Cualquier otro material que cumpla con las especificaciones que al efecto tenga establecido el organismo competente.

Los colectores cloacales se colocan generalmente por el centro de las calles. [13]

2.7 SECCIÓN DE LOS COLECTORES

Los colectores serán en general de sección circular. Se podrán utilizar otro tipo de secciones, siempre que razones técnicas y económicas lo justifiquen. [11]

2.8 PENDIENTES EN TUBERÍAS

La pendiente mínima de los colectores esta determinada por las velocidades mínimas admisibles a sección llena. Las pendientes máximas serán las correspondientes a las velocidades máximas admisibles a sección llena.

2.9. PROFUNDIDAD MÍNIMA

El lomo de los colectores estará a una profundidad mínima de 1.15 m [13], determinada por la ubicación de la tubería del acueducto. En casos muy especiales, podrá admitirse una profundidad menor siempre y cuando se tomen las precauciones necesarias a fin de asegurar la integridad de los colectores y evitar contaminación del acueducto.

La profundidad máxima de los colectores en zanja abierta, no debe ser excesiva, especialmente en zonas de terrenos inestables o rocosos. Deberá compararse el costo con otras soluciones a fin de seleccionar la más económica y conveniente.

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

2.10 ANCHOS DE ZANJAS

El ancho de zanjas 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 de 60 cm sin entibado y de 100 cm con entibado; para colectores de 10" de diámetro, el ancho de la zanja sin entibado y con entibado, debe ser de 70 y 100cm respectivamente [12]

2.11 DIÁMETRO DE LOS COLECTORES

En sistemas de alcantarillado para aguas servidas el diámetro mínimo será de 20cm. El diámetro nominal varia según el material de las tuberías, el rango de tamaño en milímetros es el siguiente[13]:

- Arcilla Vitrificada (AV): 100 – 600 mm
- Concreto (C): 100 – 2700 mm
- Policloruro de vinilo (PVC): 50 – 400 mm
- Hierro Fundido Dúctil (HFD): 80 – 1600 mm

2.12 MATERIAL U-PVC (Policloruro de Vinilo Rígido)

El Policloruro de Vinilo (PVC) es un moderno, importante y conocido miembro de la familia de los termoplásticos. Es un polímero obtenido de dos materias primas naturales cloruro de sodio o sal común (CINa) (57%) y petróleo o gas natural (43%), siendo por lo tanto menos dependiente de recursos no renovables que otros plásticos.

2.12.1 Características generales

- **Resistente y liviano**

Su fortaleza ante la abrasión, bajo peso (1,4 g/cm³), resistencia mecánica y al impacto, son las ventajas técnicas claves para su elección en la edificación y construcción.

- **Versatilidad.**

Gracias a la utilización de aditivos tales como estabilizantes, plastificantes y otros, el PVC puede transformarse en un material rígido o flexible, teniendo así gran variedad de aplicaciones.

- **Estabilidad**

Es estable e inerte. Se emplea extensivamente donde la higiene es una prioridad. Los catéteres y las bolsas para sangre y hemoderivados están fabricados con PVC.

- **Longevidad.**

Es un material excepcionalmente resistente. Los productos de PVC pueden durar hasta más de sesenta años como se comprueba en aplicaciones tales como tuberías para conducción de agua potable y sanitarios; de acuerdo al estado de las instalaciones se espera una prolongada duración de las mismas. Una evolución similar ocurre con los marcos de puertas y ventanas en PVC.

- **Seguridad**

Debido al cloro que forma parte del polímero PVC, no se quema con facilidad ni arde por si solo y cesa de arder una vez que la fuente de calor se ha retirado. Se emplea eficazmente para aislar y proteger cables eléctricos en el hogar, oficinas y en las industrias. Los perfiles de PVC empleados en la construcción para recubrimientos, cielorrasos, puertas y ventanas, tienen también esta propiedad de ignífugos.

- **Reciclable**

Esta característica facilita la reconversión del PVC en artículos útiles y minimiza las posibilidades de que objetos fabricados con este material

sean arrojados en rellenos sanitarios. Pero aún si esta situación ocurriese, dado que el PVC es inerte no hay evidencias de que contribuya a la formación de gases o a la toxicidad de los lixiviados.

- **Recuperación de energía**

Tiene un alto valor energético. Cuando se recupera la energía en los sistemas modernos de combustión de residuos, donde las emisiones se controlan cuidadosamente, el PVC aporta energía y calor a la industria y a los hogares.

- **Buen uso de los recursos**

Al fabricarse a partir de materias primas naturales: sal común y petróleo. La sal común es un recurso abundante y prácticamente inagotable. El proceso de producción de PVC emplea el petróleo (o el gas natural) de manera extremadamente eficaz, ayudando a conservar las reservas de combustibles fósiles. Es también un material liviano, de transporte fácil y económico

- **Rentable**

Bajo costo de instalación y prácticamente costo nulo de mantenimiento en su vida útil.

- **Aislante eléctrico**

No conduce la electricidad, es un excelente material como aislante para cables.

Este tipo de tuberías, en función al gran desarrollo tecnológico de la industria de plásticos y la facilidad de manipulación de todos los productos fabricados con éste material, hacen que en la actualidad tengan gran aceptación para redes de alcantarillado, solamente en diámetros

pequeños de 6" y 8" ya que para diámetros mayores el costo es muy alto, produciéndose por lo tanto, diferencias económicas muy significativas.

2.12.2 Características de los tubos de (P.V.C) para alcantarillado

Las características de estos tubos pueden resumirse en los siguientes puntos:

- Son de poco peso (Peso específico 1.4 g/cm³).
- Son inertes a la corrosión por aguas y suelos agresivos.
- La superficie interior de los tubos puede considerarse "hidráulicamente lisa".
- Baja probabilidad de obstrucciones
- No favorecen el desarrollo de algas ni hongos. [14]

2.13 HIDRÁULICA DE COLECTORES

2.13.1. Capacidad de un Colector

Es el volúmen de aguas servidas 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:

$$Q = V * A \quad (\text{Ec. 2.6})$$

Donde:

Q = Capacidad del colector en m^3/s .

V = Velocidad a sección llena en m/s .

A = Área de la sección transversal del colector en m .

2.13.2. Velocidad del Flujo

La velocidad media se calcula por la fórmula de Chezy, donde:

$$V = C\sqrt{R * I} \quad (\text{Ec. 2.7})$$

Donde:

V = Velocidad media en m/s

P = Radio hidráulico, m

I = Pendiente del tramo, m/m

C = Coeficiente de velocidad, adimensional

El coeficiente C , se determina por la fórmula de Manning:

$$C = \frac{1}{n} * R^{1/6} \quad (\text{Ec.2.8})$$

Donde:

n = Coeficiente de rugosidad, que varia con el material del colector.

P = Radio hidráulico en m .

$$R = \frac{A'}{P} \quad (\text{Ec. 2.9})$$

Donde:

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

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

Para conductos circulares:

$$R_c = \frac{D}{4} \quad (\text{Ec. 2.10})$$

Donde:

D = Diámetro interno del colector en m

R_c = Radio hidráulico a sección plena en m. [11]

Las velocidades mínima y máxima a sección llena, en colectores serán respectivamente 0,60m/s y las admisibles según el material de los colectores, máximas:

- Concreto: $R_{CC28-210Kg/cm^2} = 5,00$; $R_{CC28-280Kg/cm^2} = 6,00$; $R_{CC28-350Kg/cm^2} = 7,50$ $R_{CC28-420Kg/cm^2} = 9,50$ m/s
- Arcilla Vitrificada: 6,00 m/s
- P.V.C.: 4,50 m/s
- Hierro Fundido, Acero: Sin límite.

2.13.3. Coeficientes de Rugosidad

Los valores de coeficientes de rugosidad “n” a utilizar según el material de los colectores, están en la tabla 2.1

Tabla 2.1. Coeficientes de Rugosidad según el Material de las Tuberías. Fuente: [12]

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

Estos coeficientes incluyen los efectos de juntas, bocas de visita, empotramientos; además de la rugosidad del conjunto. [12]

2.13.4. Elementos Hidráulicos de un Colector Circular a Sección Llena

a) Tirante de Agua: (H) será igual al diámetro interno del colector,
 $H=D$ en m.

b) Perímetro mojado en m:

$$P_c = \pi * D$$

(Ec. 2.11)

c) Área mojada en m²:

$$A_c = \frac{\pi * D^2}{4} \quad (\text{Ec. 2.12})$$

d) Radio hidráulico en m:

$$R_c = \frac{D}{4} \quad (\text{Ec. 2.13})$$

e) Velocidad a sección llena en m/s:

$$V_c = \frac{1}{n} * R_c^{2/3} * S^{1/2} \quad (\text{Ec. 2.14})$$

S: Pendiente de la rasante por mil

f) Gasto o caudal:

$$Q_c = V_c * A_c \quad ; \quad Q_c = \frac{1}{n} * A_c * R_c^{2/3} * S^{1/2} \quad (\text{Ec. 2.15})$$

[11]

Los elementos anteriores se encuentran señalados en la figura 2.1

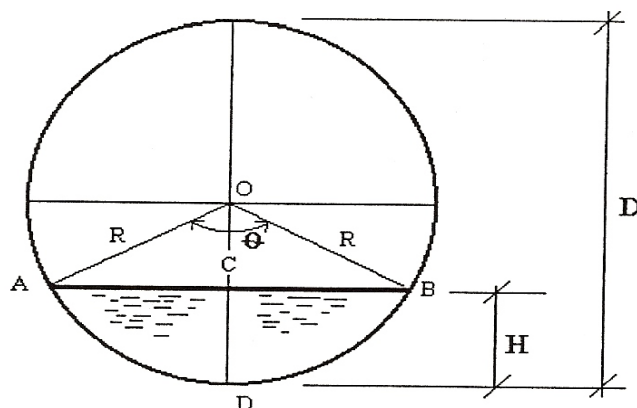


Fig. 2.1. Elementos hidráulicos de un conducto de sección circular. Fuente [11]

2.13.5 Cotas en las Bocas de Visita de los Colectores

Los colectores dentro de las bocas de visita deben ser enrasados por los lomos en el centro de las mismas para garantizar la estabilidad del flujo. [12]

La estabilidad del flujo se puede lograr si se determina el valor del escalón o la transición dentro de la boca de visita por medio de la ecuación 2.16 la cual se deduce de la figura 2.2:

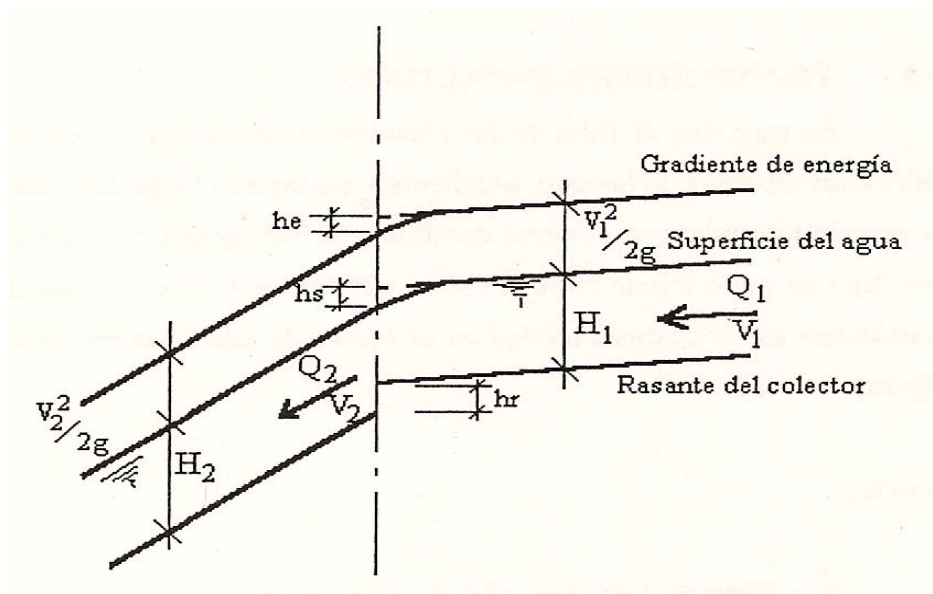


Fig. 2.2 Perfil hidráulico de los colectores en el centro de una boca de visita. [11]

$$hr = (H_2 - H_1) + (K + 1) * \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right) + Kc * \frac{Vm^2}{2g} \quad (\text{Ec.2.16})$$

Donde:

hr = Diferencia de elevaciones entre rasantes de escalón en m.

H_2 = 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 (adimensional).

$K = 0.1$ 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 (adimensional). Se aplica si se produce cambio de dirección entre un tramo de colector y otro. **(Ec. 2.17)**

V_m = Mayor de las velocidades en la transición en m/s.

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

Donde:

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

2.14 ASPECTOS A CONSIDERAR PARA EL TRAZADO DE LA RED DE CLOACAS

Antes de iniciar el trazado de la red, deben tomarse en cuenta aspectos como: la topografía, sitio de descarga, extensiones futuras, comportamiento hidráulico y las estimaciones de costos.

Una vez que se cumplan con los pasos mencionados. Anteriormente, se procede a la configuración de la red, para ello se emplean los planos topográficos, en los cuales se realiza el trazado en planta de los colectores, posteriormente se ubican las bocas de visita con su respectiva nomenclatura y por último se delimitan y calculan las áreas tributarias.

2.15. ÁREAS TRIBUTARIAS

Son las zonas adyacentes al sistema de recolección de aguas servidas, que aportan un caudal al sistema, de acuerdo con su uso.

2.16 PASOS A SEGUIR PARA LA CONFIGURACIÓN DE UNA RED DE CLOACAS

Con la utilización de los planos topográficos se comienzan a realizar las siguientes actividades:

2.16.1. Trazado en planta de colectores

Para el trazado de la red se deben tener en cuenta las siguientes recomendaciones (Artículo 3º, Numerales 2 y 3) :

- 1) Buscar las alternativas posibles para el trazado del colector (es) principal (es), tratando de seguir la menor pendiente, cubriendo la totalidad del área a servir.
- 2) Trazar colectores secundarios de acuerdo a la topografía.

- 3) Los colectores se proyectarán para ser construidos siguiendo el eje de las calles.
- 4) Se evitará en lo posible tener colectores con pendientes contrarias a la de las calles.
- 5) Es importante tener en cuenta la diferencia de cotas entre el sitio de descarga y el punto más alejado de la red, para determinar si es posible descargar por gravedad [11]:.

2.16.2. Ubicación de Bocas de visita

Las bocas de visita se deberán ubicar de acuerdo a lo indicado en el Artículo 3º, Numerales 36 y 30.

- a) En toda intersección de colectores del sistema;
- b) En el comienzo de todo colector;
- c) En los tramos rectos de los colectores hasta una distancia máxima entre ellas de 150m;
- d) En todo cambio de dirección, pendiente, diámetro y material empleado en los colectores; y
- e) En los colectores alineados en curva al comienzo y fin de la misma, y en la curva a una distancia no mayor de 30m entre ellas cuando corresponda, de acuerdo con el Artículo 3º Numeral 30 [12]:

2.16.3. Nomenclatura

Una vez ubicadas las bocas de visita, las mismas deberán ser identificadas asignándole un nombre a cada una de ellas, esta

nomenclatura se realizará de acuerdo a lo indicado en el Artículo 3º, Numeral 85.2.

2.16.4 Delimitación y Cálculo de Áreas Tributarias

Área tributaria es aquella que genera el gasto de aguas negras que descarga en un tramo de colector. Para el trazado de cada área tributaria, se tomará en cuenta el trazado de los colectores y se dividirán proporcionalmente de acuerdo a las figuras geométricas que conforman las manzanas. La unidad de medida es la hectárea (Ha) con una precisión de 0.01 Ha. Para obtener el área tributaria se puede medir con planímetro, determinarla mediante cálculo analítico, o utilizando el programa AutoCAD.

2.16.5 Período de Diseño

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

En el caso de sistemas de recolección de aguas servidas, se considera un período de diseño entre 20 y 50 años, es aconsejable para colectores principales 20 años o más para tuberías secundarias hasta de 15 pulgadas de diámetro, en virtud de los inconvenientes y costos de ampliaciones para recibir caudales mayores.

2.17 DETERMINACIÓN DE LA POBLACIÓN FUTURA

Una vez establecido el período de diseño, se debe calcular la población futura, tomando como referencia los datos obtenidos de los censos, los cuales pueden ser suministrados por el Instituto Nacional de Estadísticas (INE), antigua Oficina Central de Estadística e Informática (OCEI) y el Ministerio de Infraestructura (MINFRA), antiguo Ministerio del Desarrollo Urbano (MINDUR). [11]

Para determinar la población futura se puede utilizar cualquier método de cálculo de los que aparecen a continuación:

Los métodos que se utilizan para el estudio de localidades que tienen probabilidades de expansión serán descritos a continuación:

2.17.1 Método Aritmético o de Crecimiento Lineal

Consiste en agregar a la población actual del último censo un número fijo de habitantes, para cada periodo en el futuro. La representación grafica de este método es una línea recta; es decir, si el aumento de la población es constante e independiente del tamaño de esta, el crecimiento es lineal. El crecimiento por período que debe ser

agregado puede obtenerse, de los dos últimos censos practicados a la localidad. Este método 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 [14].

$$\frac{dP}{dT} = K_a \quad (\text{Ec. 2.18})$$

Donde:

$\frac{dP}{dT}$ = Derivada de la población respecto al tiempo.

K_a = Pendiente de la recta.

Siendo P la población y T el tiempo, integrando entre los límites del último censo (uc) y el censo inicial (ci), se tiene:

$$K_a = \frac{P_{uc} - P_{ci}}{T_{uc} - T_{ci}} \quad (\text{Ec. 2.19})$$

Donde:

P_{uc} : Población del último censo.

T_{uc} : Año del último censo.

P_{ci} : Población del censo inicial.

T_{ci} : Año del censo inicial.

Podrá tomarse un valor de K_a promedio entre los censos, o un K_a entre el primer censo y el último censo disponible. Por lo tanto la ecuación de la población será:

$$pf = Puc + K_a * (Tf - Tuc) \quad (\text{Ec. 2.20})$$

Donde:

pf : Población proyectada.

Tf : Año de proyección.

2.17.2 Método de Crecimiento Geométrico

Es un método gráfico, basado en considerar que la relación entre el aumento de la población y el intervalo de tiempo es proporcional al tamaño de la población, a diferencia del método aritmético esta relación no es constante [14].

$$pf = Puc * (1 + r)^{(Tf - Tuc)} \quad (\text{Ec. 2.21})$$

Donde:

r : Tasa de crecimiento anual

Despejando:

$$r = [(Pf / Puc)^{1/(Tf - Tuc)} - 1]; \quad (\text{Ec. 2.22})$$

2.17.3 Método Logarítmico.

Supone un crecimiento de la población de tipo exponencial, la población se proyecta a partir de la siguiente ecuación:

$$\frac{dP}{dT} = K_g * P \quad (\text{Ec. 2.23})$$

Donde:

P = Población.

K_g = Tasa de Crecimiento.

Integrando la ecuación entre dos periodos de tiempo cualesquiera, se tiene:

$$\ln P_2 - \ln P_1 = K_g * (T_2 - T_1) \quad (\text{Ec. 2.24})$$

$$K_g = \frac{\ln P_{cp} - \ln P_{ca}}{T_{cp} - T_{ca}} \quad (\text{Ec. 2.25})$$

Donde el sub-índice *cp* corresponde al censo posterior y el sub-índice *ca*, al censo anterior.

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

Haciendo una integración abierta de la ecuación:

$$\frac{dP}{P} = K_g * dT \quad (\text{Ec. 2.26})$$

$$\ln P + C = \overline{K_g} * T \quad (\text{Ec. 2.27})$$

Para $T=0$, $P = P_{ci}$;

$$C = -\ln P_{ci} \quad [15]$$

2.18 CÁLCULO DEL GASTO DE PROYECTO EN SISTEMAS PARA AGUAS SERVIDAS

En un sistema de recolección de aguas servidas, los gastos generados son, en su mayoría provenientes de las aguas de desecho del sistema de acueducto. Para determinar el caudal de diseño en cada tramo consecutivo de un colector se tendrán en consideración los diferentes aportes de aguas: servidas domiciliarias, industriales, comerciales, institucionales y de infiltración.

2.18.1 Gasto máximo de Aguas Servidas Domiciliarias

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

$$Q_{\max(A.S)} = Q_{med(A.P)} \cdot K \cdot R \quad (\text{Ec.2.28})$$

Donde:

A.S. = Aguas servidas

A.P. = Aguas potables

Q_{med} = Gasto medio de acueducto que abastece a la localidad en L/s.

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

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

El valor de K puede obtenerse por la fórmula de Harmon:

$$K = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P}} \quad (\text{Ec.2.29})$$

Donde:

P = población expresada en miles de habitantes.

2.18.2 Gastos de Aguas Servidas Industriales

El gasto de aguas servidas industriales depende del tipo de industria a considerar, por lo que resulta un poco difícil su determinación si no se tiene una información detallada al respecto.

En caso de no ser posible obtener la información indicada en las normas, se podrá aplicar un coeficiente máximo de agua residual industrial, comprendido entre los siguientes valores: 0,50L/s-ha bruta y 3,00 L/s-ha bruta o una densidad equivalente de 100 hab/ha bruta y 300 hab/ha bruta con la dotación adoptada por habitante. Para obtener el gasto máximo, se debe multiplicar el gasto medio de aguas servidas

industriales por el factor K correspondiente, después de transformar este gasto en población equivalente. Esta población equivalente se suma a la contribución del tramo donde se incorpora la zona industrial [11].

2.18.3 Gasto de Aguas Servidas por Contribución Comercial e Institucional

Los gastos de aguas servidas de origen comercial e institucional, tienen generalmente las mismas características de las aguas servidas de uso doméstico. [11] Sin embargo las de tipo comercial serán estimadas en base al estudio de aportes comerciales desarrollados en otras localidades y en las dotaciones asignadas por el Ministerio de Sanidad y asistencia Social (M.S.A.S).

Las de tipo institucional serán estimadas en base a las dotaciones asignadas por el M.S.A.S. Cuando no se tiene información detallada de las características de la zona destinada a uso comercial e institucional, se puede tomar como referencia los datos que aparecen en la tabla 2.2, los cuales fueron tomados en base a un estudio realizado por la Dirección general de Proyectos del INOS, en el año 1985 [12].

Tabla 2.2 Consumos para el Diseño de Abastecimiento de Agua. Fuente: [11]

Usos Específicos	Coefficiente de Diseño
Industrial	0,60 a 1,00
Comercio local	0,15
Asistencia	0,70
Educacional	0,73
Deportivo interior	0,18
Deportivo Exterior	0,02
Administrativo	0,40
Balnearios	0,25
Playas	0,18
Parques	0,03
Jardines	0,23
Cementerios	0,10
Zonas Ferroviarias	0,10
Cuarteles	1,50
Puertos	0,58

2.18.4 Gastos de Aguas de Infiltración

El termino infiltración se refiere a las aguas que entran al sistema, provenientes del subsuelo, a través de las conexiones, juntas y grietas de las tuberías y bocas de visita. El gasto mínimo a considerar será de 20.000 l/d-km, el cual incluye la longitud total de los colectores del sistema y la longitud total de cada uno de los empotramientos.

El gasto de infiltración varía de acuerdo a una serie de factores, que se deben tomar en cuenta para la determinación de este gasto, ellos son:

- Características físicas de la zona
- Tipo de suelo
- Altura de la mesa freática
- Tipo y condiciones de las juntas y colectores. [11]

2.18.5. Gasto de Diseño

Una vez calculados los gastos unitarios correspondientes a los distintos aportes de las aguas servidas, la suma de los mismos se multiplicara por un coeficiente C para obtener el gasto de diseño de las aguas servidas. El coeficiente C (variará entre 1 y 2); será menor a medida que haya mejor control durante la construcción del sistema así como también a medida que el área de desarrollo sea mayor, también disminuirá con el empleo de la junta estanca de goma o similar. En cambio, dicho coeficiente C, aumentara cuando el nivel freático envuelva la tubería o este muy cerca de ella. El proyectista, deberá tomar en cuenta cada uno de estos factores descritos anteriormente, y hará una ponderación de ellos para determinar el valor más conveniente en cada caso del citado coeficiente C, el cual debe ser finalmente sancionado por la autoridad competente. El gasto de diseño se determina mediante la siguiente expresión:

$$Q_{Total_{A.S}} = \sum Q_{A.S} \quad (\text{Ec. 2.30})$$

$$Q_{Diseño_{A.S}} = Q_{Total} * C \quad (\text{Ec. 2.31})$$

Donde:

$Q_{\text{diseño}}$ = Gasto de diseño en L/s

$Q_{\text{Total}} = \sum Q_{A.S}$ = Sumatoria de los gastos de aguas servidas (Infiltración, domiciliarias, institucionales, comerciales) entre otros

C = coeficiente de diseño [12]

2.18.6 Gasto de Diseño por Tramos

Una vez determinadas cada una de las áreas que contribuyen a los diferentes tramos de la red de cloacas, el caudal de diseño de cada tramo será el que resulta de multiplicar el gasto unitario (L/s-ha) por el área correspondiente (ha). . Se determina mediante la siguiente ecuación:

$$Q_{\text{diseño.Tramo}} = Q_{\text{unit}} \times A_{t(\text{Tramo})} \quad (\text{Ec.2.32})$$

Donde:

$Q_{\text{diseño Tramo}}$ = Gasto máximo de diseño por tramo L/s

Q_{unit} = Gasto unitario en L/s/Ha

$A_{t(\text{Tramo})}$ = Area total a servir por tramo en Ha

2.19 ESTACIONES DE BOMBEO PARA SISTEMAS DE AGUAS SERVIDAS

Cuando las pendientes del terreno lo permiten se diseña el sistema de cloacas para trabajar por gravedad, en algunos casos la descarga por gravedad 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. El diseño de una estación de bombeo comprende cálculos hidráulicos, cálculos estructurales, cálculos eléctricos, y diseño de la edificación e instalaciones adicionales.

2.19.1. Partes del sistema de bombeo

El diseño de la estación de bombeo de aguas negras comprende:

- Dispositivos y accesorios, necesarios para el acondicionamiento del líquido cloacal, previo al bombeo.
- Pozo recolector y accesorio.
- Equipos: bombas y motores.
- Edificación y apariencia externa.

2.19.1.1 Dispositivos y accesorios

En todas las estaciones de bombeo se deben colocar una serie de dispositivos y accesorios que garanticen el correcto funcionamiento del sistema, entre ellos se encuentran (Artículo 3º Numerales 56 y 60):

Rejillas:

- Se utilizan para retener las materias sólidas que pueden obstruir o dañar los equipos de bombeo.

- Deben ser colocadas a la entrada del pozo recolector y de tal manera que sea fácil realizar su limpieza.
- En algunas estaciones se puede colocar, en la entrada del pozo húmedo, una cesta de retención de sólidos, la cual cumple la misma función que la rejilla.

Desarenadores:

- Siempre que sea posible es recomendable colocar un desarenador antes de la estación, para permitir la remoción de arenas.

Trituradores:

- Se utilizan en algunos casos. Su función es emulsificar el líquido cloacal para facilitar el bombeo.

Válvulas supresoras de golpe de ariete:

- Su función es prevenir los efectos ocasionados por el golpe de ariete en tuberías.
- Se utilizan en instalaciones donde puede ser significativo el efecto del golpe de ariete.

Válvulas de retención o Check:

- Permiten el flujo en un sentido, cerrando automáticamente al detenerse el bombeo, impidiendo el regreso del líquido hacia las bombas y minimizando los efectos originados por el golpe de ariete.

- Su diámetro depende del diámetro de la descarga de la bomba y del caudal a ser bombeado.

Válvulas de compuerta:

- Se colocan en la succión y en la descarga, para permitir el mantenimiento de las unidades de bombeo.
- Debe tener el mismo diámetro de la válvula de retención.

2.19.1.2. Pozo recolector y accesorios

De acuerdo al artículo 3º, Numeral 51 de las Normas, las estaciones de bombeo se clasifican de la siguiente manera :

- a) Desde el punto de vista funcional:
 - a.1) De pozo húmedo y pozo seco.
 - a.2) De pozo húmedo solamente y
- b) Desde el punto de vista constructivo:
 - b.1) Construidas en sitio o prefabricadas

Pozo seco (Artículo 3º, Numeral 57):

- Se encuentra localizado en forma adyacente al pozo húmedo.
- Su función es la de albergar las bombas para facilitar su mantenimiento y reparación.
- Sus dimensiones deben ser tales que permitan la entrada y salida de los equipos y futuras instalaciones.
- Dese ser de fácil acceso, por medio de escaleras.

- Debe estar adecuadamente ventilado.

Pozo húmedo (Artículo 3º, Numeral 55):

- Su función es la de recibir las aguas provenientes del sistema de recolección y garantizar una capacidad de almacenamiento.
- La capacidad de almacenamiento está representada por el volumen del pozo húmedo comprendida entre el nivel máximo en el cual arrancan las bombas y el nivel mínimo en el cual paran.
- El número de arranques por hora, será el máximo que permita el fabricante, con el fin de disminuir la capacidad del pozo húmedo y el tiempo de retención no mayor de 30 minutos, para evitar el deterioro de las aguas.

Estaciones de bombeo construidas en sitio

- Son generalmente requeridas para flujos de agua grandes.
- Deben ser construidas en concreto armado.
- La estructura debe ser a prueba de agua, para evitar filtraciones.
- Generalmente son de forma rectangular o cuadrada, aunque en estaciones profundas puede ser considerada la forma circular.
- Deben tener facilidades para la instalación, remoción y mantenimiento de los equipos.

Estaciones de bombeo prefabricadas

- Son requeridas cuando los flujos de agua son pequeños.

- Son generalmente de pozo húmedo y se construyen con tuberías de concreto armado.
- Utilizan equipos de bombeo sumergibles generalmente.

2.19.1.3. Equipos de bombeo

- El equipo de bombeo a utilizar estará constituido por bombas centrífugas, las cuales pueden ser (Artículo 3º, Numerales 58 y 59):
 - a) Horizontales (pozo seco)
 - b) Verticales (pozo húmedo)
 - c) Sumergibles (pozo húmedo)
- El diámetro 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 de 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.

2.19.1.4. Edificación y apariencia externa

La edificación de una estación de bombeo incluye las obras complementarias a los pozos, equipos y accesorios. La estación debe estar provista de tableros eléctricos que controlan el funcionamiento de los equipos y el nivel del agua en el pozo húmedo, dispositivos de ventilación,

medidores de flujo, iluminación, escaleras de acceso a los pozos y equipos, estructuras para la remoción de los equipos, caseta de vigilancia, instalaciones sanitarias y baños, cercado y cualquier otra instalación que garantice el correcto funcionamiento del sistema y permita el trabajo eficiente del personal encargado (Artículo 3º, numerales 61 al 66) [11]

2.20. DESCARGA DE LAS AGUAS NEGRAS

Cuando se dispongan aguas servidas en un cuerpo de agua, se deberán prever medios destinados a eliminar sólidos flotantes, así como disminuir las grasas y aceites que aquellas conduzcan, y cumplir con las características que señalan los decretos vigentes para la fecha de ejecución de las descargas[16].

La disposición de aguas servidas en los cuerpos de agua, para su difusión final, necesitan de un efectivo mezclado de aquellas con el cuerpo de agua, a fin de obtener los siguientes resultados:

- a) La efectiva oxidación de los compuestos orgánicos en suspensión y dilución.
- b) La reducción de su contenido bacteriano.
- c) La prevención de olores.
- d) La remoción de partículas en suspensión por sedimentación en el fondo.

Las descargas en un cuerpo de agua podrán ser de líquidos provenientes de:

- a) Sistemas de alcantarillado separados, ya sea de aguas servidas o pluviales solamente.
- b) Sistemas únicos.

Las aguas servidas a descargar, provenientes de un sistema separado o único, podrán ser:

- a) Efluentes de un tratamiento primario, desinfectado o no.
- b) Efluente de un tratamiento secundario, desinfectado o no.

Cada uno de los casos citados, involucra consideraciones especiales muy diferentes, que es necesario tomar en cuenta en el proyecto correspondiente de descarga. [12]

CAPÍTULO III. MARCO METODOLÓGICO

3.1 REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

Durante esta etapa se llevó a cabo una minuciosa búsqueda de información, donde se realizó consultas a expertos, visitas a bibliotecas, revisión de manuales y planos; así como la extensa revisión de cada una de las normas y parámetros relacionadas con el tema a desarrollar.

3.2 RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN PRELIMINAR

En esta etapa se procedió a la recopilación de toda la información relacionada con la zona de desarrollo del proyecto, como: condiciones sanitarias, servicios públicos existentes, datos de la población, tipo de viviendas, drenajes, geología y otros; para esto, fue necesario acudir a la Alcaldía del Municipio Tubores, además de otros organismo gubernamentales como: el Ministerio Del Poder Popular para la Infraestructura (MINFRA), HIDROCARIBE, entre otros.

3.3 LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

Un estudio Topográfico permite obtener los datos necesarios para la representación gráfica o elaboración del plano del área en estudio; el mismo, se realiza con el fin de determinar la configuración del terreno y la posición sobre la superficie de la tierra.

De acuerdo a esto, se realizó un levantamiento altimétrico - planimétrico empleando el método de nivelación geométrica compuesta abierta, donde se tomaron las mediciones para determinar las coordenadas y cotas respectivas de la zona, lo que permitió caracterizar y definir el diseño del sistema de cloacas.

3.3.1 Equipos Utilizados

Para la realización del levantamiento topográfico se utilizaron los siguientes equipos:

- Nivel AUTOMÁTICO. Marca: TOPCON. Modelo: AT22-A, Apreciación: $\pm 1\text{Cm/Km}$.
- Mira topográfica. Marca: TOPCON. Capacidad: 4 mts. Apreciación: $\pm 1\text{Cm}$
- Trípode. Marca: TOPCON.
- GPS Marca: GARMIN ETREX, Apreciación: $\pm 40\text{ Cm}$

Los equipos empleados fueron facilitados por el Ministerio del Poder Popular Para la Infraestructura. C.R.C (Centro Regional de Coordinación), División de Gestión, Sede Estado Nueva Esparta, con disposición limitada al uso por medio día, de lunes a viernes.

3.3.2 Materiales

- Clavos de acero
- Recortes de cabillas

- Tiza
- Libreta topográfica
- Lápices Marca: Faber Castle, HB
- Jalones
- Martillos
- Cinta Métrica. Marca: Lobster Capacidad: 50m, Apreciación: ± 1 mm.

Los materiales y equipos mencionados se pueden observar en el **Anexo A**

3.3.3 Procedimiento

El procedimiento utilizado en la nivelación puede resumirse de la siguiente manera:

Para calcular los desniveles se usó el método de nivelación Geométrica Compuesta Abierta, por cota del instrumento. Se comenzó a nivelar desde la entrada principal del pueblo de las Hernández, donde se tomó como referencia un punto de cartografía nacional (BM) de cota 20.00 m.s.n.m. (chequeado con GPS), en el cual se estacionó el nivel de ingeniero de manera que la visual fuera horizontal en un punto marcado con un clavo de acero, Tomando como referencia el eje de la vía y haciendo uso de una cinta métrica se marcó una distancia de 20m, donde se colocó la mira topográfica para hacer la lectura del hilo medio, este punto se llamó intermedio. Se tomaron lecturas de mira cada 20m, tantas como permitió visualizar con claridad el lente del nivel; este procedimiento se realizó repetidamente haciendo cambio de estación a lo largo del eje

de la vialidad de manera de abarcar la mayor cantidad posible de puntos intermedios teniendo cuidado en la escogencia de los mismos, ya que estos son los puntos de enlace o de transferencia de cotas, en los cuales se hizo una lectura adelante desde una estación y una lectura atrás desde la estación siguiente.

En puntos donde no fue posible visualizar la lectura de la mira, se procedió a tomar un punto de cambio, donde se tomaron lecturas de atrás en un punto de cota conocida y lecturas de adelante en un nuevo punto para así de esta manera continuar el proceso de nivelación.

Las cotas del terreno calculadas para construir los perfiles longitudinales de la vía están reflejadas en las tablas ubicadas en el **Anexo B**. A continuación se presenta una muestra de cálculo para algunos puntos de nivelación particular correspondientes a las bocas de visita determinadas de acuerdo a las ecuaciones **2.1**, **2.2** y **2.3**. De la misma manera se procedió a calcular el resto de los puntos.

✓ Determinación de cotas:

▪ Boca de visita **(A-1-1)**:

Cota de terreno (PC anterior a **A-1-1**): 17,595 m.s.n.m

Lectura de atrás (PC anterior a **A-1-1**): 1,025 m

Lectura intermedia **A-1-1**= 1,616 m

Cota del Instrumento PC anterior a A-1-1 = $17,595 + 1,025 = 18,620$
m.s.n.m

Cota del Terreno en A-1-1= $18,620 - 1,616 = 17,004$ m.s.n.m

- Boca de visita **A-3** :

Cota del instrumento en el punto anterior **A-1-1**= 18,620 m.s.n.m

Lectura de atrás (PC anterior a **A-3**): 2,039 m

Lectura intermedia en (**A-3**) = 1,710

Lectura adelante (PC anterior a **A-3**)= 1,990 m

Cota del Terreno en el PC anterior a A-3 = 18,620 – 1,990=16,630m.s.n.m

Cota del Instrumento PC anterior a A-3 = 16,630 + 2,039 = 18,669m.s.n.m

Cota del terreno en A-3 = 18,669 – 1,710 = 16,959 m.s.n.m

3.4 ELABORACIÓN DE PLANOS DE PERFILES

En esta etapa se dibujó en formato digital, utilizando el software Autocad versión 2009, la trayectoria en planta de los colectores y sus perfiles con la información obtenida a partir del levantamiento topográfico realizado en el área de estudio y de los planos aerofotogramétricos existentes. Se delimitaron las áreas tributarias conjuntamente con el sentido del flujo de cada uno de los colectores que conforman la red de cloacas.

Las bocas de visita se dibujaron con una circunferencia de 3 mm de diámetro, tomando en cuenta la distancia máxima en tramos rectos, (150m), en curvas (30m) y sus especificaciones, así como los puntos de quiebre. Las escalas adoptadas para los planos fueron de 1:100 y 1:1000 indicadas en cada uno de ellos. Los parámetros que se admitieron para la elaboración de estos planos obedecen a las sugerencias de las normas en su artículo 3, numerales 88 y 88.1 [12]. **(Ver Anexo H)**

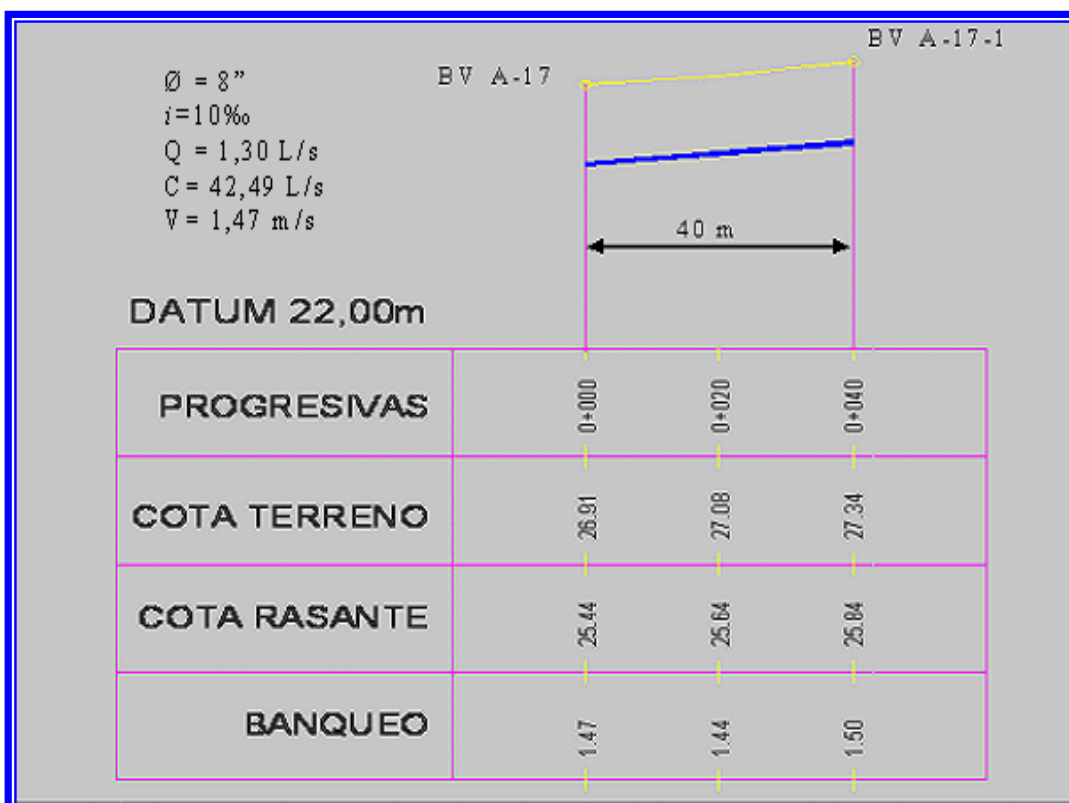


Fig. 3.1 Modelo Perfil de un Colector de Aguas Servidas. Fuente: Elaboración propia

3.5 ESTUDIO DE LA POBLACIÓN ACTUAL Y FUTURA

3.5.1 Período de Diseño

De acuerdo a la referencia bibliográfica (**Fundamentos para el Cálculo de Alcantarillado**) [11], el período de diseño establecido para que un sistema sea eficiente en un 100%, en el caso de los colectores principales y emisarios es de 40 a 50 años y como el mínimo recomendado es 25 años, se decidió tomar un promedio de diseño único para toda la red cloacas de 30 años. En este caso se tiene:

Año actual: 2009

Año Proyectado: 2039

3.5.2 Estimación de la Población

Para proyectar la población futura fue necesario tomar en cuenta los siguientes aspectos:

- La demografía
- Los censos
- Tasa de crecimiento

Algunos de estos datos fueron suministrados por el **Instituto Nacional de Estadísticas (INE)** y el Ministerio del Poder Popular Para La Infraestructura (**MINFRA**), entre otros. (Ver **tabla 3.1**)

Tabla 3.1 Censos de la Población de Las Hernández Municipio Tubores Edo. Nueva Esparta. Fuente: Instituto Nacional De Estadísticas (INE)

Año (Censo)	1971	1981	1990	2001
Habitantes	523	1067	2131	3400

3.5.2.1 Proyección para la Población de Las Hernández

Se estimó la población de toda la localidad de las Hernández aplicando los siguientes métodos de proyección estadísticos:

- Lineal
- Logarítmico
- Geométrico

De acuerdo al resultado obtenido por cada uno de estos métodos se tomará el que mejor se ajuste.

3.5.2.1.1 Proyección por el Método Aritmético o de Crecimiento Lineal

Este método consistió en determinar la pendiente o tasa de crecimiento de acuerdo a la ecuación 2.19 y la proyección de la población para el año 2037 según la ecuación 2.20, en base a la serie de censos reflejados en la tabla 3.1.

Período 1981-1990:

$$K_{A1} = \frac{2131 - 1067}{1990 - 1981} = 118,2222$$

Período 1990-2001:

$$K_{A2} = \frac{3400 - 2131}{2001 - 1990} = 115.3636$$

Luego se calculó la tasa de crecimiento promedio:

$$K_{ARITMETICO} = \frac{118.222 + 115.3636}{2} = 116,7929$$

Con base a este resultado para la población futura, año 2039 se tiene:

$$Pf_{2039} = 3400 + 116,7929 * (2.039 - 2.001) = 7838 \text{ hab}$$

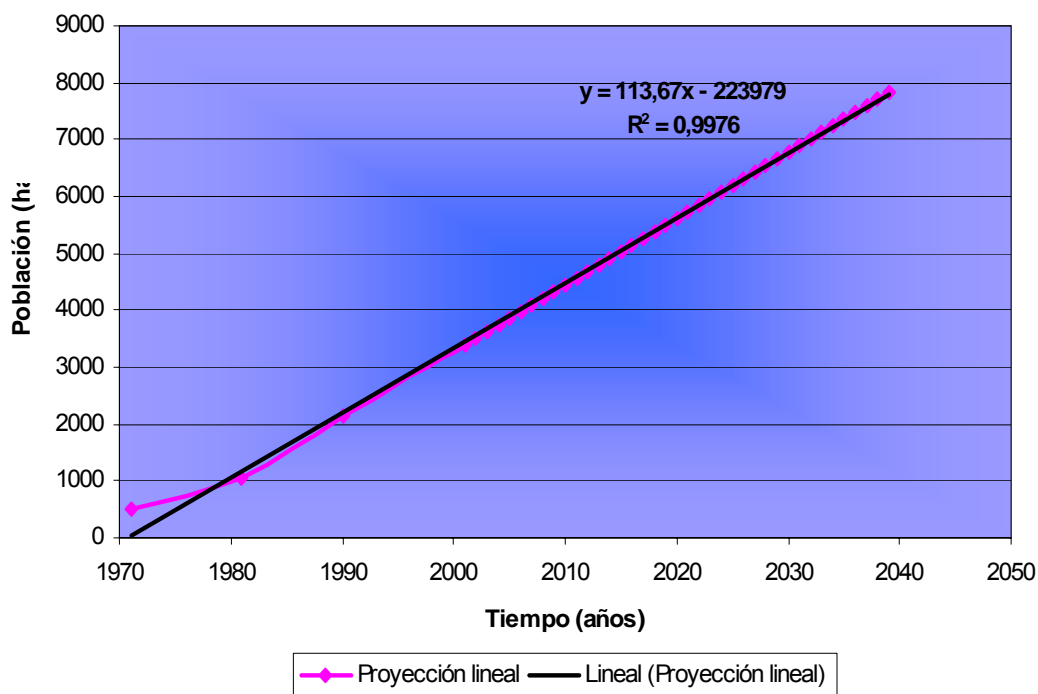


Fig 3.2 Proyección de crecimiento poblacional de las Hernández por el método aritmético o lineal. Fuente: Elaboración propia

3.5.2.1.2 Proyección por el Método de Crecimiento Geométrico

Para este caso la tasa de crecimiento geométrico se determinó mediante la ecuación 2.22 y la población futura se calculó por medio de la ecuación 2.21.

NOTA: El instituto nacional de estadística (INE) utiliza este método para realizar estimaciones de la población en todo el territorio nacional.

Período 1981-1990:

$$r_1 = \left(\frac{2131}{1067} \right)^{\frac{1}{1990-1981}} - 1 = 0,0799$$

Período 1990-2001:

$$r_2 = \left(\frac{3400}{2131} \right)^{\frac{1}{2001-1990}} - 1 = 0,0434$$

Tasa de crecimiento promedio:

$$r_{Geometrico} = \frac{0,0799 + 0,0434}{2} = 0,0617$$

Para la población futura se tiene:

$$Pf_{2039} = 3400 * (1 + 0,0617)^{2039-2001} = 33079hab$$

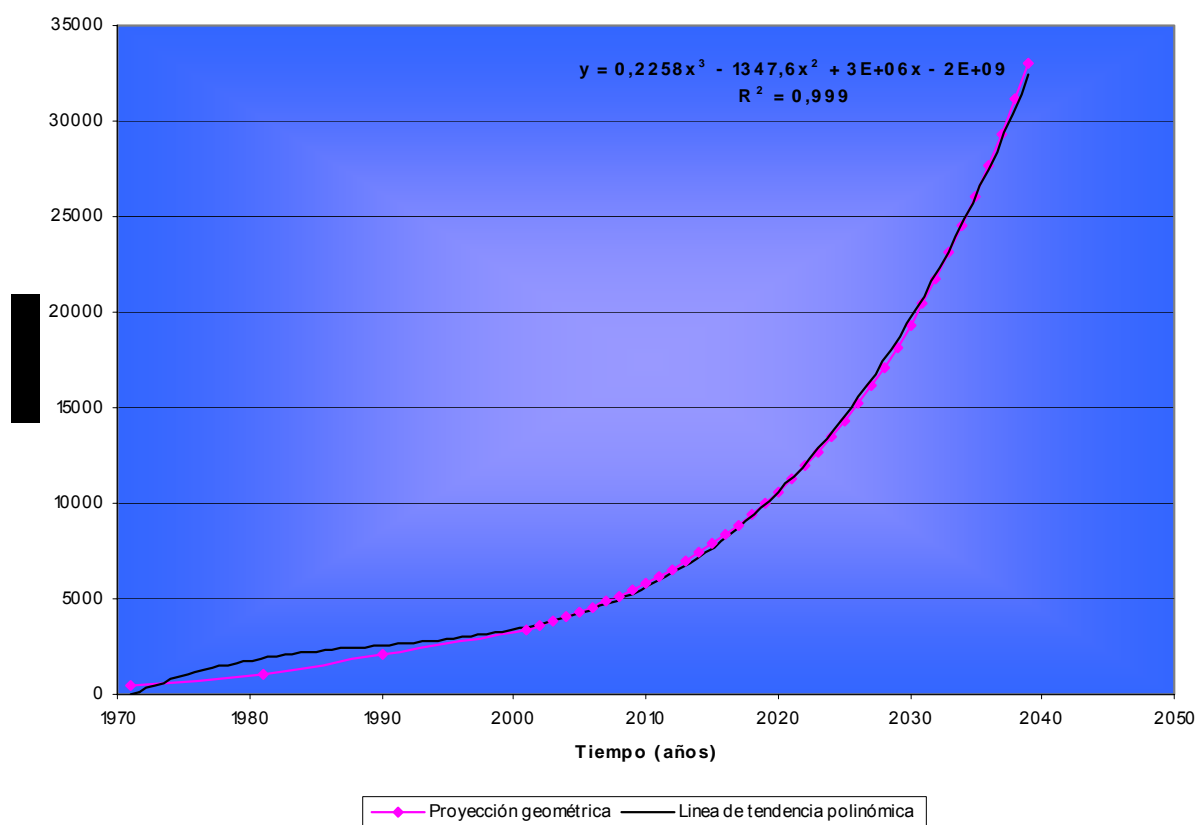


Fig. 3.3 Proyección de crecimiento poblacional de las Hernández por el método de crecimiento geométrico. Fuente: Elaboración propia

3.5.2.1.3 Proyección por el Método de Crecimiento Logarítmico

En este método la tasa de crecimiento se calculó mediante la ecuación 2.25 y la población futura se determinó con la ecuación 2.24.

Período 1981-1990

$$K_{L1} = \frac{\text{Ln}(2131) - \text{Ln}(1067)}{1990 - 1981} = 0,0769$$

Período 1990-2001:

$$K_{L2} = \frac{\text{Ln}(3400) - \text{Ln}(2131)}{2001 - 1990} = 0,0425$$

Tasa de crecimiento promedio:

$$K_{\text{logaritmico}} = \frac{0,0769 + 0,0425}{2} = 0,0597$$

La población futura para el año 2039 será:

$$\text{Ln}(P_f)_{2039} = \text{Ln}(3400) + 0,0597 * (2039 - 2001) = 10,400$$

$$P_f = 32864 \text{ Hab}$$

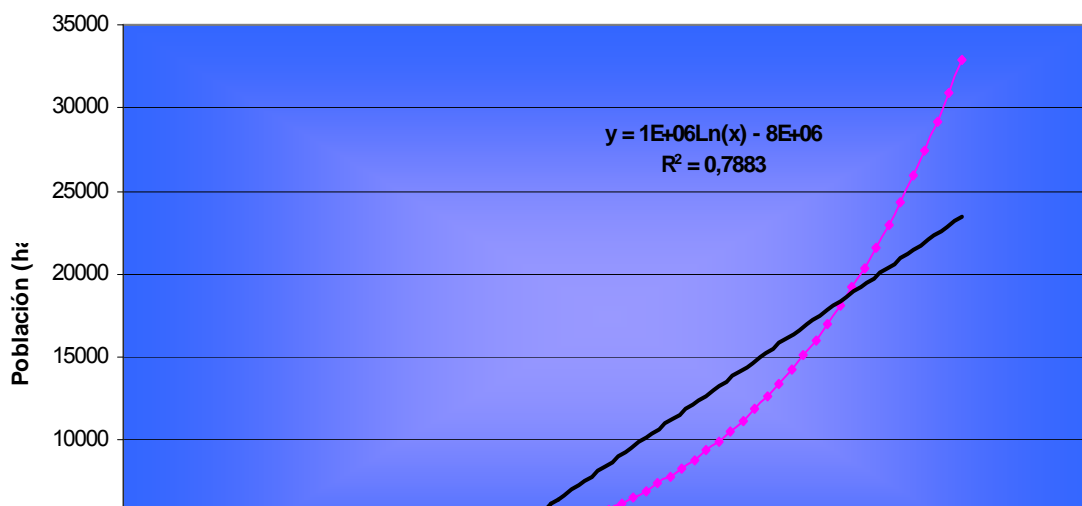


Fig. 3.4 Proyección por el método logarítmico. Fuente: Elaboración propia

Se estimaron proyecciones de la población a partir del año 2001 hasta el año 2039, según los métodos descritos anteriormente. **(Ver tablas del anexo C)**

Graficando las proyecciones obtenidas por cada uno de los métodos utilizados y los censos dados por el INE, se determinó que el método de mejor ajuste es el de Crecimiento Geométrico el cual generó una línea de tendencia de crecimiento poblacional que corresponde a una función polinomial cúbica representada por la siguiente ecuación:

$$y = 0,2258x^3 - 1347,6x^2 + 3 \cdot 10^6 x - 2 \cdot 10^9 \quad (\text{Ec. 3.1})$$
$$R^2 = 0,999$$

3.6 CÁLCULO DEL SISTEMA DE CLOACAS

En este período se realizó la configuración de la red de cloacas a través del trazado en planta de los colectores de acuerdo a lo establecido en la Gaceta Oficial 5318 [12], en la cual se dictan las normas generales para el proyecto de alcantarillado en el artículo 3. En cuanto a las bocas de visitas estas se ubicaron para cada colector desde el punto más bajo hasta el punto más alto, según el artículo 3, Numerales 36 y 30, luego se identificaron asignándoles un nombre a cada una de ellas, de acuerdo al artículo 3 numeral 85.2. También se delimitaron y calcularon las áreas tributarias; así como la determinación del gasto del proyecto, diámetro y longitud de tuberías. En este diseño el material seleccionado para las tuberías de la red de cloacas fue PVC (policloruro de vinilo) con un coeficiente de rugosidad $n = 0.009$ siguiendo las especificaciones señaladas por TUBRICA, este material fue recomendado por el Ministerio del Poder Popular Para la Infraestructura (**MINFRA**).

Nota: Se puede utilizar un material similar al empleado en este diseño según el criterio del proyectista.

3.6.1 Trazado y Cálculo de las Áreas Tributarias

Para el trazado de las áreas tributarias se establecieron los siguientes parámetros: En el caso de los tramos rectos se tomó un ancho de parcela de 50 m a partir del eje de la vía y en las intersecciones se trazaron bisectrices en los ángulos de las esquinas según la irregularidad del área a servir. Las áreas fueron delimitadas por tramos de una boca de visita a otra, y calculadas mediante el software Autocad versión 2009.

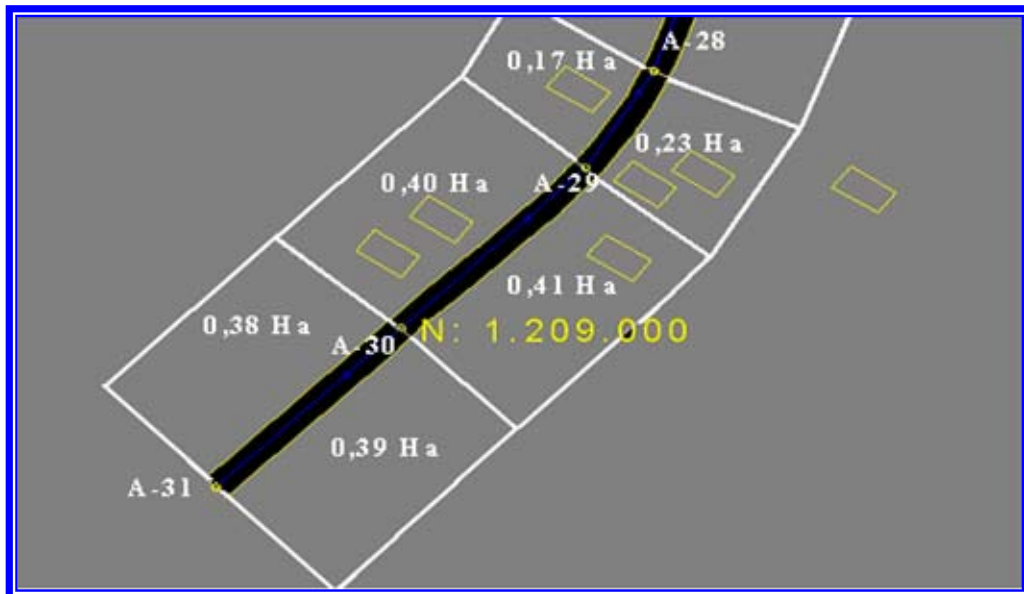


Fig. 3.5 Trazado de áreas tributarias en los tramos A -31 – A -30 – A-29 – A-28 del colector principal para la población de las Hernández
Ejemplo:

Tramo A-31 – A-30:

Área Total = (Área directa + Área indirecta)

Área Directa = $(0,39 + 0,38) \text{ Ha} = 0,77 \text{ Ha}$

Área Indirecta = Debido a que no existe un tramo aguas arriba en este cálculo, el tramo A-31 – A-30 no posee área indirecta o acumulada.

Área Total = 0,77 Ha

Tramo A-30 – A-29

Área Directa = $(0,41 + 0,40) \text{ Ha} = 0,81 \text{ Ha}$

Área Indirecta = Área Total del tramo aguas arriba = 0,77 Ha

Área Total = $(0,81 + 0,77) \text{ Ha} = 1,58 \text{ Ha}$

Tramo A-29 – A-28

Área Directa = (0,23+ 0,17) Ha = 0,40 Ha

Área Indirecta = Área Total del tramo aguas arriba= 1,58 Ha

Área Total = (0,40+ 1,58) Ha = 1,98 Ha

3.6.2 Determinación del Gasto del Proyecto

Para determinar el gasto del proyecto se consideraron solo los aportes de aguas Servidas Domiciliarias y de Infiltración ya que no existen comercios ni industrias; y los aportes institucionales (Escuelas y Hospitales) se tomaron como aguas servidas domiciliarias.

3.6.2.1 Gasto medio del Acueducto

Se determinó el gasto medio del acueducto mediante la ecuación **3.2**. Para la zona en estudio se consideró un consumo máximo permisible de 250 L/hab-día, recomendado por la norma INOS -76 , la cual contempla que para poblaciones comprendidas entre 20.000 y 50.000 hab, la dotación es la utilizada en este caso. Ya que la población proyectada para el periodo de diseño establecido es de 33079 hab

:

$$Q_{med\ AP} = Dotacion * Población \quad (\text{Ec. 3.2})$$

Donde:

$Q_{med\ AP}$ = Caudal medio en **L/s**

Dotación = **250 L/Hab/día**

Población = **33079 Hab**. Dada por la mejor proyección

$$Q_{med_{AP}} = 250 * 33079 = \frac{8269750L / dia}{86400s / dia} = 95,715L / s$$

3.6.2.2 Gasto máximo de aguas servidas domiciliarias

El gasto máximo de las aguas servidas domiciliarias se calculó aplicando los parámetros establecidos en el artículo 3 numeral 8 [12] la cual recomienda el uso de la Ecuación 2.28, con la previa aplicación de la formula de Harmon (Ec. 2.29) para el coeficiente K que es función de la población a servir. El factor K se calculó con la población proyectada para el periodo de diseño del sistema de cloacas.

Coeficiente de Harmon (K):

$$K = 1 + \left[\frac{14}{4 + \left(\frac{33079}{1000} \right)^{1/2}} \right] = 2,44$$

Gasto máximo de aguas servidas domiciliarias:

$$Q_{max_{A.S.}} = 95,71 * 2,44 * 0,8 = 186,83L / s$$

3.6.2.3 Gasto de Infiltración

Este gasto se determinó mediante la ecuación **(3.3)**. Según lo establecido en la Gaceta oficial N ° 5318 [12], la rata de infiltración a considerar en un sistema de alcantarillado de aguas servidas será de 20000 L/día/Km; así como la longitud total de los colectores del sistema y la longitud de cada uno de los empotramientos de las viviendas. Para los empotramientos se tomó una longitud aproximada de 5m. De acuerdo a esto se tiene:

Longitud total de empotramientos= 5m*1097 viviendas= 5485m= 5,49 Km

Longitud total de colectores= 6,58 Km

Longitud Total= 5,49 Km + 6,58 Km = 12,07 Km

$$Q_{Inf} = R_{Inf} * LT \quad (\text{Ec. 3.3})$$

Donde:

Q_{inf} = Gasto de Infiltración en **L/s**

R_{inf} = Rata de infiltración igual **20000 L/día/Km**

LT = Longitud de colectores y empotramientos en **Km**

$$Q_{Inf} = 20000 * 12,07 = \frac{241400L / día}{86400s / día} = 2,79L / s$$

3.6.2.4 Gasto de Diseño

Los aportes tomados en cuenta para la estimación del gasto de diseño de aguas servidas fueron: negras domiciliarias y de infiltración.

Una vez calculados los gastos correspondientes a los distintos aportes de las aguas servidas, la norma establece en el artículo 3º, numeral 13 [12] que la suma de los mismos debe multiplicarse por un coeficiente C, el cual varía entre 1 y 2; será menor a medida que haya mejor control durante la construcción del sistema, así como también a medida que el área del desarrollo sea mayor, también disminuirá con el empleo de la junta estanca de goma o similar. En cambio, aumentará cuando el nivel freático envuelva la tubería o este muy cerca de ella.

Se tomó un valor intermedio de 1,5 para el coeficiente C, ya que el material de los colectores es PVC con junta estanca de goma, resistente a la infiltración y corrosión, además el nivel freático en la zona se encuentra bastante profundo, por otra parte la zona de desarrollo del proyecto no cuenta con un plan de ordenamiento territorial. Este coeficiente C permite respaldar el diseño en caso de desarrollos futuros en el sitio de estudio.

El caudal de diseño de aguas servidas se determinó mediante las ecuaciones **2.30** y **2.31**

$$Q_{Total_{A.S}} = (186,83 + 2,79) = 189,62L / s$$

$$C_{prom} = 1,5$$

$$Q_{diseño(AS)} = 189,62 * 1,5 = 284,43L / s$$

3.6.2.5 Gasto Unitario de Aguas Servidas

Una vez obtenido el gasto de diseño se procedió a calcular el gasto unitario de acuerdo a la cantidad de hectáreas a servir. Estas últimas se

obtuvieron de la sumatoria de las áreas parciales para cada tramo de colector. De acuerdo a esto se tiene:

$$Q_{Unit(A.S)} = \frac{Q_{diseño}}{A_T} \quad (\text{Ec. 3.4})$$

Donde:

Q_{unit} = Gasto Unitario en **L/s – Ha**

$Q_{diseño}$ = Gasto de diseño en **L/s**

A_T = Area total a servir en **Ha**

Sustituyendo:

$$Q_{Unit(A.S)} = \frac{284,43L/s}{59,02Ha} = 4,82L/s/Ha$$

3.6.2.6 Gasto de Diseño por Tramo

Este gasto de diseño se determinó para cada tramo de colector multiplicando el caudal unitario por el área total a servir correspondiente al tramo en estudio, como lo establece la ecuación **2.32**. De acuerdo a esto para el tramo **A1-1 - A-1** se tiene:

$$Q_{diseño.Tramo} = 4,82l/s/Ha * 1,98Ha = 9,54L/s$$

De la misma forma se realizaron los cálculos correspondientes a los demás tramos (**Ver Anexo D**)

3.6.3 Cálculo Hidráulico de los Colectores

3.6.3.1 Pendientes

La mayoría de las pendientes para cada tramo se determinaron estableciendo una pendiente similar a la original del terreno, mediante los datos obtenidos por la nivelación topográfica realizada con el fin de evitar movimientos de tierra de elevado costo. En el caso de algunos colectores la pendiente calculada es contraria a la del terreno, esto fue necesario para que el flujo transitara por efectos de la gravedad. Estos resultados aparecen reflejados en las tablas del **Anexo D**. El cálculo se realizó mediante la ecuación **3.5**

$$S = \frac{\cot a_j - \cot a_i}{L_{i-j}} \quad (\text{Ec. 3.5})$$

Donde:

S = Pendiente del terreno **Por mil**

$\cot a_j$ = cota del tramo en la boca de visita aguas arriba (**m.s.n.m.**)

$\cot a_i$ = cota del tramo en la boca de visita aguas abajo (**m.s.n.m.**)

L_{i-j} = Longitud del tramo, desde la boca de visita i hasta la boca de visita j en **m**

Para la pendiente en la rasante en el tramo **A-13-3- 1 - A-13-3:**

$$S = \frac{(21,90 - 21,70) \text{msnm}}{100\text{m}} = 0.002 * 1000 = 2 \text{‰}$$

3.6.3.2 Diámetro

En sistemas de alcantarillado para aguas servidas el diámetro mínimo de los colectores debe ser de 0,20 m, es decir, 8 pulgadas, según la Gaceta Oficial 5318 en el Artículo 3, numeral 18. En este caso el diámetro asignado a cada tramo de colector depende del máximo caudal de diseño establecido en el catálogo técnico del material de la tubería empleada, el cual va en función de la pendiente de la rasante del tramo. **(Ver tabla 3.2)**

Este procedimiento consistió en ubicar en la tabla **3.2** el valor de la pendiente del tramo, y tomando en cuenta el caudal de diseño del mismo, se verificó que este se aproximara al valor del gasto establecido en la tabla, para finalmente escoger el diámetro correspondiente a la tubería.

Para el Tramo **A-1-1 – A-1** el gasto de diseño es 3,81 L/s y la pendiente 2 ‰. Con el valor de esta pendiente entramos en la tabla **3.2** observándose que el gasto que más se aproxima es 19,01 L/s, por lo tanto el diámetro para ese tramo será 8 “. Cabe destacar que en este caso el gasto para el diámetro de 6” cumple, sin embargo, no se puede aplicar de acuerdo a lo establecido en la norma en cuanto al diámetro mínimo de colectores. (8” = 20Cm)

Nota: En caso de no encontrarse la pendiente en la tabla 3.2, deben calcularse los valores de velocidad y gasto con las fórmulas dadas en la misma para cada diámetro.

Tabla 3.2 Parámetros Hidráulicos Tubería – Alcantarillado JA. Fuente: Tubrica

N 0,009	ø 6"		ø 8"		ø 10"		ø 12"		ø 16"	
	160mm		200mm		250mm		315mm		400mm	
	Øinterno		Øinterno		Øinterno		Øinterno		Øinterno	
	156,6mm		192,0mm		240,2mm		302,6mm		384,2mm	
	V = 12,647√s		V = 14,675√s		V = 17,039√s		V = 19,875√s		V=23,304√s	
Q = 0,234√s		Q = 0,425√s		Q = 0,772√s		Q = 1,429√s		Q = 2,702√s		
S	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
%	(m/s)	(L/s)	(m/s)	(L/s)	(m/s)	(L/s)	(m/s)	(L/s)	(m/s)	(L/s)
10	4	74	4,64	134,4	5,39	244,13	6,29	451,89	7,37	854,45
9,5	3,9	72,12	4,52	130,99	5,25	237,95	6,13	440,45	7,18	832,81
9	3,79	70,2	4,4	127,5	5,11	231,6	5,96	428,7	6,99	810,6
8,5	3,69	68,22	4,28	123,91	4,97	225,07	5,79	416,62	6,79	787,76
8	3,58	66,19	4,15	120,21	4,82	218,35	5,62	404,18	6,59	764,24
7,5	3,46	64,08	4,02	116,39	4,67	211,42	5,44	391,35	6,38	739,97
7	3,35	61,91	3,88	112,44	4,51	204,25	5,26	378,08	6,17	714,88
6,5	3,22	59,66	3,74	108,35	4,34	196,82	5,07	364,32	5,94	688,88
6	3,1	57,32	3,59	104,1	4,17	189,1	4,87	350,03	5,71	661,85
5,5	2,97	54,88	3,44	99,67	4	181,05	4,66	335,13	5,47	633,68
5	2,83	52,32	3,28	95,03	3,81	172,62	4,44	319,53	5,21	604,19
4,5	2,68	49,64	3,11	90,16	3,61	163,77	4,22	303,14	4,94	573,18
4	2,53	46,8	2,94	85	3,41	154,4	3,98	285,8	4,66	540,4
3,5	2,37	43,78	2,75	79,51	3,19	144,43	3,72	267,34	4,36	505,5
3	2,19	40,53	2,54	73,61	2,95	133,71	3,44	247,51	4,04	468

2,9	2,15	39,85	2,5	72,37	2,9	131,47	3,38	243,35	3,97	460,13
2,8	2,12	39,16	2,46	71,12	2,85	129,18	3,33	239,12	3,9	452,13
2,7	2,08	38,45	2,41	69,83	2,8	126,85	3,27	234,81	3,83	443,98
2,6	2,04	37,73	2,37	68,53	2,75	124,48	3,2	230,42	3,76	435,68
2,5	2	37	2,32	67,2	2,69	122,06	3,14	225,94	3,68	427,22
2,4	1,96	36,25	2,27	65,84	2,64	119,6	3,08	221,38	3,61	418,59
2,3	1,92	35,49	2,23	64,45	2,58	117,08	3,01	216,72	3,53	409,78
2,2	1,88	34,71	2,18	63,04	2,53	114,51	2,95	211,95	3,46	400,77
2,1	1,83	33,91	2,13	61,59	2,47	111,87	2,88	207,08	3,38	391,56
2	1,79	33,09	2,08	60,1	2,41	109,18	2,81	202,09	3,3	382,12
1,9	1,74	32,25	2,02	58,58	2,35	106,41	2,74	196,97	3,21	372,44
1,8	1,7	31,39	1,97	57,02	2,29	103,57	2,67	191,72	3,13	362,51
1,7	1,65	30,51	1,91	55,41	2,22	100,66	2,59	186,32	3,04	352,3
1,6	1,6	29,6	1,86	53,76	2,16	97,65	2,51	180,76	2,95	341,78
1,5	1,55	28,66	1,8	52,05	2,09	94,55	2,43	175,02	2,85	330,93
1,4	1,5	27,69	1,74	50,29	2,02	91,34	2,35	169,08	2,76	319,7
1,3	1,44	26,68	1,67	48,46	1,94	88,02	2,27	162,93	2,66	308,08
1,2	1,39	25,63	1,61	46,56	1,87	84,57	2,18	156,54	2,55	295,99
1,1	1,33	24,54	1,54	44,57	1,79	80,97	2,08	149,87	2,44	283,39
1	1,26	23,4	1,47	42,5	1,7	77,2	1,99	142,9	2,33	270,2
0,9	1,2	22,2	1,39	40,32	1,62	73,24	1,89	135,57	2,21	256,33
0,8	1,13	20,93	1,31	38,01	1,52	69,05	1,78	127,81	2,08	241,67
0,7	1,06	19,58	1,23	35,56	1,43	64,59	1,66	119,56	1,95	226,07
0,6	0,98	18,13	1,14	32,92	1,32	59,8	1,54	110,69	1,81	209,3
0,5	0,89	16,55	1,04	30,05	1,2	54,59	1,41	101,05	1,65	191,06
0,4	0,8	14,8	0,93	26,88	1,08	48,83	1,26	90,38	1,47	170,89
0,3	0,69	12,82	0,8	23,28	0,93	42,28	1,09	78,27	1,28	147,99
0,2	0,57	10,46	0,66	19,01	0,76	34,52	0,89	63,91	1,04	120,84
0,1					0,54	24,41	0,63	45,19	0,74	85,44
0,09							0,6	42,87	0,7	81,06

3.6.3.3 Velocidad a sección plena

Las normas generales para el proyecto de alcantarillados establecen que la velocidad mínima a sección plena para colectores de aguas servidas es 0,60 m/s y la velocidad máxima a sección plena depende del material de los colectores, en este caso el material utilizado es PVC, por lo tanto la velocidad límite es 4,50 m/s.

Para calcular la velocidad a sección plena es necesario conocer el área mojada de la sección del colector, la cual se determinó mediante la ecuación 2.12

Tramo **A-1-1 – A-1:**

$$A_c = \frac{\pi * 0,192^2}{4} = 0,0290m^2$$

Donde:

A_c = Área mojada en m^2

D = Diámetro interno de la tubería en m

Luego se determinó la velocidad a sección plena aplicando la fórmula de Chezy – Manning (**Ec. 2.14**), en la que se sustituyó la ecuación **2.13** correspondiente al radio hidráulico

$$V_c = \frac{1}{0,009} * \left(\frac{0,192}{4}\right)^{2/3} * \left(\frac{2}{1000}\right)^{1/2} = 0,66m/s$$

Donde:

V_c = velocidad a sección plena en m/s

n = coeficiente de rugosidad de la tubería (**0,009**) **adim**

R_c = radio hidráulico en m

S = pendiente de la rasante en $\%$

De igual manera se realizaron los cálculos para los demás tramos de colector, **ver tablas del Anexo D**

3.6.3.4 Caudal o Gasto a Sección plena

La capacidad a sección plena (C) de los colectores se calculó según la ecuación **2.15**.

Tramo **A-1-1 – A-1**:

$$Q_c = 0,66 * 0,0290 = 19,00L/s$$

Donde:

Q_c = Gasto o capacidad a sección plena, también se puede denotar con la letra **C**, en **L/s**.

En esta misma forma se realizaron los cálculos correspondientes a los demás tramos. **(Ver anexo D)**

3.7 ELABORACIÓN DE CÓMPUTOS MÉTRICOS

Una vez finalizado los cálculos necesarios para el diseño se procedió a estimar las cantidades de obras que constituyen la red cloacal para la población de las Hernández, en esta etapa se consideraron los planos y especificaciones correspondientes. Las cantidades en obra se enumeraron en diferentes partidas reflejadas en planillas de medición donde se colocaron los cálculos respectivos. **(Ver Anexo F)**

Ejemplo:

Tramo **A-17-1 – A-17**:

Datos:

Ø de la tubería = 8"

Ancho de zanja = 0,60 m

Longitud = 40 m

Cota Terreno arriba = 27,33 msnm

Cota terreno abajo = 26,91 msnm

Cota rasante arriba = 25,98 msnm

Cota rasante abajo = 25,48 msnm

Espesor del pavimento = 0,10 m

- **Replanteo Auxiliar**

Se refiere a la longitud del tramo = 40Km

- **Demolición de pavimento de Asfalto**

Demolición = e * ancho * Longitud

Demolición = 0,10 * 0,60m * 40m = 2,40 m³

Donde:

e = espesor del pavimento en m

- **Excavación de zanjas en tierra a máquina**

El ancho de la zanja a excavar viene dado según el diámetro de la tubería, tomando en cuenta si la profundidad de excavación dada por

las cotas de la rasante requiere de la colocación de entibado. **Ver tabla 3.3.** En este tramo la tubería es de 8" por lo tanto el ancho de la zanja es de 0,60 m y no se requiere entibado

Tabla 3.3 Anchos de zanjas recomendados según el diámetro de tubería. Fuente: Catálogo de especificaciones técnicas Tubrica

Diámetro mm	Anchos de zanja en cm		
	Sin entibado		Con entibado
	mín.	max.	
160	45.0	60.0	90.0
200	60.0	65.0	90.0
250	65.0	70.0	105.0
315	75.0	80.0	105.0
400	75.0	95.0	120.0

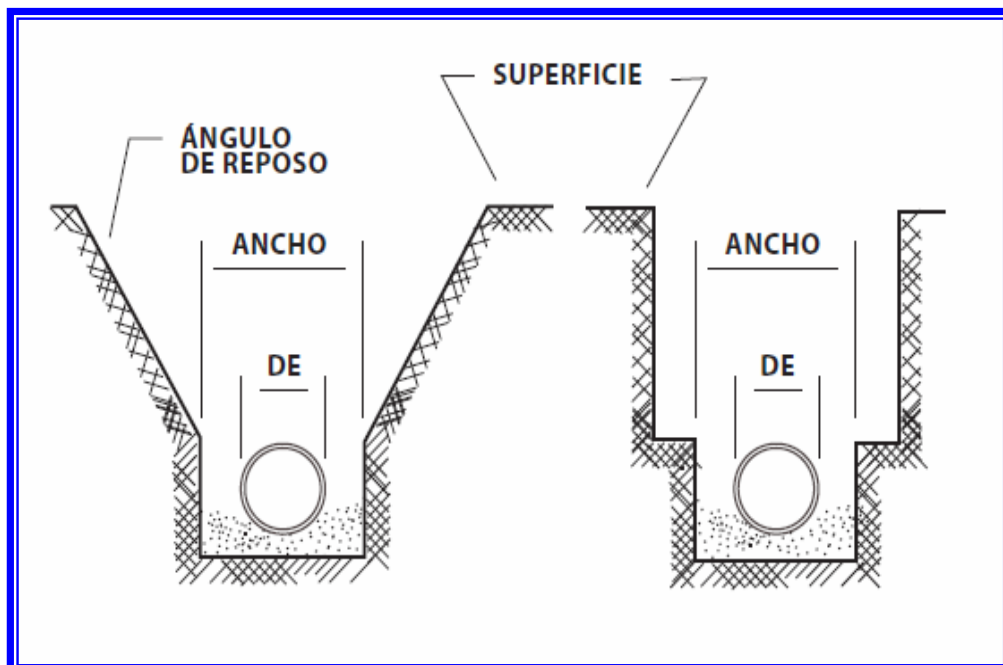


Fig. 3.6 Tipos de excavación para zanjas, a la derecha se muestra una excavación para terrenos firmes, y a la izquierda se muestra una excavación con talud para suelos poco estables. Fuente: Catálogo de especificaciones técnicas Tubrica

Promedio de la profundidad de excavación = $(1,35+1,43)/2 = 1,39$ m

Excavación para la zanja = $L \cdot A \cdot H$

Excavación = $40\text{m} \cdot 0,60\text{m} \cdot 1,39\text{m} = 35,36 \text{ m}^3$

Nota: En algunos casos la profundidad de excavación excede los 3m por lo tanto es necesario realizar un ancho de zanja mayor al establecido en la tabla 3.3.

- **Excavación de zanjas a mano**

Excavación = $L \cdot A \cdot H$

Excavación = $40\text{m} \cdot 0,60\text{m} \cdot 0,10\text{m} = 2,40 \text{ m}^3$

- **Suministro y transporte de material de préstamo para relleno en zanja**

Volúmen de arena + Volúmen del tubo = $L \cdot A \cdot H$

Volúmen de arena+Volúmen del tubo= $0,60\text{m} \cdot 0,60\text{m} \cdot 40\text{m} = 14,40\text{m}^3$

Volúmen del Tubo = $\pi \cdot r^2 \cdot L = \pi \cdot 0,10^2 \text{ m} \cdot 40\text{m} = 1,26 \text{ m}^3$

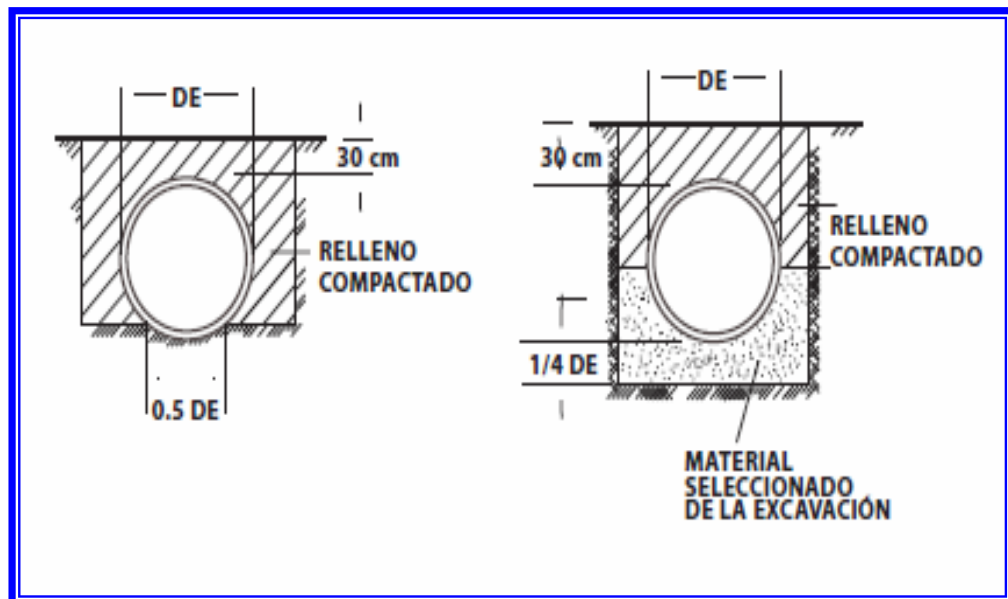


Fig. 3.7 Apoyos tipo B y tipo C, de izquierda a derecha respectivamente, recomendados para colocación de tuberías PVC. Fuente: Catálogo de especificaciones técnicas Tubrica

Despejando:

Volumen de Arena = (Volumen de arena + Volumen del Tubo) –
Volumen del Tubo

$$\text{Volumen de arena} = (14,40 \text{ m}^3 - 1,26 \text{ m}^3) = 13,14 \text{ m}^3$$

- **Compactación de rellenos con apisonadores de percusión**

Volumen a compactar = (Volumen de Excavación a Maquina +
Volumen de Excavación a mano) – (Volumen de Arena + Volumen
del Tubo)

$$\text{Volumen a compactar} = 35,36 \text{ m}^3 + 2,40 \text{ m}^3 - 14,40 \text{ m}^3 = 23,36 \text{ m}^3$$

- **Bote de material proveniente de excavación**

$Bote = (\text{Volumen de demolición de pavimento} + \text{Volumen de arena} + \text{Volumen del tubo}) * Fe$

Donde **Fe** es el factor de esponjamiento, entonces:

$$Bote = (2,40 \text{ m}^3 + 14,40 \text{ m}^3) * 1.3 = 21,84 \text{ m}^3$$

- **Entibado para zanjas**

Se computó para profundidades mayores o iguales a 2,50 m. debe calcularse para cada pared de la zanja y se expresa en m^2 .

Para el caso de este tramo no es aplicable ya que la profundidad es de 1,49 m. En caso de calcularse se aplicaría la siguiente expresión:

$$\text{Entibado} = L * H$$

Donde:

L: la longitud del tramo (**m**)

H: la profundidad promedio de excavación (**m**)

- **Achicamiento de las excavaciones**

En caso de encontrar un nivel freático que interfiera con la colocación de las tuberías, debe usarse un equipo de bombeo para achicar la zona de excavación, por lo que esta partida se computa de acuerdo al H_p de la bomba y las horas de uso que sean necesarias.

- **Suministro transporte y colocación de tubería PVC, junta de goma, para aguas negras**

En este tramo la tubería a colocar es de $D= 20\text{cms}$ (8") de diámetro, y la cantidad es igual a la longitud del tramo = 40ML

- **Base para boca de visita**

Se computan por unidad, ya que en el análisis de precios se configuró de tal manera = N° de bocas de visita = 95 unidades

- **Suministro, Transporte y colocación de marco y tapa de hierro fundido para boca de visita**

Se computan por unidad = N° de bocas de visita = 95 unidades

- **Suministro, Transporte y colocación de cilindro para boca de visita**

Se computan por metro lineal, sabiendo que la altura la altura del cono es 1m, al cilindro se le debe restar dicha altura entonces:

Longitud del cilindro = (Altura promedio de Excavación en el tramo – Altura del cono)

Longitud del cilindro = $(1,49\text{ m} - 1\text{m}) = 0,49\text{ mL}$

- **Suministro, Transporte y colocación de cono para boca de visita**

Se computan por unidad = N° de bocas de Visita = 95 Unidades

- **Empotramiento sencillo**

Se computan por unidad = N° de Viviendas = 1097 unidades

- **Suministro de Asfalto en boca de planta**

Suministro = Volumen de demolición de asfalto* **Pe**

Donde: **Pe** es el Peso específico del asfalto igual a 2,35 Ton/m³, entonces:

Suministro = 2,40 m³*2,35 Ton/m³ = 5,64 Ton

- **Colocación de Mezcla asfáltica**

Colocación = Suministro de Asfalto = 5,64 Ton

- **Riego de imprimación Asfáltica**

Riego de Imprimación = L*A

Riego de imprimación = 40m * 0,60m = 24 m²

- **Transporte de mezcla Asfáltica**

Trasporte = Cantidad de asfalto para colocar * Distancia de la planta de suministro hasta el lugar de la obra

Transporte = 5,64 Ton*8Km = 45,12 Ton-Km

De la misma manera se realizaron los cálculos para los demás tramos. **Ver anexo E**

3.8 DETERMINACIÓN DE LOS ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS Y ELABORACIÓN DE PRESUPUESTO

Se realizaron los análisis de precios unitarios correspondientes a cada partida necesaria para la ejecución de la obra, así como la elaboración del presupuesto, que permitió estimar el costo total de la misma, el cual asciende a: **6.581.613,56 BsF**. En esta etapa se utilizó un software de análisis de precios unitarios Datalaing MAPREX 2008. **(Ver Anexo G)**

CAPÍTULO IV CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

1. En el levantamiento topográfico de la población “Las Hernández”, las lecturas tomadas sirvieron para la determinación de cotas y elaboración de los perfiles longitudinales de la vialidad. Estas cotas permitieron analizar la topografía y realizar el diseño de la rasante para cada tramo de tubería. Dichas lecturas se hicieron a partir de un punto de Cartografía Nacional (BM) de cota 20,00 m.s.n.m.
2. El período de diseño establecido para que el sistema sea eficiente en un 100% fue de 30 años, basado esto en la vida útil del material utilizado. Las tuberías PVC fabricadas con Policloruro de Vinilo son altamente resistentes a la corrosión, a la presión de los gases, y también tienen alta capacidad de absorber deflexiones causadas por asentamientos diferenciales del suelo lo que garantiza su adecuado funcionamiento en el tiempo.
3. La población futura se estimó para el año 2039 utilizando tres métodos de proyección, observándose que el de mejor ajuste

fue el método de Crecimiento Geométrico, el cual arrojó una población de 33.079 habitantes. La curva obtenida por este método es la más cercana a la línea de tendencia con un coeficiente de correlación (R^2) igual a 0,999. Dicha población se proyectó con la finalidad de prever exigencias futuras en el diseño.

4. En el Diseño de la red de cloacas de la población “Las Hernández” se adoptó un sistema separado el cual recolecta únicamente aguas negras (sin incluir aguas de lluvia), basado en las especificaciones de la Gaceta Oficial 5318 que establece en su artículo 2, numeral 2 que se deberá emplear este sistema, y solamente en aquellos casos justificados la autoridad competente podrá autorizar otros sistemas por vía de excepción.
5. Los aportes de aguas contemplados para este diseño fueron los de aguas servidas domiciliarias y de infiltración, ya que la población no cuenta con industrias o comercios. Sin embargo se tomó en cuenta el coeficiente C igual a 1,5 para garantizar la eficiencia del diseño en caso de futuros desarrollos.
6. En el cálculo hidráulico de los colectores, se observó que estos cumplen con los parámetros establecidos en la Gaceta Oficial 5318. Se obtuvieron diámetros variables de 8, 10, 12, 16 y 18 pulgadas. Por otra parte las velocidades se encuentran comprendidas entre la mínima 0,60 m/s y la máxima 4,50 m/s, al igual que las pendientes.

7. En la mayoría de los tramos de colector se colocó un apoyo de primera o tipo B, para proporcionar un fondo firme, estable y uniforme en toda la longitud del tubo. En algunos tramos se utilizó un apoyo tipo A, ya que la profundidad de la rasante se diseñó menor a 1.35 m con el objetivo de minimizar los volúmenes de banqueo los cuales resultan costosos. **(Ver plano anexo H-4)**
8. En el diseño, la última boca de visita del sistema posee una cota de rasante por debajo de la cota del punto de descarga, por esta razón el flujo por gravedad no es posible.
9. Los cálculos métricos se realizaron en base a las especificaciones señaladas en los planos, determinando mediante estos los análisis de precios unitarios para cada partida, las cuales forman parte del presupuesto de la obra estimado en 6.581.613,56 BsF

5.2 RECOMENDACIONES

1. Para el ancho de la zanja se debe respetar las dimensiones con o sin entibado establecidas de acuerdo a la tabla **3.2**, sin embargo en algunos tramos será necesario realizar un ancho de excavación mayor que el recomendado, ya que las profundidades de excavación son elevadas.

2. Para la colocación de relleno de apoyo debe efectuarse un relleno lateral con material seleccionado a ambos lados del tubo con apisonador de mano, en capas de 10 cm hasta la mitad del diámetro del tubo. Se recomienda rellenar con material seleccionado hasta una altura mínima de 30 cm sobre la clave del tubo en capas no mayores de 10 cm con apisonador de mano y luego rellenar hasta completar la altura total de la zanja, el cual podrá ser realizado con equipo mecánico.
3. El empotramiento de un ramal secundario al colector principal se debe realizar mediante la utilización de la conexión “SILLA YEE”, el cual permite la incorporación en cualquier punto del colector en forma rápida, simple y segura. **(Ver plano anexo H-4).**
4. Debido a que el tubo PVC posee superficie lisa, no es de fácil adherencia con el concreto por lo tanto para realizar la conexión a la boca de visita se recomienda aplicar una capa de soldadura líquida en dicha área incorporando arena lavada seca de inmediato y en cantidad suficiente, dejar secar y proceder a instalar.
5. Para el caso de la descarga de las aguas servidas, se recomienda el diseño de una estación de bombeo de pozo húmedo, con base en las normas expuestas en la Gaceta Oficial 5318; el diseño del pozo húmedo se encuentra en el **anexo E**. La planta de tratamiento más cercana al sector es la de los bagres ubicada en el Municipio Díaz, sin embargo no

se cuenta con la información para diseñar la tubería de impulsión por lo que se recomienda realizar un estudio detallado sobre el posible sitio de descarga, según las plantas de tratamiento aledañas al sector.

BIBLIOGRAFÍA

- [1] MARN, (1997) **Atlas básico del Estado Nueva Esparta**, Caracas.
- [2] Mijares, G.; (1983) **“Abastecimiento de Aguas y Alcantarillados”**, ediciones Vega, Caracas/ Venezuela.
- [3] Briceño, H. y González, P. (2002) **“Diseño del Sistema de recolección de Aguas Residuales domésticas y el Sistema de Drenaje de los sectores Bobure y Volcadero de la población de Guanta, Municipio Guanta del Estado Anzoátegui”** Tesis de Grado, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Oriente, Barcelona, Estado Anzoátegui - Venezuela.
- [4] León, E. y Salazar, F.; (2005) **“Proyección del Sistema de Colectores de Aguas Residuales y de la ampliación de la Red de Distribución de agua Potable de las poblaciones de Santa Inés y San Francisco de Macanao, Estado Nueva Esparta.”**, Tesis de Grado, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Oriente, Barcelona, Estado Anzoátegui - Venezuela.
- [5] Serrano C. y Prieto M. (2006) **“Diseño de la Red de Abastecimiento de Agua Potable y la Red de Disposición de Aguas Servidas del sector Playa Mar, Maurica en la ciudad de Barcelona, Estado Anzoátegui”**, Tesis de Grado, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Oriente, Barcelona, Estado Anzoátegui - Venezuela.

[6] <http:\topografia tesis\Topografia, tipos levanta.htm>

[7] Zakatov P. (1981). “**Curso de Geodesia Superior. Moscú**”. Editorial Mir.

[8] <http://html.rincondelvago.com/levantamientos-con-nivel.html>

[9] Torres, A. y Villate E; (2001). “**Topografía**”. Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería. 4º edición. Bogota, Colombia

[10] Arocha, S; “**Cloacas y Drenajes**”, (1983), ediciones Vega, Caracas / Venezuela.

[11] Ghanem, A; (2003). “**Fundamentos para el Calculo de Alcantarillado**”, Trabajo de ascenso, Universidad de Oriente, Barcelona.

[12] M.A.R.N.R, M.I.N.D.U.R; (1999) “**Normas Generales para el proyecto de Alcantarillados**”, Gaceta Oficial de la Republica de Venezuela N° 5318.

[13] Ghanem, A; (1995). “**Metodología para la Rehabilitación de un Sistema de Recolección de Aguas Servidas**”, Trabajo de ascenso, Universidad de Oriente, Barcelona.

[14] <http://html.textoscientificos.com>

[15] González, L; (2000) “**Metodología para Diseñar y Evaluar Redes de Distribución de Agua Potable AGUA (Acueductos)**”. Fondo Editorial UDO – Anzoátegui. Primera Edición. Barcelona - Estado Anzoátegui

[16] M.A.R.N.R, M.I.N.D.U.R; (1995) “**Normas para la Clasificación y el Control de la Calidad de los Cuerpos de Aguas y Vertidos o Efluentes Líquidos**”, Gaceta Oficial de la Republica de Venezuela N° 5021

- [http://es.Wikipedia.org/Wiki/Aguas Servidas](http://es.Wikipedia.org/Wiki/Aguas_Servidas) página web para consultas informativas.
- I.N.O.S; (1976) “**Especificaciones de Construcción de Obras de Acueductos y Alcantarillado**”, Instituto Nacional de Obras Sanitarias, Caracas
- I.N.O.S; (1965) “**Normas de Proyectos, construcción, operación y mantenimiento de los servicios de cloacas**”, Instituto Nacional de Obras Sanitarias, Caracas
- Hidrocaribe, (2005) “**Alternativas de Abastecimiento de agua del Estado Nueva Esparta**”
- Sistema de Alcantarillado Junta Automática, “**Catálogo y Especificaciones Técnicas**”, “Tubrica Tuberías”.

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:

TÍTULO	“DISEÑO DE UN SISTEMA DE CLOACAS PARA LA POBLACION DE LAS HERNÁNDEZ, UBICADA EN EL MUNICIPIO AUTÓNOMO TUBORES, ESTADO NUEVA ESPARTA”
SUBTÍTULO	

AUTOR (ES):

APELLIDOS Y NOMBRES	CÓDIGO CULAC / E MAIL
MILLÁN N., GABRIELA V.	CVLAC: 17.112.997 E MAIL: gabrielavmn@hotmail.com
	CVLAC: E MAIL:
	CVLAC: E MAIL:
	CVLAC: E MAIL:

PALÁBRAS O FRASES CLAVES:

DISEÑO

CLOACAS

COLECTORES

AGUAS NEGRAS

GASTO

AREAS TRIBUTARIAS

PENDIENTE

VELOCIDAD

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:

ÁREA	SUBÁREA
INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS	INGENIERÍA CIVIL

RESUMEN (ABSTRACT):

Se presenta el Diseño de un Sistema de Cloacas, para la Población de “Las Hernández”, ubicada en el Municipio Autónomo Tubores de la Isla de Margarita en el Estado Nueva Esparta. Este diseño permitirá recolectar las aguas servidas de esta localidad para posteriormente enviarlas a un sitio de tal manera que no genere daños a la comunidad. El diseño se encuentra basado en las normas INOS (Instituto Nacional de Obras Sanitarias), M.S.A.S (Ministerio de Sanidad y Asistencia Social) y M.A.R.N.R (Ministerio del Ambiente y los Recursos Naturales Renovables), las cuales permitieron establecer los criterios y parámetros necesarios para garantizar la eficiencia del proyecto. Para el desarrollo de este diseño fue necesario tomar en cuenta la población actual y su crecimiento a futuro, la topografía de la zona realizando una nivelación topográfica, el área a servir distribuyéndola para cada tramo de colector; la existencia de comercios, instituciones, industrias y servicios básicos; entre otros. A este diseño de cloacas se realizaron los cálculos métricos o cantidades en obra así como el análisis de precios unitarios, lo que permitió elaborar el presupuesto el cual refleja el costo aproximado para la ejecución de la obra.

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:

CONTRIBUIDORES:

APELLIDOS Y NOMBRES	ROL / CÓDIGO CVLAC / EMAIL				
	ROL	CA	AS	TU X	JU
Bou Ghannam, Mounir	CVLAC:	11.420.592			
	E_MAIL	<u>Mo.bou@hotmail.com</u>			
	E_MAIL				
	ROL	CA	AS	TU	JU X
Morales, Hilda	CVLAC:	5.189.811			
	E_MAIL	<u>Moraleshc@gmail.com</u>			
	E_MAIL				
	ROL	CA	AS	TU	JU X
Álvarez, Anna	CVLAC:	12.075.765			
	E_MAIL	<u>Alvanna2008@gmail.com</u>			
	E_MAIL				
	ROL	CA	AS	TU	JU
	CVLAC:				
	E_MAIL				
	E_MAIL				
	ROL	CA	AS	TU	JU

FECHA DE DISCUSIÓN Y APROBACIÓN:

2.009	08	03
AÑO	MES	DÍA

LENGUAJE: SPA

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:

ARCHIVO (S):

NOMBRE DE ARCHIVO	TIPO MIME
TESIS. MILLÁN CLOACAS.DOC	APPLICATION/WORD

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: _____ (OPCIONAL)

TEMPORAL: _____ (OPCIONAL)

TÍTULO O GRADO ASOCIADO CON EL TRABAJO:

INGENIERO CIVIL

NIVEL ASOCIADO CON EL TRABAJO:

PREGRADO

ÁREA DE ESTUDIO:

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

INSTITUCIÓN:

UNIVERSIDAD DE ORIENTE NÚCLEO DE ANZOÁTEGUI

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:

DERECHOS

De acuerdo con el Artículo 44 del reglamento de trabajos de grado de la Universidad de Oriente:

“LOS TRABAJOS DE GRADO SON PROPIEDAD DE LA UNIVERSIDAD DE ORIENTE Y SÓLO PODRÁN SER UTILIZADOS PARA OTROS FINES CON EL CONSENTIMIENTO DEL CONSEJO DE NÚCLEO RESPECTIVO, QUIEN LO PARTICIPARÁ AL CONSEJO UNIVERSITARIO”

AUTORES

BR. Gabriela Del V. Millán N.

TUTOR

PROF. Mounir Bou Ghannam.

JURADO

PROF. Anna Alvarez

JURADO

PROF. Hilda Morales

POR LA SUB-COMISION DE TESIS

BR. Gabriela Del V. Millán N.