



REPÚBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA
UNIVERSIDAD DE CARABOBO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE CIVIL



**DISEÑO DE LAS INSTALACIONES HIDRÁULICAS DE UN CENTRO
COMERCIAL EN SAN DIEGO
(Municipio San Diego, Estado Carabobo)**

Autores:

Br. Durán Traviezo, Estefanía Mercedes

Br. Valera Albarrán, Antonio José

Tutor:

Ingeniero Gerardo Huguet

Valencia, Octubre de 2011

REPÚBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA
UNIVERSIDAD DE CARABOBO
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE CIVIL

**DISEÑO DE LAS INSTALACIONES HIDRÁULICAS DE UN CENTRO
COMERCIAL EN SAN DIEGO
(Municipio San Diego, Estado Carabobo)**

Trabajo Especial de Grado presentado ante la ilustre Universidad de
Carabobo, para optar al Título de Ingeniero Civil.

Autores:

Br. Durán Traviezo, Estefanía Mercedes

Br. Valera Albarrán, Antonio José

Tutor:

Prof. Gerardo Huguet

Valencia, Octubre de 2011

AGRADECIMIENTOS

A Dios, por ser la fuente de inspiración y motivación en todo momento.

A nuestras familias, por su apoyo incondicional y por habernos brindado las herramientas necesarias para ser mejores personas cada día.

A la Universidad de Carabobo, nuestra ilustre Alma Mater, por brindarnos la excelente preparación para la vida profesional.

A todos los profesores que contribuyeron en nuestra formación académica y profesional, cada uno jugó un rol fundamental en el cumplimiento de esta meta.

Al Ingeniero Gerardo Huguet por aceptar ser nuestro tutor, y por toda su colaboración y tiempo brindado.

Agradecimientos Personales

A mis padres, quienes siempre me motivaron a lograr mis metas y me brindaron su apoyo en cada momento. Son mi mayor ejemplo a seguir, sin ustedes no fuese sido posible.

A mi hermana, por quien siempre me he motivado a lograr mis metas, y a quien quiero dar un buen ejemplo a seguir.

A mi familia, todos ustedes de una forma u otra contribuyeron en mi formación académica, brindándome todo su apoyo y conocimientos para ser cada día mejor. Gracias por todo y por cada día hacerme sentir que mis logros son suyos también.

A mi tía Endeliza que es mi segunda madre y ha estado junto a mí en todo momento, a mi tía Elizabeth quien desde el colegio me brindo todos sus conocimientos además de ser alguien a quien admiro mucho y a mis tías Mayra y Gicela quienes siempre me ayudaron en mi formación académica.

A mis amigos y compañeros de estudio Ana, Francys, Pedro, Arnaldo, Antonio y Alejandro con quienes compartí todo este camino, y logramos superar todos los inconvenientes que se nos presentaron.

A Maira, Tata, Viviana y Rusmary, por ser unas amigas incondicionales y con quienes compartí risas, stress, alegrías, trasnochos, llantos, entre tantas cosas. Gracias por su apoyo durante toda la carrera, y con el cual sé que seguiré contando con el paso de los años.

Estefanía

Agradecimientos Personales

Principalmente a mis padres por su confianza y apoyo brindado en todo momento, sin ellos definitivamente no habría sido posible lograr esta meta; cada uno de una manera distinta, me han enseñado el camino para llegar a donde estoy y ser la persona que soy.

A mis hermanos, gracias por toda la ayuda que me brindaron en todo este tiempo. Las innumerables experiencias con ambos (Carlos y Eduardo) me han formado de una u otra manera, Carlos sin duda alguna ha sido un gran ejemplo para mí, y verlo graduarse me lleno de una motivación que no tenía en ese momento.

A mi familia en general, abuelos, tíos, mis otros 5 hermanos (Ana Isabel, Carlos Alberto; Carlos Miguel, Mariana y Alvaro), a mis primos, todos de alguna manera estuvieron presentes en todo y contribuyeron en mi formación.

A mis amigos, amigas y compañeros de estudio, por todo lo que compartimos y por la ayuda que cada uno pudo brindarme. Algunos de mis principales amigos Leo, Marian, Hector, Vanessa, Guillermo, Mariorly, aunque ya no los veo mucho, ustedes tienen mi mayor afecto y por eso me es inevitable mencionarlos.

A mi grupo de compañeros de estudio y amigos Estefanía, Pedro, Francys, Saúl, Ana, Iván, Arnaldo, Caroli y Alejandro con quienes compartí risas, conocimiento, esfuerzo, trasnochos y otras dificultades que se lograron superar para alcanzar esta meta.

Antonio

INDICE

INDICE DE GRÁFICOS	XI
INDICE DE TABLAS.....	XII
RESUMEN	XIII
INTRODUCCIÓN	1
CAPITULO I.....	2
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	2
Definición del Problema	2
Planteamiento del Problema	3
Formulación del Problema	3
Sistematización del Problema	4
OBJETIVOS.....	4
Objetivo General.....	4
Objetivos Específicos	4
ALCANCE.....	4
JUSTIFICACIÓN.....	5
CAPITULO II.....	6
MARCO TEÓRICO	6
ANTECEDENTES.....	6

BASES TEÓRICAS.....	7
SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUAS.....	7
Consumo medio diario promedio anual (Qm).....	7
Consumo máximo diario.	7
Consumo máximo horario.....	7
Elementos de un sistema de abastecimiento.	8
Presiones de servicio.....	9
Método de cálculo para redes ramificadas.....	9
Tuberías.....	9
Elementos complementarios de orden práctico a considerar para el diseño de las redes de distribución.	11
Estructura del sistema de abastecimiento.	12
Tanque de almacenamiento.	13
SISTEMAS CLOACALES.....	14
Definición de aguas negras y aguas usadas.....	14
Características generales de los sistemas de recolección y disposición de aguas usadas.....	15
Información requerida para llevar a cabo un proyecto de sistema de recolección de Aguas Servidas.	18
Determinación del caudal de diseño.....	18
Dotaciones y variaciones del gasto.....	18
Aporte de aguas negras por tramo.....	19
Gasto unitario de cálculo.....	21
Gasto de proyecto.....	21
Caudal máximo de aguas negras o caudal de diseño.....	22
Calculo de colectores.....	22
SISTEMAS DE DRENAJES.....	32
Sistemas de drenaje urbano.....	32
Objetivos del Drenaje Urbano.....	32
Tipos de drenaje.....	33
Sumideros.....	33
Escorrentía Superficial.....	36
Curvas IDF (Intensidad - Duración - Frecuencia).....	38
Período de Retorno.....	38
Flujo Superficial Libre.....	39

MARCO NORMATIVO LEGAL	40
Gaceta oficial de la República Bolivariana de Venezuela N°4.044.....	40
Normas sanitarias para Proyectos, Construcción, Reparación, Reforma y Mantenimiento de edificaciones.	40
Gaceta oficial de la República de Venezuela. Normas Sanitarias Para el Proyecto, Construcción, Ampliación, Reforma y Mantenimiento de las Instalaciones Sanitarias para Desarrollos Urbanísticos. Caracas: viernes 2 de Junio de 1989. Gaceta Extraordinaria No 4.103	43
Normas e instructivos para el proyecto de alcantarillados. INOS. Caracas, abril de 1975.	50
Gaceta oficial de la República de Venezuela N° 5318. Caracas, martes 6 de abril de 1999.	56
 CAPITULO III.....	 59
 MARCO METODOLÓGICO	 59
Diseño de Investigación.....	59
Tipo de Investigación.	59
Nivel de Investigación.	60
Modalidad de Investigación.	61
Descripción de la metodología.....	62
Recolección de datos	62
Análisis de Datos	62
Acueductos.....	62
Cloacas.....	64
Drenaje.....	65
 CAPITULO IV	 68
 LA PROPUESTA	 68

Ubicación.....	68
Características.....	68
Acueductos.....	69
Análisis de datos.....	69
Determinación del área a servir.....	69
Tipo de Sistema de abastecimiento.....	69
Clases y Materiales de Las Tuberías y Accesorios.....	69
Trazado de la Red.....	69
Cálculo de la red.....	70
Cómputos Métricos.....	82
Cloacas.....	84
Análisis de datos.....	84
Trazado del Colector.....	84
Cálculo del Colector.....	86
Cálculo del Diámetro.....	90
Cálculo de la Velocidad Real.....	92
Selección de la clase y tipo de Apoyo.....	92
Selección del tipo de Boca de Visita.....	92
Tipo de Tapa de Boca de Visita.....	93
Cómputos Métricos.....	95
Drenajes.....	98
Análisis de datos.....	98
Determinación del área a servir.....	98
Intensidad de Lluvia.....	99
Período de Retorno.....	100
Coeficiente de escorrentía.....	100
Cálculo de la Precipitación.....	100
Áreas Servidas en el Techo.....	100
Caudales de Diseño por Tramo.....	105
Caudal unitario.....	106
Capacidad del área a servir.....	106
Capacidad del sumidero.....	106

Distancias entre sumideros	107
Cálculo del Diámetro	110
Cálculo de la Velocidad Real	110
Selección de la clase y tipo de Apoyo.....	110
Selección del tipo de Boca de Visita	110
Tipo de Tapa de Boca de Visita	111
Cómputos Métricos	116
CONCLUSIONES	121
RECOMENDACIONES	123
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	124
ANEXOS	126

INDICE DE GRÁFICOS

Ilustración 1: Red de abastecimiento de agua potable	70
Ilustración 2: Red de abastecimiento.....	81
Ilustración 3: Red de aguas negras	85
Ilustración 4: Red de aguas Negras	93
Ilustración 5: Áreas contribuyentes.....	99
Ilustración 6: Áreas contribuyente (techo)	101
Ilustración 7: Diseño de drenaje pluvial (techo)	102
Ilustración 8: Drenaje Pluvial (techos)	105
Ilustración 9: Red de drenaje de aguas de lluvia	108

INDICE DE TABLAS

Tabla 1: Cálculo de Dotaciones	71
Tabla 2: Gastos medios por tramos	77
Tabla 3: Diámetros de las tuberías	78
Tabla 4: Pérdidas por fricción	79
Tabla 5: Presiones	80
Tabla 6: Cómputos métricos para el acueducto	83
Tabla 7: Cálculo de colectores de cloacas	89
Tabla 8: Cálculo de gasto de proyecto por tramo	89
Tabla 9: Cálculo de colectores de cloacas	94
Tabla 10: Cálculo de cómputos métricos para colectores de cloacas	96
Tabla 11: Cómputos métricos para las cloacas	97
Tabla 12: Áreas contribuyentes	98
Tabla 13: Dimensiones de canales semicirculares	103
Tabla 14: Dimensiones de bajantes	104
Tabla 15: Capacidad de los sumideros	109
Tabla 16: Distancias entre sumideros	109
Tabla 17: Capacidad de los colectores	112
Tabla 18: Diseño de los colectores	114
Tabla 19: Cálculo de cómputos métricos para drenaje	117
Tabla 20: Cómputos métricos para drenaje	119



REPÚBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA
UNIVERSIDAD DE CARABOBO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE CIVIL



**DISEÑO DE LAS INSTALACIONES HIDRÁULICAS DE UN CENTRO
COMERCIAL EN SAN DIEGO
(Municipio San Diego, Estado Carabobo)**

Autores:

Br. Durán Traviezo, Estefanía Mercedes

Br. Valera Albarrán, Antonio José

RESUMEN

El presente trabajo tiene por objetivo proponer un sistema de acueducto, cloacas y drenaje para un centro comercial ubicado en el Municipio San Diego del Estado Carabobo. Para dar inicio a este estudio se requirió de una base de datos y planos para el correcto diseño de dichos sistemas. Se realiza la propuesta de un sistema de abastecimiento por aducción directa hacia los tanques de almacenamiento, se diseña como una red ramificada utilizando tuberías de PVC. Se realiza la propuesta de un sistema de recolección de aguas servidas tomando en cuenta la mejor ubicación y aprovechamiento. Se diseñó un sistema de alcantarillado de aguas de lluvia que servirá para recoger el agua proveniente de las diferentes tuberías que bajan de los techos del centro comercial y de las aguas de escurrimiento de la parte de los estacionamientos que se encuentran descubiertos.

INTRODUCCIÓN

El desarrollo de ciudades implica la dotación de servicios acorde con su crecimiento, esto supone la creación de acueductos, cloacas, drenajes, etc. Los servicios mencionados anteriormente están muy relacionados, ya que no podemos hablar de cloacas sin haber dotado previamente con un abastecimiento de agua la zona. La recolección de las aguas pluviales debe hacerse de forma separada a la de las aguas servidas ya que si se hace en conjunto con las cloacas se pueden producir colapsos en la red, evitando que estas funcionen correctamente.

En este trabajo se presenta la necesidad de diseñar los sistemas de acueducto, cloacas y drenajes para un centro comercial, ya que sin estos sería imposible su funcionamiento.

La investigación estará compuesta por cuatro capítulos para cumplir los objetivos propuestos. En el Capítulo I se describe la problemática que conlleva diseñar las instalaciones hidráulicas de un centro comercial, así como los objetivos generales y específicos. En el Capítulo II se explican los basamentos teóricos necesarios para el diseño de acueductos, cloacas y drenajes y la respectiva Normativa Legal vigente para su elaboración. En el Capítulo III se explica la metodología a utilizar para el cumplimiento de los objetivos propuestos, según el tipo de estudio y tipo de investigación. Y por último en el Capítulo IV se visualiza la recopilación de datos y de información preliminar para la determinación de los parámetros necesarios para el diseño, y se presenta el diseño de acueductos, cloacas y drenaje incluyendo sus respectivos cálculos métricos

CAPITULO I

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Definición del Problema

El caso que nos ocupa en el siguiente trabajo es el del diseño de las instalaciones hidráulicas de un centro comercial, estas a su vez incluyen el diseño de: acueductos (sistemas de abastecimiento de agua potable), cloacas (sistemas de disposición de aguas servidas), y drenajes (sistemas de disposición de las aguas de origen pluvial).

Para ejecutar los proyectos de instalaciones hidráulicas es necesario tener definidos el desarrollo en estudio, la vialidad y la topografía modificada; a su vez el ingeniero que este encargado de dichos proyectos deberá suministrar los cambios que puedan surgir, en los puntos antes mencionados, a los demás profesionales que participan en la ejecución del desarrollo, para que vengan previstos en el proyecto del mismo.

Para el diseño del acueducto se debe poseer información de las redes existentes, los puntos de incorporación a dicha red, los almacenamientos que se requieran, así como también las demandas que puede satisfacer la empresa responsable de los servicios de acueductos y cloacas en la región; lo cual nos permitirá, en conjunto con una serie de criterios y normas establecidas, el diseño de la red de distribución.

Todo lugar con sistema de abastecimiento debe poseer un sistema de cloacas para descargar las aguas ya usadas por el hombre sin que estas causen daños ecológicos o la salud pública.

Las aguas de origen pluvial deben ser interceptadas y conducidas a puntos previamente definidos, para así evitar inundaciones o problemas en el

desarrollo. Las obras nos permiten disponer en sitios determinados la aguas previamente mencionadas es lo que conocemos como sistema de drenaje.

Este trabajo tiene como fin realizar el diseño las instalaciones hidráulicas, seleccionando entre las alternativas posibles las que nos garantice un buen funcionamiento, larga vida útil y bajo costo económico, sin afectar a la comunidad.

Planteamiento del Problema

Los centros comerciales son espacios de ocio y esparcimiento para los habitantes de una zona, por lo general, se ubican en grandes ciudades, lo que dificulta su construcción por la poca disponibilidad de terrenos urbanos. Todo esto conlleva a la necesidad de que su construcción sea cada vez más eficiente, desde el punto de vista comercial, así como también ambiental.

Una Promotora se propone construir un Centro Comercial en una zona del Municipio San Diego, esta zona presenta problemas de abastecimiento de agua potable, servicio de cloacas y drenajes; por lo que se hace necesario diseñar las instalaciones hidráulicas, de manera de satisfacer la demanda del establecimiento.

Formulación del Problema

¿Será posible realizar un diseño sustentable de la redes de agua potable, aguas servidas y aguas de lluvia?

Sistematización del Problema

- Es posible obtener toda la data necesaria para los cálculos?
- La propuesta de solución viable garantiza un buen funcionamiento, larga vida útil y bajo costo económico?
- Se aplican los componentes requeridos para el diseño de los sistemas de abastecimiento de agua potable, de disposición de aguas servidas y de disposición de aguas de origen pluvial?

OBJETIVOS

Objetivo General

Diseñar las instalaciones hidráulicas para centro comercial en la zona de San Diego en el estado Carabobo.

Objetivos Específicos

- Identificar toda la data requerida para los cálculos.
- Comparar las distintas soluciones viables y seleccionar la más conveniente.
- Diseñar los sistemas de abastecimiento de agua potable, de disposición de aguas servidas y de disposición de aguas de origen pluvial.

ALCANCE

Se desea obtener el diseño del sistema de abastecimiento de agua potable (tipos de válvulas, tuberías, anclajes, red de distribución), sistemas de disposición de aguas servidas (tuberías, bocas de visita, red de recolección), y

sistemas de disposición de las aguas de origen pluvial (canalizaciones, capacidades hidráulicas, sumideros, colectores) para el desarrollo del proyecto de un centro comercial.

JUSTIFICACIÓN

La infraestructura de las instalaciones hidráulicas (acueductos, cloacas y drenajes) representan alrededor del 20% y 30% del costo total de un urbanismo; Por esto es importante que el diseño de dichas instalaciones se realicen buscando las soluciones más económicas y funcionales posibles, así como también buscando la mínima vulnerabilidad de las mismas a los desastres naturales ya que una falla en estos además de causar daños importantes en la obra podría causar problemas como inundaciones, riesgo de que población contraiga enfermedades, desabastecimiento, entre otras cosas.

En nuestro país no existe un gran grupo de profesionales dedicados a esta área, a pesar de la gran importancia que posee la misma. Las instalaciones hidráulicas de un urbanismo son de gran impacto para las poblaciones que se encuentran a sus alrededores; ya que su incorporación a las redes de la zona implican grandes cambios en los caudales y funcionamiento de estas, lo cual podría traer daños, como los mencionados inicialmente, si el diseño no está bien realizado. De allí surge la necesidad de realizar un diseño de instalaciones hidráulicas que siempre nos garantice la menor afección a las zonas cercanas cumpliendo con los requerimientos solicitados por el grupo dueño del proyecto.

CAPITULO II

MARCO TEÓRICO

ANTECEDENTES

Eduardo Cohen (2008). “DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA PARA EL SECTOR EL NAIPE, PARROQUIA INDEPENDENCIA, MUNICIPIO LIBERTADOR”. Universidad de Carabobo (Trabajo no publicado). Este trabajo se realizó con el propósito de realizar una propuesta de un sistema de abastecimiento por bombeo directo al tanque y distribución por gravedad debido a la configuración de la topografía existente. La red de distribución se diseña como una red mixta y se calcula a través del método de Hardy Cross para redes cerradas. El sistema de abastecimiento cuenta con una serie de accesorios y valvulería para su eficiente funcionamiento. Este trabajo nos permitió definir la estructura de las bases teóricas adecuadas, así como también nos aportó técnicas de diseño.

José Chávez, Ana Miguens (2009). “PROPUESTA DE OPTIMIZACIÓN DEL SISTEMA DE DRENAJE DE LA AVENIDA UNIVERSIDAD, MUNICIPIO NAGUANAGUA, ESTADO CARABOBO”. Universidad de Carabobo (Trabajo no publicado). La finalidad de este trabajo fue la propuesta de un diseño óptimo para el sistema de recolección de aguas de lluvia de la Avenida Universidad para el tramo de la Redoma de Guaparo- Calle 176. Este trabajo nos provee información teórica sobre los sistemas de drenaje, funcionamiento de los mismos así como también nos sirvió de base para reforzar nuestros conocimientos en la metodología de este tipo de sistemas.

Indhira Bueno, Jonathan Castillo (2007). “DISEÑO DE COLECTOR SUR DE AGUAS NEGRAS ENTRE LOS SECTORES LIMONCITO-LA YAGUARA”.

Universidad de Carabobo (Trabajo no publicado). El desarrollo de este trabajo se basó en el diseño de una red cloacal. Este trabajo sirvió de apoyo para estructurar las bases teóricas, reforzando los aspectos relacionados al diseño de sistemas de recolección de aguas servidas, así como también nos sirvió para agregar términos importantes.

BASES TEÓRICAS

SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUAS

Consumo medio diario promedio anual (Q_m).

Es el promedio de los consumos diarios durante un año de registros expresándose en Lts/seg.

Consumo máximo diario.

Es el día de máximo consumo en un año de registros. Tal día de máximo consumo debe ser satisfecho por el acueducto, de lo contrario va a originar situaciones deficitarias al sistema.

$$Q_{max\ diario} = 1,5 * Q_m \text{ (Ec. 2.1)}$$

Consumo máximo horario.

Es la hora del día de máximo consumo en todo el año de registro. Todas las variaciones hora a hora dependen de las actividades y hábitos de la

población.

$$Q_{max \text{ horario}} = 2,5 * Q_m \text{ (Ec. 2.2)}$$

Elementos de un sistema de abastecimiento.

Los elementos característicos de diseño de construcción un sistema de abastecimiento son:

- **Fuentes de abastecimiento:**

Deben cubrir las necesidades del agua para el día de máximo consumo.

- **Obra de captación:**

Depende del tipo de fuente y de las características particulares.

- **Línea de aducción:**

Es la tubería que transporta agua desde la obra de captación hasta el estanque de almacenamiento. Para garantizar la eficiencia del sistema, debe satisfacer condiciones de servicio para el día de máximo consumo.

- **Tanque de almacenamiento:**

Por lo general es el elemento intermedio entre la fuente y la red de distribución. La capacidad del estanque considera varios factores como emergencia contra posibles incendios, compensar las variaciones horarias, proveer una reserva para cubrir daños e interrupciones en la aducción o en las bombas y funcionamiento como parte del sistema.

- **Estación de bombeo:**

Interviene una nueva variable, que es el número de horas de bombeo.

$$Q_b = \frac{24}{N} Q_m \text{ (Ec. 2.3)}$$

Presiones de servicio

Según las normas INOS en el artículo 74 establece: “la presión residual mínima deberá estar de acuerdo con la zona servida, esta presión en ningún caso tendrá que ser menor que 7 metros”.

Método de cálculo para redes ramificadas

Ya conocida la longitud, el material de la tubería y la topografía de la zona se puede determinar el gasto de diseño que corresponde a un determinado diámetro. Partiendo de los nodos extremos es posible ir determinando por continuidad los diferentes gastos en los tramos con sus correspondientes sentidos de flujo.

Tuberías

En los proyectos de sistemas de abastecimientos los elementos principales del sistema son las tuberías, por lo cual la selección del material debe hacerse atendiendo a diversos factores que permitan lograr el mejor diseño. Los factores que más se destacan son los siguientes:

- Gastos de diseño y presiones de trabajo.
- Características geológicas y topográficas en la zona del proyecto.
- Características de las tuberías disponibles.
- Características del agua y del terreno.
- Costos unitarios de los principales elementos que conforman el sistema de aducción.
- Acceso al sitio de los trabajos.

- Experiencia en cuanto al comportamiento de las diversas clases de tuberías.
- Restricciones ambientales.

- **Tubería de policloruro de vinilo PVC**

Las tuberías de material plástico se fabrican mediante la plastificación de polímeros, se trata de una resina termoplástica que tiene la propiedad de ablandarse con el calor y recuperar sus características físico-químicas cuando se ha enfriado. El coeficiente de rugosidad Hazen & Williams para esta tubería es igual a 150. (C=150)

→ **Ventajas:**

- Unión hermética: el diseño de la unión espiga-campana no permite infiltración ni exfiltración, lo que impide la contaminación del agua.
- Economía: las pendientes se reducen considerablemente debido a su superficie interna lisa, obteniendo menores volúmenes de excavación.
- Mayor vida útil: no se ve afectada por la agresividad de los suelos, no permite la entrada de raíces y las sustancias propias de un alcantarillado sanitario no la atacan.
- Flexibilidad: excelente comportamiento ante cargas vivas y muertas, lo que le permite ser alojada a las profundidades de proyecto sin problema alguno.
- Baja rugosidad: su coeficiente de rugosidad de manning es de 0,009, lo que significa una mayor eficiencia hidráulica.
- Ligereza: el costo de manejo e instalación se reduce considerablemente por su peso por metro significativamente menor.

- Resistencia mecánica: es muy resistente a golpes y al trato normal en obra.
- Toxicidad: no aporta olor, sabor ni color, impide la generación de hongos o parásitos que puedan ser nocivos para la salud.
- Resistencia a la corrosión: no se ve afectada por la agresividad de los suelos.
- Resistencia a la presión hidráulica interna: la tubería está diseñada para trabajar dentro de su régimen elástico, por lo tanto, su comportamiento ante la presión interna permanece inalterable.

→ **Desventajas**

- A temperaturas menores a 0°C reduce su resistencia al impacto.
- La tubería no debe quedar expuesta a los rayos solares por períodos prolongados, ya que se pudieran alterar sus propiedades mecánicas.
- La tubería es susceptible al daño al contacto con elemento punzo cortantes.

Elementos complementarios de orden práctico a considerar para el diseño de las redes de distribución.

- **Llaves o válvulas:**

En las tuberías de distribución debe proveerse de suficientes llaves de manera de aislar 350 metros cerrando un número máximo de cuatro llaves o que queden dos cuadras sin servicio (NORMAS INOS).

- **Tapones:**

En ramales ciegos, en cuya extremidad se coloca un tapón, existirá una presión hidráulica que generara una fuerza aplicada perpendicularmente a la

sección transversal de la tubería.

- **Codos:**

Accesorios usados en situaciones que presentan cambios de dirección en la tubería.

- **Reducciones:**

Cuando se producen cambios de diámetros en una red de distribución y se hace por lo tanto necesario su unión mediante conos de reducción.

- **Te:**

En las redes de distribución es frecuente la utilización de piezas de conexión en forma de "T". Su uso depende de la disposición de las tuberías en las redes de distribución.

- **Hidrantes:**

Se separarán a 200metros para las zonas residenciales o comerciales.

- **Limpiezas o purgas**

En todos los puntos bajos de las tuberías se considera la posibilidad de acumulación de sedimentos, por lo cual es conveniente la colocación de llaves de limpieza de purga.

Estructura del sistema de abastecimiento.

Se puede clasificar atendiendo a la energía disponible para transportar el agua.

- **Sistemas por gravedad:**

Cuando la fuente de abastecimiento se encuentra a una elevación tal que suministre el agua bajo la acción misma de la gravedad.

- **Sistemas por bombeo directo al tanque y suministro por gravedad:**

Durante las horas de bajo consumo parte del agua bombeada se almacena para ser utilizada en las horas de máximo consumo, con lo cual el bombeo se puede efectuar a tasas más o menos uniformes, simplificando el diseño y permitiendo escoger unidades que funcionen de manera más eficiente.

- **Sistemas por bombeo sin almacenamiento (por norma no se utiliza).**

Tanque de almacenamiento.

Deben satisfacer lo siguiente:

- Compensar las fluctuaciones del consumo.
- Prever una reserva contra incendios.
- Mantener una reserva para emergencia.

El volumen del tanque está comprendido por la suma de tres volúmenes:

- **Compensación:**

La capacidad para compensar los consumos durante las horas de máxima demanda debe ser la correspondiente a la suma de las ordenadas máximas que marcan el déficit y excesos entre las curvas acumuladas de consumo y producción.

- Incendio:

Debe ser considerado con el almacenamiento del gasto requerido por el tiempo de duración del incendio. Cuando la demanda para el control de incendios es menor a 30lts/seg. La duración de incendio se estima de 3 horas, para demandas mayores se estiman 4 horas.

- Emergencia:

La magnitud de este volumen depende:

- Del peligro de interrupción del servicio al estanque por falla de la obra de almacenamiento.
- Del tiempo necesario para hacer las reparaciones. En caso de filtraciones, reparaciones en la bomba entre otras eventualidades.

SISTEMAS CLOACALES

Definición de aguas negras y aguas usadas

- **Aguas negras:**

Son las aguas que han sido contaminadas o poseen excretas.

- **Aguas servidas:**

Son las aguas para fines domésticos que luego de ser usadas son recogidas dentro de las edificaciones conjuntamente con las heces fecales.

Características generales de los sistemas de recolección y disposición de aguas usadas

- **Tipos de sistemas:**

En todo desarrollo industrial o urbano surge una necesidad de disponer las aguas servidas y las aguas que provienen de la precipitación, por lo que se tiene la alternativa de conducir dichas aguas conjuntamente o mediante dos tipos de disposición.

a) Sistema Separado:

Son redes de tuberías diseñadas para recolectar las aguas negras, que generalmente son conocidas como cloacas y en forma separada otro conjunto de tuberías conducirá exclusivamente las aguas de lluvias conocidas como alcantarillados pluviales. Este es el tipo de sistema que se recomienda emplear siempre que resulte posible por darnos ciertas ventajas como lo son proteger los cursos de agua al conducir hacia ellos solo las aguas de lluvia, y ahorrar los costos de tratamientos al conducir hacia las plantas sólo aguas servidas en volúmenes mucho menores que los que llegarían conjuntamente con las aguas de origen pluvial, por otra parte las normas INOS que rigen al respecto así lo exigen.

b) Sistemas Mixtos o Unitarios:

Son sistemas donde se recogen en un mismo colector aguas servidas y aguas de origen pluvial, están formados por una red de colectores capaces de conducir las aguas servidas que provienen de los empotramientos de las viviendas y aguas de lluvia que escurren superficialmente captadas a través de sumideros y rejas. Estos tipos de sistemas traen problemas como la contaminación de los cursos de agua como consecuencia del funcionamiento de los aliviaderos en períodos de lluvia, mayor pestilencia ocasionada por represamiento o rebose del flujo en el sistema y aumento del costo de

tratamiento o bombeo asociado a la disposición del caudal de aguas cloacales interceptado.

- **Componentes de un Sistema de recolección de Aguas Negras:**

Las obras de recolección consisten en uno o más sistemas ramificados de tuberías diseñados para remover las aguas usadas o de lluvia mediante flujo con superficie libre. Los sistemas de recolección de aguas servidas están constituidos por:

- **Empotramientos:**

Están compuestos por una tanquilla de empotramiento (cachimbo) y ramal de empotramiento.

Las tanquillas de empotramiento se ubican generalmente frente a la parcela, en la mitad y debajo de la acera, y en el lindero con menor cota.

El ramal de empotramiento va hasta la tubería de cloacas que está en la calle.

- **Bocas de Visita:**

Son estructuras generalmente compuestas de un cono excéntrico, cilindro y base que permiten realizar la inspección y labores de mantenimiento de colectores.

- **Tramos:**

Es la longitud de colector que se encuentra comprendida entre dos bocas de visita contiguas, se mide de eje a eje de las mismas y su diámetro lo determina el gasto del proyecto.

- **Red:**

Está formada por un conjunto de tramos y se origina una vez colocado un tramo en cada calle donde haya frente de parcelas. El comienzo de la red es la boca de visita más alejada con respecto al sitio de la descarga.

→ **Colector principal:**

Sucesión de tramos que arranca en el comienzo del colector emisario y en sentido contrario el flujo, en forma continua, sigue la ruta de los gastos mayores, hasta la boca de visita donde inicia la red.

→ **Colector Emisario:**

Es el colector que recoge todos los aportes provenientes del principal y secundarios, y los transporta hasta el sitio de descarga. Comienza en la última boca de visita del tramo que recibe aporte de aguas negras.

- **Ubicación de los Colectores:**

Los colectores van ubicados a lo largo de las calles, coincidiendo con el eje de la vía.

Todos los colectores deben pasar por debajo de las tuberías de acueducto existentes o futuras, dejando como mínimo una luz de 0,2m entre los conductos.

La distancia libre mínima horizontal entre colectores y las tuberías acueducto existentes o futuras, será 2,00 m.

Los colectores de aguas negras deben seguir la topografía, en dirección lo más directa posible hacia el sitio de disposición.

Se define para cada tramo la dirección del flujo mediante una flecha dibujada sobre ellos, tomando en cuenta la topografía y el sitio de disposición.

- **Ubicación de las Bocas de Visita:**

Las bocas de visita se ubican dibujándolas con círculos de 3mm de diámetro. La del comienzo es una boca de visita de arranque y se le dibuja un segmento de 3mm perpendicular al tramo.

En una misma boca de visita pueden llegar de uno a tres tramos pero solo existe una salida.

Información requerida para llevar a cabo un proyecto de sistema de recolección de Aguas Servidas.

Para la planificación y proyecto de los sistemas de aguas servidas se requiere la información básica que permita tomar las decisiones con respecto a las dimensiones, ubicación de los colectores, bombes, tratamientos y efluentes del sistema: Se debe incluir la siguiente información básica:

- Información topográfica.
- Información hidrológica.
- Información de suelos.
- Información demográfica urbana.
- Información financiera.

Determinación del caudal de diseño

Comprende la determinación de los aportes con la finalidad de lograr un óptimo diseño. Para esto es necesario conocer la población a servir, uso de la tierra y dotaciones para cada uso, cantidades de agua que se incorporan al sistema de cloacas y las variaciones del gasto durante el día.

Dotaciones y variaciones del gasto

Los gastos para el diseño de un sistema de recolección y disposición de aguas servidas, están íntimamente relacionadas con las dotaciones del acueducto, pues el principal aporte de los sistemas de cloacas es el que proviene del sistema de abastecimiento.

Las aguas que llegan al sistema de cloacas son las del acueducto, descartándole al consumo medio estimado las aguas destinadas al riego y las pérdidas de la red, y añadiéndole los aportes por infiltración y malos empotramientos.

Las normas INOS señalan los siguientes valores para estimar el gasto máximo de aguas servidas mediante la ecuación:

$$Q_{m\acute{a}x AN} = Q_{med AP} * K * R \text{ (Ec. 2.6)}$$

Donde Q_{med} es el gasto medio anual del acueducto, K es un coeficiente en función de la población y R un coeficiente de reingreso (igual a 0,8).

El coeficiente K se obtiene aplicando la fórmula de Harmont

$$K = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P}} \text{ (Ec. 2.7)}$$

Sin embargo, para grandes áreas servidas, la relación entre $Q_{m\acute{a}x AN}$ y $Q_{med AP}$ puede llevar a valores diferentes.

Aporte de aguas negras por tramo

Se consideran los aportes de aguas servidas domésticas, industriales, comerciales, institucionales, y de infiltración.

- **Caudal de aguas residuales domiciliarias:**

Son las aguas que una vez usadas en las viviendas regresan al colector. El gasto de las aguas servidas domiciliarias se define de la siguiente manera:

$$Q_{max AS} = Q_{med dom AP} * K * R \text{ (Ec. 2.8)}$$

Dónde:

(AS)= Aguas servidas de origen domiciliaria.

(AP)= Aguas potables domiciliarias.

Q_{med} = Gasto medio diario promedio anual del acueducto.

R= Coeficiente del gasto de reingreso, igual a 0,8.

K= Coeficiente que es función de la población contribuyente al tramo en estudio. Se obtiene aplicando la fórmula de HARMONT.

P= población contribuyente al colector, expresada en miles de habitantes.

- **Caudal de aguas residuales industriales:**

Su descarga a los colectores está condicionada a permisos sanitario y ambientales, ya que, en ellas pueden estar presentes sustancias que afecten los tratamientos de las aguas residuales.

Cuando no se posean suficientes datos para estimar este aporte, se podrá considerar un coeficiente de gasto de aguas residuales industriales comprendido entre 1,5 lt/seg/Ha y 3,0 lt/seg/Ha.

- **Caudal de aguas residuales comerciales:**

La contribución comercial en las aguas servidas se estimará en l/seg/Ha bruta, basado en el estudio de las zonas comerciales ya desarrolladas en otras localidades, y en las dotaciones de agua que se asignan al respecto con base a las Normas Sanitarias del Ministerio de Sanidad y Asistencia Social. Se deberá aplicar en este último caso, el coeficiente de gasto de reingreso ya indicado.

$$Q_{\max AS} = Q_{\text{med dom AP}} * R \text{ (Ec. 2.9)}$$

Dónde:

$Q_{\text{med (AS)}}$ = Aguas servidas de origen comercial.

$Q_{\text{med (AP)}}$ = Aguas potables de parcelas de uso comercial.

Q_{med} = Gasto medio diario promedio anual del acueducto.

R= Coeficiente del gasto de reingreso, igual a 0,8.

- **Caudal de aguas residuales institucionales:**

Se consideran aguas residuales institucionales las provenientes de hospitales, cárceles, cuarteles, escuelas y otros.

$$Q_{\max AS} = Q_{\text{med dom AP}} * R \text{ (Ec. 2.10)}$$

Dónde:

$Q_{\text{med (AS)}}$ = Aguas servidas de origen comercial.

$Q_{\text{med (AP)}}$ = Aguas potables de parcelas de uso comercial.

Q_{med} = Gasto medio diario promedio anual del acueducto.

R = Coeficiente del gasto de reingreso, igual a 0,8.

- **Caudal de aguas de infiltración:**

Son los que provienen de aguas subterráneas que penetra a través de las juntas defectuosas de las tuberías o por su ruptura debido a asentamientos diferenciales. El gasto máximo de infiltración a considerar en un sistema de aguas servidas, será de un máximo de 20.000 lts/día/Km.

En el cálculo del aporte de las aguas por infiltración, se considerará la longitud total de los colectores del sistema, así como la longitud de cada uno de los empotramientos correspondientes, comprendida entre el límite de frente de la parcela y el eje del colector.

Gasto unitario de cálculo

Una vez calculado los gastos correspondientes a los distintos aportes de aguas negras, la suma es el Gasto total, al dividir entre el área que aporta obtenemos el Gasto unitario (lt/seg/xHa).

Luego se trazan áreas de influencia de cada tramo, así el aporte de aguas negras por tramo será el unitario multiplicado por cada área de influencia.

Gasto de proyecto

El gasto de proyecto (Q) de cada tramo es igual al gasto propio más el gasto

aguas arriba.

Con el trazado que se haya realizado, se comienza desde el punto de arranque del colector, y se van acumulando los gastos siguiendo el sentido ya establecido hasta el sitio de descarga o disposición.

Caudal máximo de aguas negras o caudal de diseño

Una vez calculados los gastos unitarios correspondientes a los distintos aportes de aguas servidas, la suma de estas debe ser multiplicada por un coeficiente C para obtener los gastos unitarios de cálculos. La Norma INOS establece que este valor debe estar entre 1 y 2, aunque no profundiza en los criterios que permitan al proyectista establecer el valor más conveniente de este valor.

Este factor “C” es considerado como un factor de seguridad, con el objetivo de prever la posibilidad de que se descarguen a los colectores de cloacas aguas de origen pluvial de manera clandestina. Este valor está relacionado con la posibilidad de que haya drenajes incorporados ilegalmente a las cloacas.

Por lo que el caudal de diseño se estimará de la siguiente manera:

$$Q_{max} = (K * R * Q_m + Q_{inf})C \text{ (Ec. 2.11)}$$

Calculo de colectores

- **Características del flujo:**

Las aguas negras están constituidas principalmente por aguas y un porcentaje pequeño de sólidos. Se comportan hidráulicamente en forma parecida a las aguas naturales, bajo esta premisa se desarrolla los cálculos hidráulicos en colectores cloacales. Hidráulicamente los colectores se diseñan como “canales abiertos”, fluyendo parcialmente llenos o casi llenos.

Hidráulicamente la recolección de aguas residuales difiere de la distribución en tres aspectos fundamentales:

1. En general el flujo no es a presión.
2. El flujo es casi siempre inestables y frecuentemente no uniforme.
3. Las aguas transportan materiales flotantes, suspendidos y solubles.

Por estas razones en general los colectores se diseñan:

1. Para conducir su carga en canal abierto, al encontrarse parcialmente llenos o casi llenos.
2. Para satisfacer donde se requiera, condiciones de flujo no estable y no uniforme.
3. Para transportar las materias en suspensión evitando la deposición por una parte y por la otra, que no se produzca erosión de las superficies internas de los colectores, es decir, se logren velocidades autolimpiantes, más no destructivas.

- **Flujo en colectores llenos:**

El diseño hidráulico de los colectores se hace mediante fórmulas empíricas, siendo la más usada la de Chezy, cuya expresión es la siguiente:

$$V = C^{1/2} * (R * I) \text{ (Ec. 2.12)}$$

Dónde:

V=Velocidad media (m/s)

C= Coeficiente de velocidad (m/s)

R=Radio hidráulico (m)

I= Pendiente del fondo (m/m)

Para determinar C se hace uso de la fórmula de Manning

$$C = \frac{1}{n} R(h)^{1/2} \text{ (Ec. 2.13)}$$

Dónde:

N=coeficiente de rugosidad del material de la tubería.

Introduciendo el valor de C en la fórmula de Chezy, la fórmula es:

$$V = (R^{2/3} * I^{1/2})/n \text{ (Ec. 2.14)}$$

- **Velocidades Límites**

Para evitar la deposición de materiales en suspensión, la velocidad mínima a sección llena en colectores de aguas servidas será de 0,6 m/s y la velocidad máxima dependerá del material que se emplee en ellos.

Para tuberías de PVC la velocidad máxima es de 4,5m/s.

- **Flujo en colectores parcialmente llenos**

En la medida que los colectores se aproximan a los extremos superiores de la red, reciben cada vez menores caudales de aguas usadas. Las profundidades de flujo disminuyen, porque los diámetros mínimos de la tubería (0,2m) están determinados, no solo por los requerimientos del flujo, sino también por las posibilidades de limpieza.

Los colectores inferiores de la red tampoco se diseñan para fluir llenos, lo hacen al final del período de diseño y aun así en forma instantánea durante las horas de flujo máximo.

El comportamiento hidráulico de los ramales superiores de la red se mejora al diseñar en base a una velocidad a sección plena de 0,90m/s en lugar de 0,6m/s.

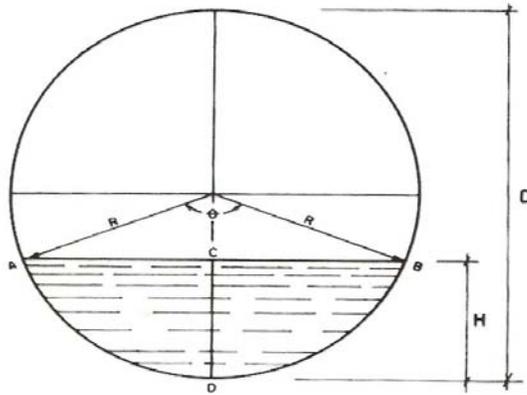
De modo que el diseño de redes de cloacas tiene que ver con el funcionamiento hidráulico de colectores parcial o totalmente llenos y con el mantenimiento, de lo posible de velocidades de autolimpieza en un rango de flujo esperado, de allí la importancia de su comprensión.

- **Uso del Nomograma de Relaciones Hidráulicas**

El Nomograma de Relaciones Hidráulicas permite relacionar los diferentes

elementos hidráulicos de una sección circular.

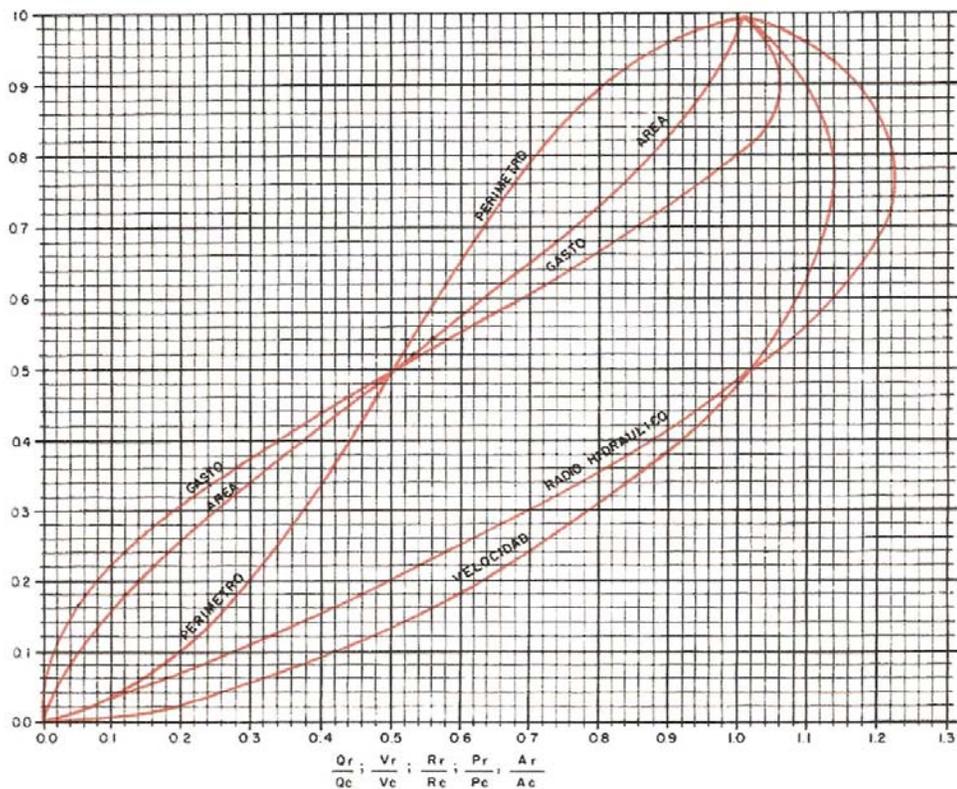
En el eje Y de dicho Nomograma se encuentra la relación tirante de agua/diámetro (d/D). En el eje X las relaciones de los elementos de la sección parcial entre los de la sección plena, a saber a/A (áreas), p/P (perímetro), r/R (radio hidráulico), Q/C (caudal), v_r/V (velocidad).



—Altura de agua (H) en conducto circular.
Relaciones hidráulicas.

Fuente: Manual de Proyecto y Cálculo de Sistemas de Recolección de aguas servidas en urbanismos. María Teresa de Frenza

RELACION DE ELEMENTOS HIDRAULICOS



Fuente: Texto Cloaca y Drenajes: Teoría y Diseño. Simón Arocha (1983)

- **Normas que se Aplican para el Cálculo de Pendientes (I% n) y Rasantes:**

→ **Profundidad mínima de los colectores:**

La profundidad mínima a que se colocan las tuberías está determinada por lo siguiente:

- Protección contra rotura por acción del tráfico de vehículos.
- Permitir la incorporación de las piezas más bajas de las viviendas adyacentes.

Al fijar la profundidad se debe tener en cuenta la pendiente requerida por los colectores provenientes de las viviendas.

→ **Cálculo de las pendientes (I‰0):**

La pendiente que se debe dar a un colector será preferiblemente la del terreno, si el colector va en la misma dirección que este, y si se cumple que la velocidad a sección plena sea igual o mayor de 0,6 m/seg, condición establecida como obligatoria en la Norma INOS.

Se recomienda procurar una velocidad real también mayor a 0,6 m/seg, que en definitiva será la que lleve el flujo, ya que se sabe que los colectores trabajan a sección parcial.

→ **Cálculo de rasantes:**

- En el tramo inicial de una red cloacal, la rasante aguas arriba (rasante de arranque) se calcula como:

$$\text{Rasante Arranque} = \text{Cota de terreno} - 1,15 - \text{diámetro} \quad (\text{Ec. 2.15})$$

- Para ese mismo tramo, si se usa la pendiente del terreno, la rasante aguas abajo sería también calculada con la misma expresión. En el caso de usar una pendiente mayor a la del terreno, la rasante se calculará:

$$\text{Rasante abajo} = \text{Rasante Arranque} - I \left(\frac{m}{m} \right) * \text{Longitud del tramo} \quad (\text{Ec. 2.16})$$

- La rasante de salida de una boca de visita será el menor de las rasantes de los colectores que lleguen a ella, siempre que el colector de salida sea del mismo diámetro que el de llegada.
- Si hay cambio de diámetro, es decir, el diámetro de salida es mayor que el diámetro de llegada, será:

Rasante abajo =

$$\text{Rasante Arranque} - (\text{diámetro de salida} - \text{diámetro de llegada}) \quad (\text{Ec. 2.17})$$

- En las bocas de visita donde arranque un tramo y llegue un colector o dos, la rasante del arranque será la más superficial, se deberá cumplir además:

Rasante Arranque – Rasante Abajo \geq diámetro de salida (Ec. 2.18)

- Cuando en una boca de visita la diferencia entre la rasante de llegada y la rasante de salida sea mayor que el valor H establecido para cada diámetro, se construirá un bajante para evitar la erosión del fondo de la boca de visita.

→ **Periodo de diseño:**

Entendiendo por "Período de diseño, el tiempo para el cual el sistema es eficiente 100 por 100, ya sea por capacidad en la conducción del gasto deseado o por la resistencia física de las instalaciones" en el caso de colectores cloacales, éste debe ser cuidadosamente seleccionado, ya que la imprecisión en la determinación de los aportes, aunados a periodos de diseño inadecuados puede resultar en limitaciones de desarrollo para nuevas áreas o nuevas zonificaciones, o bien en un gran incremento de costos por amortización de colectores.

En el caso de colectores principales, un período de diseño entre 40 y 50 años se puede considerar aconsejable, en virtud de los inconvenientes y costos de ampliaciones para recibir caudales mayores.

Las tuberías secundarias hasta 15 pulgadas (38 cm.) de diámetro, pueden estimarse para periodos de diseño de 25 años o más.

Los emisarios de descarga, al igual que los colectores principales, deben considerarse con períodos de diseño ~~insuficientemente~~ ^{eficientemente} largos para evitar inconvenientes y costos mayores.

Las plantas de tratamiento de aguas negras pueden desarrollarse por etapas, por lo cual períodos de diseño que fluctúan entre 10 y 25 años, deben considerarse en función de las tasas de interés predominantes para el capital a invertir.

→ **Áreas Tributarias a cada Colector:**

La forma más práctica de determinar los gastos o caudales para el diseño de cada tramo y cada colector es haciendo una repartición del gasto Q total del parcelamiento en función de su área. Al delimitar luego el área a servir por cada tramo, se puede obtener el caudal de diseño correspondiente.

Para hacer esta delimitación de áreas se tomará en cuenta el trazado de colectores, asignando áreas proporcionales de acuerdo a las figuras geométricas que este trazado configura. Así, si se supone una manzana de 100m por lado, que tiene colectores en los cuatro lados que la configuran, bastará con trazar las diagonales y tener repartido así el caudal correspondiente a cada tramo. Un rectángulo puede dividirse trazando una paralela al lado mayor por el punto medio del lado menor y trazar luego las bisectrices de los ángulos para repartir las áreas en los cuatro lados que configura la manzana.

→ **Determinación de Clases de Tubería y Tipos de Apoyo.**

En la recolección de aguas negras se utilizan tuberías de concreto con o sin refuerzos, de arcilla vitrificada, de asbesto cemento, PVC y algunas veces de HF. Generalmente se emplean tubos de concreto fabricados de acuerdo a las Normas INOS CL-C-65.

En general, los sistemas cloacales se diseñan para trabajar como canales abiertos, por lo que la presión interna no es la principal consideración, sino más bien que ofrezcan buenas características para eflujo, resistencia estructural a las cargas exteriores, resistencia a la erosión y ataque de sus paredes por

ácidos producto de la descomposición de la materia orgánica en ellos transportada.

La resistencia que ofrece una tubería a las cargas exteriores, depende no sólo de la resistencia propia indicada en el ensayo de laboratorio sino del tipo de apoyo que se adopte. El tipo de apoyo más utilizado es el denominado tipo “B”, el cual consiste en un colchón de material granular en el fondo de la zanja, sobre el cual se coloca la tubería.

En condiciones de zanjas los apoyos más comunes son:

- *Apoyo tipo A*: El tubo se apoya en un lecho monolítico de concreto armado o sin armar, de un espesor mínimo $\frac{1}{4}$ del diámetro interior del tubo; el factor de carga es 2,8.

- *Apoyo tipo B*: El tubo se apoya en un lecho de material granular compactado, el factor de carga es 1,9.

- *Apoyo tipo C*: El tubo se, apoya con cuidado “común” en una fundación, de tierra formada en la zanja, la cual ajustará al cuerpo del tubo con razonable precisión en un ancho mínimo del 50% del diámetro exterior del tubo. El factor de carga es 1,5.

Los valores de factor de carga han sido determinados experimentalmente para las condiciones de instalación comúnmente usadas para tuberías en zanjas y en la selección del tipo de apoyo y la profundidad de los colectores, debe privar un criterio económico.

- **Tuberías y Estructuras en Sistemas de Recolección**

→ ***Tipos de Bocas de Visita***

En su forma más general constan de cono excéntrico, cilindro y base, los cuales serán de concreto sin armar (150 Kg/cm) con excepción de las bocas de los tipos IVa, IVb y placas del tipo III que serán de concreto amado,

(210Kg/cm²). El cono y el cilindro podrán construirse con elementos prefabricados o vaciados en sitio. Los cilindros prefabricados vienen de diámetro 0,30; 0,60 y 0,90m.

Las bocas de visita serán de los tipos Ia, Ib, Ic, II, III, IVa, IVb. Los criterios para su selección se pueden resumir en el siguiente cuadro:

CRITERIOS PARA LA SELECCIÓN DE BOCAS DE VISITA SEGÚN LA NORMA INOS

Tipo	Profundidad del lomo del colector menos enterrado	Profundidad rasante colector de salida	Diámetro colector salida
Ia	>1.15m	<5.00m	≤1.05m (42")
Ib	>1.15m	<5.00m	≤1.05m (42")
Ic	Boca de visita con caída	-	-
II	<1.15m	-	≤0.45m (18")
III	<1.15m	-	0.53m(21")≤Φ≤1.05m(42")
IVa	>1.15m	<5.00m	≥1.22m (48")
IVb	>1.15m	<5.00m	≥1.22m (48")

Fuente: Acueductos, cloacas y drenajes; Álvaro Palacio Ruiz (2004)

SISTEMAS DE DRENAJES

Sistemas de drenaje urbano

Sistema usualmente compuesto por canales y tuberías cuya función principal es permitir la retirada de las aguas que se acumulan en depresiones topográficas del terreno, causando problemas ya sea a la agricultura o a las áreas urbanas. El origen de las aguas pueden ser: por escurrimiento superficial, directamente precipitadas en el área o por la elevación del nivel freático, causado por el riego o por la elevación del nivel de un río próximo.

Objetivos del Drenaje Urbano

Para el drenaje urbano, aunque el objetivo principal sea siempre garantizar la vida de los habitantes, no se puede olvidar los enormes costos que generan la pérdida de bienes y propiedades, o en la interferencia de actividades, propias de la población, por inmersión, sumersión o arrastre. Por otro lado, las soluciones para aliviar esos daños, serían distintas si se tratara de una ciudad a las orillas de un gran río o si ocurriera el desbordamiento de una quebrada, o por el exceso de aguas pluviales acumuladas sobre calles, avenidas, techos, entre otros. Por ello se pueden definir dos objetivos del drenaje urbano: básico y complementario.

- **Objetivo Básico:**

Preservar la vida humana y evitar los daños que las aguas pueden ocasionar a personas y propiedades en la zona urbana.

- **Objetivo complementario:**

Garantizar el normal desenvolvimiento de la vida de los habitantes de la zona sin que las aguas molesten excesivamente el libre tránsito de personas y vehículos.

Tipos de drenaje

En cualquier sistema de drenaje urbano se pueden distinguir tres componentes: drenaje superficial, drenaje primario y drenaje secundario.

- **Drenaje superficial:**

Abarca fundamentalmente las posibilidades para la conducción del escurrimiento desde donde cae la lluvia hasta donde desagua en el sistema primario o en el sistema secundario, está constituido por los canales, brocales, calles, avenidas, techos, jardines y todas aquellas superficies por donde escurren las aguas pluviales.

- **Drenaje Primario:**

Constituido por los cursos naturales y por los conductos y obras construidas para proteger la ida de personas y evitar los daños a propiedades.

- **Drenaje Secundario:**

Conjunto de obras constituidas para facilitar el escurrimiento de las aguas pluviales sin perturbar de manera brusca el tráfico de vehículos y personas.

Sumideros

El agua que se desplaza por las calzadas es interceptada por depresiones

con aberturas denominadas sumideros, colocados en los canales de desagüe o cunetas de las calzadas y en puntos bajos de las calles. Estas estructuras deben ser capaces de tomar el gasto que pueda circular, en ese punto, por las calzadas para luego incorporar el escurrimiento superficial a los colectores.

- **Tipos de Sumideros**

Estos dispositivos de captación pueden ser de varios tipos y su selección está determinada por características topográficas, grado de eficiencia del sumidero, importancia de la vía y por la posibilidad de arrastre y acumulación de sedimentos el sector.

Los principales tipos de sumideros empleados son:

- ***Sumideros de Ventana:***

Consiste en una tanquilla de recolección, ubicada directamente debajo de la acera, con ventana lateral coincidiendo con el borde de la misma que permite la captación del agua que escurre en la cuneta o borde de la acera.

En el artículo 3.39 de la Normas INOS, se establecen una serie de restricciones en cuanto a sus características geométricas, siendo ellas las siguientes:

- Longitud mínima de ventana = 1.5 m.
- Ancho de la depresión transversal en la calzada: mínimo 0.30 m. y máximo 0.60 m.
- Pendiente máxima de la expresión 8%.

El campo de aplicación de estos sumideros es en vías de poca pendiente, hasta un máximo del 3% aproximadamente. Para pendientes mayores su eficiencia disminuye sustancialmente y las longitudes de ventana necesarias para captar el gasto de aproximación serían muy grandes y, por consiguiente, serían antieconómicos; aunque respecto a la longitud máxima de la ventana necesarias para captar el gasto de aproximación serían muy grandes y, por

consiguiente, serian antieconómicos; aunque respecto a la longitud máxima de la ventana las normas no establecen un valor máximo, no es usual en la práctica colocar sumideros con ventanas superiores a los 4.50 m. de longitud.

La capacidad del sumidero de ventana es función de:

- Pendiente longitudinal de la vía.
- Pendiente transversal o bombeo de la vía.
- Gasto de aproximación, que conjuntamente con la pendiente de la vía, determina el ancho de la lámina de inundación.
- Ancho de la depresión de entrada de la ventana.
- Abertura de dicha depresión: es función del ancho y de la pendiente transversal de la misma.

El problema consiste en, fijados o conocidos los factores mencionados, determinar la longitud de ventana necesaria, para captar todo o una parte significativa del gasto de aproximación. En la práctica se considera que un sumidero es eficiente, si capta por lo menos el 80% del gasto de aproximación correspondiente a la lluvia de diseño.

→ **Sumidero de Rejas**

Cuando la pendiente de la vía es fuerte, más de un 3% aproximadamente y el gasto de aproximación considerable, la eficiencia de los sumideros de ventana disminuye sustancialmente, y para captar la parte apreciable del gasto de aproximación, serían necesarias longitudes de ventanas excesivas. Por tanto, no serían la obra de captación más económica. En estos se acostumbra especificar los sumideros de rejas, los cuales consisten en rejas metálicas ubicadas perpendicularmente al brocal, que intercepta al flujo de agua que viene drenando por la calzada de la vía.

Aunque la disposición más eficiente de los barrotes de la reja es la paralela al flujo, en la práctica no se acostumbra usar esta, en razón de que causan serios problemas a los vehículos de dos ruedas. La disposición más

comúnmente usada, consiste en colocar los barrotes con una deflexión de 45° en relación al sentido del agua y el diseño consiste en determinar las dimensiones “L” y “B” de las rejillas, que permitan captar un alto porcentaje del gasto de aproximación y si es factible la totalidad del mismo.

Las rejas que recomienda el INOS tienen dimensiones de 0.90 m x1.50 m (B x L), pero estas son indicativas y pueden variar según los casos particulares. La longitud “L” dependerá del ancho de la lámina de inundación y si se quiere captar la totalidad del gasto de aproximación, la longitud del sumidero “L” deberá ser del mismo orden del valor del ancho de inundación. El problema que se presenta para el diseño de estos sumideros, es que no existe curvas de diseño de las rejillas tipo INOS, es decir, no se conoce su capacidad de captación en función del gasto de aproximación, velocidad del agua, ancho de la lámina de inundación, etc. Se pueden estimar su captación por el método de Linsley y Franzini o por el método de John J. Cassidy, entre otros.

Escorrentía Superficial

Es el agua proveniente de las precipitaciones, que fluye por gravedad sobre la superficie del terreno, siguiendo la pendiente natural, este componente del caudal es retardado por las irregularidades del suelo y la cobertura vegetal, se hace más rápido a medida que se acerca a los cursos de drenaje, donde adquiere mayor velocidad.

- **Factores que Influyen en la Escorrentía Superficial.**

- ***Factores climáticos (relación con la precipitación)***

- *Intensidad de precipitación.* Cuando mayor es la intensidad de precipitación más rápido el suelo colma su capacidad de

infiltración y se provoca un exceso de precipitación que escurrirá superficialmente.

- Duración de la precipitación. La duración de la precipitación es directamente proporcional a la escorrentía superficial para lluvias de intensidad constante habrá mayor oportunidad de escorrentía superficial cuanto mayor haya sido su duración.
- Precipitación antecedente. Una precipitación que ocurre cuando el suelo está húmedo debido a una lluvia anterior, tendrá mayor facilidad de convertirse en escorrentía superficial.

→ **Factores fisiográficos**

- Área. La extensión del área está directamente relacionada con la mayor o menor cantidad de agua de escorrentía superficial que la hoya puede generar.
- Permeabilidad. Influye directamente en la capacidad de infiltración en la capacidad de infiltración. Cuanto más permeable sea el suelo, mayor será la cantidad que puede absorber, disminuyéndose así la ocurrencia de exceso de precipitación. Sin embargo, para efectos prácticos se pueden considerar como factores principales: La cobertura vegetal, la pendiente promedio y la permeabilidad del suelo.

- **Coeficiente de escorrentía superficial, C.**

El coeficiente de escorrentía es la relación entre el volumen de agua de escorrentía superficial total y volumen total de agua precipitado, en un intervalo de tiempo determinado.

$$C = \frac{(V \text{ escorrentía superficial})}{(V \text{ precipitado total})} \quad (\text{Ec. 2.19})$$

Curvas IDF (Intensidad - Duración - Frecuencia)

La *intensidad* de una lluvia se define como el volumen de agua que precipita por unidad de tiempo, y generalmente se expresa en mm/h, mm/min, mm/s/ha o ls/s/ha. La intensidad de la lluvia depende de la duración de esta, existiendo generalmente una relación inversa entre ellas.

La *duración* de la lluvia es el tiempo comprendido entre el comienzo y el final de la lluvia, este final puede ser del total o el momento hasta donde es apreciable la lluvia para efectos prácticos.

El concepto de FRECUENCIA está asociado al de probabilidad y se llama también intervalo de recurrencia, y es el número de veces que un evento es igualado o excedido en un intervalo de tiempo determinado o en un número de años.

La frecuencia se denota por tanto como:

$$f = \frac{\text{n}^\circ \text{ de años}}{\text{n}^\circ \text{ de veces}} \quad (\text{Ec. 2.20})$$

Período de Retorno

Es el número de años que, en promedio y para un largo periodo de registros, transcurrirán entre la ocurrencia de eventos de escurrimiento de gran magnitud. La escasez de datos de escurrimiento hace asociar proporcionalmente a la frecuencia de los eventos pluviométricos con los periodos de retorno de los eventos de escurrimiento; esto deja indefinida la

protección que se brinda, la cual debería estar fijada por los siguiente factores: función (si es básica o complementaria), uso de la tierra urbanizada, tipo de vialidad y tipo de instalación a proteger.

Cuando se presume que los daños a personas o cosas pueden ser cuantiosos, el camino correcto debería ser determinar el periodo de retorno más apropiado como aquel que proporciona los mayores beneficios, es decir, el menor daño, para el mínimo costo. Sin embargo, aplicar la metodología beneficio costo se hace difícil por no decir imposible y entonces se debe recurrir a reglas basadas en experiencia.

Flujo Superficial Libre

El flujo con superficie libre ha sido tradicionalmente conocido como flujo en canales abiertos, aunque también ocurre en conductos cerrados parcialmente llenos.

El movimiento de las aguas en el drenaje urbano se realiza bajo la acción del peso del líquido, estando por lo general la superficie de las aguas a presión atmosférica, razón por la cual se le denomina flujo de superficie libre. La fuerza que genera el movimiento es la gravedad y la resistencia que genera el contorno.

Cuando no hay aceleración del agua en una sección dada del conducto, a medida que transcurre el tiempo, o sea, cuando no hay aceleración local, el flujo es permanente. Por el contrario, si existiera aceleración local, el flujo es no permanente, como ocurre en los sistemas de drenaje.

MARCO NORMATIVO LEGAL

Gaceta oficial de la República Bolivariana de Venezuela N°4.044

***Normas sanitarias para Proyectos, Construcción, Reparación, Reforma
y Mantenimiento de edificaciones.***

CAPITULO IV

**Disposiciones generales sobre los sistemas de abastecimiento de agua
y la disposición de aguas servidas y de lluvia de las edificaciones.**

Artículo 96

El sistema de abastecimiento de agua potable de toda edificación deberá ser diseñado y construido de acuerdo con lo establecido en estas normas y en norma tal que se garanticen la potabilidad del agua y que el gasto y la presión de la misma sean suficientes para el correcto funcionamiento del sistema.

Artículo 98

Los materiales empleados en las instalaciones de los sistemas de abastecimiento y distribución de agua y en los sistemas de desagüe de las edificaciones deberán cumplir con los requisitos establecidos en estas normas.

Artículo 99

Toda edificación destinada a ocupación o habitación humana deberá poseer un sistema para la evacuación de las aguas servidas y provisiones para la adecuada conducción y disposición de las aguas de lluvia, conforme a lo establecido en estas normas.

Artículo 100

Toda edificación ubicada en un área servida por una cloaca pública en condiciones de prestarle servicio deberá empotrarse a dicha cloaca.

Artículo 102

Las aguas residuales industriales, las sustancias corrosivas y materias que puedan causar daños a las cloacas públicas o interferir los procesos de tratamiento existentes o previstos, no deberán ser descargadas a la cloaca, salvo que sean sometidas a tratamiento y acondicionamiento satisfactorio.

Artículo 103

Cuando la conducción o descarga de las aguas servidas o de las de lluvia no pueda efectuarse por gravedad, deberá efectuarse el bombeo de las mismas de acuerdo a lo especificado en éstas normas.

Artículo 106

No se permitirá la descarga de aguas servidas en general, ni de aguas residuales industriales en particular, en los ríos, lagos y otros cuerpos de agua, cuando dichas descargas ocasionen en el cuerpo receptor concentraciones contaminantes que degraden la calidad del agua y den origen a valores superiores a los límites máximos establecidos para tales contaminantes por la autoridad sanitaria competente de acuerdo con el uso propuesto para el cuerpo receptor (y en un lodo de acuerdo con el Reglamento establecido para la zona de descarga). No se permitirán las mencionadas descargas en el subsuelo o en la superficie del suelo, (de aguas servidas o residuales industriales), cuando constituyan peligro real o potencial para la salud pública o puedan causar molestias a la comunidad. En general las aguas servidas o residuales industriales deberán ser sometidas a un adecuado tratamiento antes de su descarga, la cual igualmente estará de acuerdo con el Reglamento establecido para la zona de descarga y sólo podrán hacerlo sin tratamiento, cuando ello por vía de excepción, sea autorizado previa la justificación correspondiente por la autoridad sanitaria competente.

CAPITULO XIII

De los conductos y ramales de desagüe, bajantes y cloacas de aguas servidas.

Artículo 329

Los conductos y ramales de desagüe así como También las cloacas de aguas servidas de la edificación, se proyectarán de manera tal que la velocidad del flujo dentro de ellos no sea menor de 0,60 m/s.

Artículo 330

Lo pendiente mínima de los tramos de los conductos y ramales de desagüe, así como también los de las cloacas de aguas servidas de la edificación, será constante en cada tramo y en ningún caso menor del 1%. Cuando el diámetro de los conductos y ramales de desagüe sea igual o menor de 7,62 cm (3") la pendiente mínima de éstos será del 2%.

Artículo 331

Cuando existan impedimentos para la instalación de conductos y ramales de desagüe y de cloacas de aguas servidas con las pendientes mínimas indicadas en el artículo anterior, los conductos se podrán instalar con pendientes menores siempre que se garantice que la velocidad del flujo dentro de ellos, no sea menor de 0,60 m/s. En estos casos deberá justificarse el cumplimiento de este requisito presentando los cálculos hidráulicos correspondientes a la autoridad sanitaria competente.

Gaceta oficial de la República de Venezuela. Normas Sanitarias Para el Proyecto, Construcción, Ampliación, Reforma y Mantenimiento de las Instalaciones Sanitarias para Desarrollos Urbanísticos. Caracas: viernes 2 de Junio de 1989. Gaceta Extraordinaria No 4.103

Art. 37

En general, las profundidades mínimas y ancho de zanja recomendados, a que deben instalarse las tuberías y llaves de paso, medidas desde la rasante definitiva del pavimento de la calle al eje de la tubería, serán las siguientes:

<i>Diámetro nominal tubería mm.</i>	<i>(pulgadas)</i>	<i>Profundidad Zanja cm.</i>	<i>Ancho Zanja cm.</i>
75	(3")	65	45
100	(4")	70	45
150	(6")	89	53
200	(8")	90	60
250	(10")	105	65
300	(12")	120	75

Art. 105

El sistema general de recolección, conducción, tratamiento y disposición final de las aguas residuales proyectadas y a ser ejecutadas, deberá ser un sistema separado, Que recolecta y conduzca solamente las aguas residuales, sin inclusión de aguas de lluvia las cuales tendrán su propio sistema.

Art. 106

No se permitirá el empotramiento de agua de lluvia proveniente del drenaje de las parcelas, áreas verdes, etc., de edificaciones o cualquier área importante, en los colectores destinados a la conducción de aguas residuales. Tampoco será permitido el empotramiento de aguas residuales provenientes de cualquier construcción de aguas de lluvia.

Art. 107

Los materiales que se indiquen en el proyecto y que utilicen en la construcción de las obras para la recolección, conducción, tratamiento y

disposición final de las aguas residuales y para la recolección, conducción y disposición final de las aguas de lluvia, deberán satisfacer los requisitos exigidos en las normas nacionales de entidades calificadoras, en ausencia de estas deberán cumplir con las especificaciones de otras entidades calificadas a nivel intencional.

Los colectores serán proyectados y construidos con materiales tales que resistan las cargas máximas a que estarán sometidas y sus apoyos se calcularán de acuerdo con las características de suelo del fondo de las zanjas, material de relleno, profundidad de esta y condiciones de las cargas, estáticas y móvil. Además, dichos materiales deberán resistir la agresividad de los suelos donde sean instalados y la de las aguas que circulan por ellos.

Art. 116

Los colectores cloacales se instalarán de forma tal que puedan captar y conducir las aguas residuales de todas las parcelas. Que conste desarrollo urbanístico.

En lo posible los colectores se instalarán en lineamientos rectos, siguiendo el eje de las calles o paralelos, frente a las parcelas o lotes, y del lado de la calle cercano a las parcelas o lotes más bajos.

Art. 126

Se instalarán bocas de visita, a tanto los colectores del sistema de conducción de aguas residuales, como el sistema de aguas de lluvias.

- En el comienzo de todo colector.
- En toda intersección de colectores.
- En todo cambio de dirección, pendiente, sección y material empleado colectores cuando las circunstancias lo requieren.
- En los tramos rectos en distancia no mayor a 150 metros.
- En tramos en curva al comienzo y al final de la misma y en la propia distribución que la curvatura lo requiere.

Art. 127

Los tipos de bocas de visita se instalarán de acuerdo con la profundidad y diámetro de los colectores que sirvan y en todos los casos, deberán tener marco y tapa de hierro fundido o de cualquier otro material adecuado, conservarse en condiciones de ser inspeccionadas. En los sistemas de aguas residuales, cuando la diferencia de cotas entre las rasantes de los colectores de entrada y salida sea de 0,75 metros como mínimo, y en diámetro de 0,20 metros se utilizará la boca de visita con caída. Para otros diámetros se aplicará la tabla incluida en los anexos N° 34 al 40.

Art. 133

Los gastos suministrados para el cálculo, de los colectores de aguas de lluvias deberán incluir en todas las cosas los correspondientes gastos provenientes de las aguas tributarias de los terrenos provenientes para el desarrollo urbanístico y que por razones topográficas tenga necesariamente que drenar, a través de los colectores que se proyectan. En ningún caso se permitirá los sistemas mixtos.

Art. 134

Los gastos provenientes en el proyecto para calcular los colectores de aguas residuales, deberán considerarse los aportes en los tramos correspondientes de aguas residuales domiciliarias, de las aguas residuales industriales, comerciales, institucionales, de acuerdo a los usos previstos en el plano de zonificación, vialidad y parcelamiento, aprobados y el aporte correspondiente a infiltrados, de acuerdo a lo establecido en estas normas.

Podrían utilizar parámetros de diseños distintos a los señalados en estas normas, siempre que las mismas hayan sido resultado de investigación de estudios especiales, aplicables al caso en particular.

Art. 136

El valor del gasto máximo de aguas residuales industriales, se calculará de acuerdo con los tipos de industrias a instalarse, su capacidad de producción,

actual y futura y otras características. Dicho gasto será el máximo esperado, incluirá además el suministrado por el sistema de abastecimiento previsto o existente tales como: pozos profundos, manantiales, tomas en ríos y otras autorizadas; y que sean destinados únicamente a usos industriales. Cuando no se disponga a información acerca del tipo, capacidad de las industrias a instalar en el área, se podrá aplicar un coeficiente de gastos de aguas residuales comprendido entre los siguientes valores: 1,50 lt/seg y 3lt/seg, por hectáreas brutas obtenidas por la suma de áreas de parcelas destinadas a uso industrial. Fuera de estos límites al proyectista deberá justificar los valores adoptados en el proyecto.

Art. 137

Los gastos medios de aguas residuales, comerciales e institucionales se determinarán en base a las dotaciones de aguas, asignadas a las parcelas de desarrollo urbanístico, destinadas a tales fines, de acuerdo con el artículo 14 de esta norma y se reducirán a población equivalente dividiendo por 250 esta población equivalente, se sumará a la población acumulada en el tramo para calcular el coeficiente k.

Art. 138

El gasto máximo de infiltración se podrá calcular en base a 20.000lts/día y Km de longitud de colector de aguas residuales o cualquier otro método aceptable. Se considerará la longitud total de los colectores e incluirá la longitud de las tuberías de empotramiento, medida entre el eje del colector y el límite de frente de las parcelas. Se deberán indicar las características constructivas especiales requeridas, cuando se considere que los colectores puedan quedar, total o parcialmente, sumergidos por variaciones de nivel de las masas de agua y no se incluya este aporte en el cálculo.

Art. 139

El gasto unitario de aguas residuales, en litros por segundos y por hectáreas, para el cálculo de los colectores correspondientes, se determinará

por separado para cada zona de la que consta el desarrollo urbanístico, de acuerdo con la zonificación aprobada y será igual al 200% de los gastos obtenidos en base a lo establecido en los artículos 134°,135°,136° y 137° de estas normas. En aquellos casos de desarrollo con área bruta menor a 100 hectáreas; previa justificación técnica confiable y por vía de excepción, se podrá escalonar ese factor entre 200% y 100%.

Art. 160

Para la ubicación del sistema de tratamiento de aguas residuales, se aplicarán las siguientes normas:

- a) En general para evitar objeciones de carácter local y legal, la ubicación del sistema de tratamiento de aguas residuales, especialmente de viviendas, zonas urbanas y otras construcciones actuales o cuyo desarrollo está previsto en el futuro. Dicha separación deberá fijarse tomando en consideración el sistema de tratamiento a utilizar, las características de desecho líquido a tratar y el tipo de edificaciones las cuales es necesario alejarse. En el caso de lagunas de estabilización se mantendrá una distancia mínima de 500 metros; pero en los sistemas convencionales y compactos la distancia será 20 metros como retiro entre el sistema de tratamiento, las edificaciones, linderos, etc.
- b) Para la selección del sitio de ubicación y especialmente para el caso de sistemas de lagunas de estabilización, se hará un estudio de la dirección de los vientos predominantes en el lugar.
- c) El sistema de tratamiento estará ubicado en terrenos nivelados accesibles preferiblemente por carreteras, fuera de la posibilidad y del peligro de las inundaciones, debidamente protegido de las aguas pluviales, con las obras correspondientes del drenaje.
Dicho terreno deberá estar acondicionado para impedir el libre acceso de las personas y la entrada de los animales y a tales fin será

cercado en todo su perímetro con malla metálica o similar de 1,80 m de altura como mínimo y dotada de puerta de acceso de 4 metros de ancho como mínimo, con candado u otros dispositivos de seguridad adecuados, estando dicho acceso convenientemente ubicado. Se recomienda que las áreas libres sean destinadas a zonas verdes.

- d) Las diferentes unidades de sistema de tratamiento deberán estar dispuestas de manera de tener el mejor funcionamiento en su operación y mantenimiento.

CAPITULO XXXII

De la recolección, conducción y disposición de aguas de lluvia.

Artículo 459

La capacidad de drenaje de los elementos del sistema de recolección y conducción de lluvia, se calculará en función de la proyección horizontal de las áreas drenadas; de la intensidad, frecuencia y duración de las lluvias que ocurran en la respectiva localidad y de las características y especificaciones de los mismos.

Artículo 464

Cuando para la recolección de las aguas de lluvia de los techos se proyecten canales semicirculares, su capacidad se determinará de acuerdo con lo indicado en el artículo 459 y en función de la pendiente del canal.

En la tabla a continuación, se indican las áreas máximas de proyección horizontal que pueden ser drenadas por canales de sección semicircular de distintos diámetros e instalados con diferentes pendientes. Estas áreas han sido calculadas para una intensidad de lluvia de 150 mm/h, con duración de 10 minutos y frecuencia de 5 años. Si la intensidad de la lluvia en una localidad

dada, es diferente a la indicada, las áreas anotadas deberán modificarse proporcionalmente, multiplicándolas por 150 y dividiéndolas por la intensidad de la lluvia local, en mm/h.

ÁREAS MÁXIMAS DE PROYECCION HORIZONTAL EN METROS CUADRADOS QUE PUEDEN SER DRENADAS POR CANALES SEMI-CIRCULARES DE DIFERENTES DIÁMETROS E INSTALADAS CON DISTINTAS PENDIENTES

Diámetro del canal		área máxima de proyección horizontal drenadas (metros cuadrados)			
Centímetros	Pulgadas	Pendientes			
		0,5%	1%	2%	4%
7,62	3	11	15	20	30
10,16	4	22	32	45	63
12,7	5	39	55	78	110
15,24	6	60	84	119	172
17,78	7	86	121	171	242
20,32	8	123	173	247	347
25,4	10	223	316	446	620

Intensidad de la lluvia asumida: 150 mm/hora

Duración: 10 minutos

Frecuencia: 5 años

Artículo 466

Los diámetros de los bajantes para aguas de lluvia se calcularán de acuerdo con lo indicado en el artículo 459.

En la tabla a continuación se indican las áreas máximas de proyección horizontal que pueden ser drenadas por bajantes de diferentes diámetros y para distintas intensidades de lluvia en mm por hora. Para intensidades de lluvia no especificadas las áreas drenadas deberán modificarse de acuerdo con lo indicado en el artículo 464.

ÁREAS MÁXIMAS DE PROYECCIÓN HORIZONTAL EN METROS CUADRADOS QUE PUEDEN SER DRENADAS POR BAJANTES DE AGUAS

DE LLUVIA DE DIFERENTES DIÁMETROS PARA VARIAS INTENSIDADES DE LLUVIA

Diámetro del canal		Intensidad de lluvia (mm/hora)					
Centímetros	Pulgadas	50	75	100	125	150	200
		área máxima de proyección horizontal drenadas (m ²)					
5,08	2	140	90	65	50	45	30
6,35	2	240	160	120	100	80	60
7,62	3	400	270	200	160	135	100
10,16	4	850	570	435	340	285	210
12,7	5	1600	1070	800	640	535	400
15,24	6	2510	1670	1250	1000	835	630
20,32	8	5390	3590	2690	2155	1759	1350

Intensidad de la lluvia asumida: 150 mm/hora

Duración: 10 minutos

Frecuencia: 5 años

Normas e instructivos para el proyecto de alcantarillados. INOS.

Caracas, abril de 1975.

CAPITULO III

PROYECTO

Apartado 3.2: Ubicación de los colectores

Los colectores se proyectarán para ser construidos siguiendo el eje de las calles, a menos que hubiera razones especiales para ubicarlos a un lado o según gabaritos convenidos. Los colectores se proyectaran de manera que todos los ramales, incluyendo los empotramientos en el caso de aguas servidas, pase por debajo de las tuberías de acueducto existente o futuras, dejando como mínimo una luz libre de 0.2 m. entre los dos conductos. En caso de que no pueda mantenerse esta luz libre mínima, deberá recubrirse el colector con una envoltura de concreto 150 kg/cm² de 10 cm de espesor, en

una longitud de 2.5 m a ambos lados del punto de cruce de la tuberías.

Cuando ambas tuberías corran paralelas y no pueda mantenerse esa luz mínima de 0.2 m, se deberá envolver el colector con concreto 150 kg/cm' de 10 cm de espesor, en una longitud igual a la del paralelismo más un exceso de 1.5 m, en ambos extremos.

Apartado 3.6.1: Gasto de proyecto. Sistema de aguas servidas.

Un sistema para alcantarillado de aguas servidas tiene dos funciones principales: a) conducir un gasto máximo de aguas servidas para el cual fue proyectado y b) transportar los sólidos en suspensión, de manera que la sedimentación en las tuberías sea mínima.

Apartado 3.6.3: Gasto de proyecto. Sistema para aguas pluviales.

El gasto máximo a considerar, será el originado exclusivamente por las aguas de lluvia.

Apartado 3.7: Cálculo del gasto de proyecto en sistemas para aguas servidas.

Se consideran los aportes de aguas: a) servidas domésticas, b) industriales, c) comerciales, d) institucionales y e) de infiltración.

Para el caso de los aportes industriales, la Norma exige su cálculo que toma como base las industrias que vayan a ser desarrolladas en cada sitio. Sin embargo, en caso de no ser posible, recomiendan utilizar dotaciones entre los valores de 1.5 lps/ha bruta y 3.00 lps/ha bruta, aunque se han llegado a utilizar valores de hasta 12 lps/ha.

Apartado 3.8: Cálculo del gasto de las aguas negras domiciliarias.

El valor del gasto máximo de aguas servidas domiciliarias, se obtendrá aplicando la fórmula siguiente:

$$Q_{\text{máx}} = Q_{\text{med}} * K * R$$

(AN) (AP)

Dónde:

Qmed AP = gasto medio anual del acueducto.

$Q_{\text{máx AN}}$ = gasto aguas servidas.

K = coeficiente función de la población (Variable según la población a servir).

HASTA 20.000 HAB	3.00
DE 20.001 A 75.000 HAB	2.25
DE 75.001 A 200.000 HAB	
DE 200.001 A 500.000 HAB	1.60
MAYOR DE 500.000 HAB	1.50

R = Coeficiente de gasto de reingreso, igual a 0.80

Apartado 3.10: Cálculo de aguas servidas por contribución comercial

La contribución comercial en las aguas servidas se estimará en ltseg /Ha bruta, basado en el estudio de zonas comerciales ya desarrolladas en otras localidades, y en las dotaciones de agua que se asignan al respecto con base a las Normas Sanitarias del Ministerio de Sanidad y Asistencia Social. Se deberá aplicar en este último caso, el coeficiente de gasto de reingreso ya indicado.

Apartado 3.11: Cálculo de aguas servidas por contribución institucional

Esta agua servidas, son generalmente de naturaleza doméstica. Su estimación se realizará en base a las dotaciones de agua fijadas al respecto en las Normas Sanitarias del Ministerio de Sanidad y Asistencia Social, aplicándose el coeficiente de gasto de reingreso ya indicado.

Apartado 3.12: Cálculo de las aguas de infiltración

El gasto máximo de infiltración a considerar en un sistema de alcantarillado de aguas servidas, será de un máximo de 20.000 lts/día/Km.

En el cálculo del aporte de las aguas por infiltración, se considerará la longitud total de los colectores del sistema, así como la longitud de cada uno de los empotramientos correspondientes, comprendida entre el límite de frente de la parcela y el eje del colector.

Apartado 3.15: Coeficiente de escorrentía.

Los coeficientes de escorrentía a utilizar, con respecto al tipo de superficies, son los siguientes:

Característica de la superficie	Coefficiente de escorrentía
Pavimento de concreto	0.70 a 0.95
Pavimento de asfalto	0.70 a 0.95
Pavimento de ladrillos	0.70 a 0.85
Tejados y azoteas	0.75 a 0.95
Patios pavimentados	0.85
Caminos de grava	0.30
Jardines y zonas verdes	0.30
Praderas	0.2'

Apartado 3.16: El rango de variación de los coeficientes promedios para las distintas zonas, serán los siguientes:

Zona	Coefficiente de escorrentía
Comercial, en el centro de la localidad	0.70 a 0.95
Comercial, en otra ubicación	0.50 a 0.70
Residencial unifamiliar	0.30 a 0.50

Zona	Coefficiente de escorrentía
Residencial multifamiliar separadas	0.40 a 0.60
Residencial multifamiliar agrupadas	0.60 a 0.75
Residencias suburbanas	0.25 a 0.40
Zona Industrial	0.50 a 0.80
Parques y cementerios	0.10 a 0.25
Parques de juegos	0.20 a 0.35

Apartado 3.18: Diámetro mínimo en colectores.

Sistemas de alcantarillado para aguas servidas, será de Φ 0,20 m. (8").

Sistemas de alcantarillado para aguas pluviales y único será de Φ 0,25 m. (10").

Apartado 3.19: Profundidad mínima de los colectores.

El lomo de los colectores estará a una profundidad mínima de 1,15m., determinada por la ubicación de la tubería del acueducto de la localidad. En casos muy especiales debidamente justificados, podrá admitirse una profundidad menor a la indicada, debiéndose tomar las precauciones necesarias, a fin de asegurar la integridad de los colectores.

Apartado 3.20: hidráulica de alcantarillado.

El gasto con el cual se calculará cualquier tramo de un sistema de alcantarillado, será el correspondiente al extremo inferior del mismo.

El régimen se considerará como permanente y uniforme, salvo en casos muy especiales debidamente justificados.

Apartado 3.21: Velocidad media.

La velocidad media se calculará por la fórmula de Chezy

Apartado 3.23: Velocidad mínima.

La velocidad mínima a sección llena, en colectores de alcantarillado

de aguas servidas, será de 0,6 m/s. La velocidad mínima a sección llena, en colectores de alcantarillado de aguas pluviales y únicos, será de 0,75 m/s.

Apartado 3.24: Velocidad máxima.

La velocidad máxima a sección llena, en colectores de alcantarillado, dependerá del material a emplear en los mismos.

Las velocidades máximas admisibles, según el material de los colectores, serán las siguientes:

Material	Velocidad límite en m/s
Concretp	
Rcc 28 = 210 Kg/cm ²	5,00
Rcc 28 = 210 Kg/cm ²	6,00
Rcc 28 = 210 Kg/cm ²	7,50
Rcc 28 = 210 Kg/cm ²	9,50
Arcilla vitrificada	6,00
Asbesto-cemento	4,50
PVC	4,50

Apartado 3.28: Pendientes mínimas

Las pendientes mínimas de los colectores de un sistema de alcantarillado, están determinada por las velocidades mínimas admisibles a sección llena.

Apartado 3.29: Pendientes máximas

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

Apartado 3.36: Bocas de visita

Se proyectarán Bocas de Visita en:

- a) En toda intersección de colectores del sistema;
- b) En el comienzo de todo colector;
- c) En los tramos rectos de los colectores a una distancia entre ellas de 150 m;
- d) En todo cambio de dirección, pendiente, diámetro y material empleados en los colectores;
- e) En los colectores alineados en curvas al comienzo y fin de la misma, y en la curva a una distancia no mayor de 30m entre ellas cuando corresponda.

Cuando en una boca de visita, se encuentren colectores que comiencen en ella, con otros que pasen a través de la misma, la diferencia de cota mínima entre las rasantes de los que comiencen y la del colector de salida, será igual al diámetro de este último.

Gaceta oficial de la República de Venezuela N° 5318. Caracas, martes 6 de abril de 1999.

CAPITULO III DEL PROYECTO

Apartado 14: Cálculo del gasto de proyecto en sistema de aguas pluviales.

En el cálculo citado, se deberán utilizar los periodos de retorno de lluvia siguientes:

- a) Para zonas residenciales, de 2 a 15 años.
- b) Para zonas comerciales y de elevado valor, de 5 a 15 años, dependiendo de su justificación económica.

- c) Para obras de canalización de cursos naturales, ríos o quebradas, 50 años o más.

Apartado 14.1: El tiempo de duración que debe considerarse para la determinación de la intensidad de la lluvia, no será inferior a 5 minutos.

Apartado 14.4: En el cálculo del tiempo de concentración, deberán considerarse sus componentes: a) el tiempo de entrada, o sea el tiempo necesario para que el agua llegue al sumidero de una alcantarilla o colector, y b) el tiempo de recorrido dentro de los conductos del sistema hasta el punto en consideración.

Apartado 15.1: Para la determinación del tiempo de entrada, deberá tenerse en consideración: a) La pendiente media de la superficie a drenar, b) la naturaleza de la superficie de cubierta, c) la distancia media hasta el sumidero de entrada, d) la acción de retardo por el almacenamiento de agua en su recorrido, y e) la distancia y colocación de los sumideros.

Apartado 22: Coeficiente de rugosidad.

Los valores del coeficiente de rugosidad “n” a utilizar según el material de los colectores, serán los siguientes:

<i>Material</i>	<i>“n”</i>
Colectores cerrados prefabricados	0,012
	0,012
PVC	0,012
PEAD	0,012
Fiberglass	0,012
Acero	0,012
Hierro fundido	0,013
Hierro fundido dúctil	0,013
Arcilla vitrificada	0,015

<i>Material</i>	<i>"n"</i>
Concreto ($\varnothing > 61\text{cm}$) Concreto ($\varnothing > 53\text{cm}$)	
Colectores cerrados vaciados en sitio Concreto	0,014

CAPITULO III

MARCO METODOLÓGICO

En este capítulo se presenta el tipo de estudio y de investigación dentro del cual se enmarca este Trabajo de Grado, también se describe la metodología empleada para el desarrollo y cumplimiento de los objetivos planteados.

Diseño de Investigación

Este trabajo especial de grado es un diseño de investigación es no experimental, debido a que en este tipo de diseño no se manipula ninguna variable, esto es, el investigador no sustituye intencionalmente la variable independiente. El investigador observa los hechos tal como suceden en la realidad, en un lapso de tiempo determinado y luego los analiza.

Tamayo (2005:108), se define el diseño de la investigación como “el planteamiento de una serie de actividades sucesivas y organizadas que deben adaptarse a las particularidades de cada investigación, y que indican los pasos y pruebas a efectuar como también las técnicas a utilizar para recolectar y analizar datos”

Tipo de Investigación.

Este trabajo especial de grado es una investigación del tipo de campo, porque se requiere la búsqueda de información veraz y sustentable que ayuden a la realización del diseño de las instalaciones hidráulicas del centro comercial.

Se inicia con una inspección en sitio, donde se comienza a observar todas las condiciones y situaciones que puedan ser importantes en la recolección de datos, todo esto con el propósito de conocer a fondo la zona.

Con el fin de que las instalaciones hidráulicas se diseñen para satisfacer las demandas del sector de manera efectiva y continua. Adicionalmente se efectuara una detallada revisión bibliográfica que servirá como herramienta para la búsqueda de la solución del problema mediante análisis hidráulicos y consideraciones técnicas. Al mismo tiempo se tomara en consideración el marco normativo legal vigente.

Tomando en cuenta las características del problema planteado, los objetivos propuestos y con la finalidad de cumplir las metas establecidas, se define como una investigación de campo, debido a que en el presente trabajo de grado se analiza un problema de la realidad con el propósito de describirlo. De acuerdo al Manual de FEDEUPEL (2007:18) se define investigación de campo como “El análisis de problemas en la realidad, con el propósito bien sea de describirlos, interpretarlos, entender su naturaleza y factores constituyentes, explicar sus causas y efectos, o predecir su ocurrencia, haciendo uso de métodos característicos de cualquiera de los paradigmas o enfoques de investigación conocidos o en desarrollo. Los datos de interés son recogidos en forma directa de la realidad; en este sentido se trata de investigaciones a partir de datos originales o primarios”.

Nivel de Investigación.

Este trabajo especial de grado es una investigación de nivel proyectivo, porque implica diseños o creaciones enfocadas a cubrir una necesidad, basadas en conocimientos preexistentes, esto es, se desarrolla un proyecto en cuanto a la aproximación o modelo teórico.

Una investigación de nivel proyectivo según Hurtado y Barrera (2000), citados por Palella y Martins (2006:103), es la que “intenta proponer soluciones

a una situación determinada. Implica explorar, describir, explicar y proponer alternativas de cambio y no necesariamente ejecutar la propuesta”.

Modalidad de Investigación.

Este trabajo especial de grado es una investigación que puede considerarse de modalidad de proyecto factible; debido a que el objetivo del mismo tiene como principal finalidad la elaboración y desarrollo de una propuesta de diseño de las instalaciones hidráulicas de un centro comercial de forma efectiva, de manera de satisfacer la demanda del establecimiento sin afectar a la comunidad.

Esto se fundamenta en la definición de proyecto factible establecida por el Manual de FEDEUPEL (2006:21), el cual sustenta que estos consisten “en la investigación, elaboración y desarrollo de una propuesta de un modelo operativo viable, para solucionar problemas, requerimientos o necesidades de organizaciones o grupos sociales; puede referirse a la formulación de políticas, programas, tecnologías, métodos o procesos. El proyecto debe tener apoyo en una investigación documental, de campo o un diseño que incluya ambas modalidades”.

Descripción de la metodología

Recolección de datos

La recolección de datos se basará fundamentalmente en la recopilación bibliográfica y cartográfica de la información existente, suministrada por HIDROCENTRO, la Alcaldía del Municipio San Diego y la empresa dueña del proyecto.

Análisis de Datos

Para realizar el diseño de las instalaciones hidráulicas, se planteó una metodología que consiste en básicamente 3 fases para cada tipo de instalación.

Acueductos

- **Determinación del área a servir**

Se seleccionará y delimitará el área que se desea abastecer.

- **Trazado de la red**

Primero se debe establecer el punto de arranque y el punto de llegada, con sus respectivas cotas, así como también los puntos a los cuales se desea abastecer. Seguidamente, en base a la cartografía, se busca el trazado más óptimo, buscando incrementar beneficios y reducir costos.

- **Cálculo del acueducto**

Para el cálculo del acueducto se deben realizar los siguientes pasos:

Cálculo de las Dotaciones

De acuerdo al tipo de establecimiento y el área del mismo se seleccionará la dotación correspondiente de acuerdo a lo que indique la Gaceta N°4044.

Caudal de diseño

Se calculará mediante la ecuación de caudal máximo horario.

Gastos Medios por Tramos

Luego de obtenidas las dotaciones, estas se acumularán por tramos de acuerdo a los establecimientos que se encuentren en el mismo. Dichos tramos serán los mismos seleccionados previamente en el trazado de la red.

Determinación del diámetro de la tubería

Con el valor del caudal de diseño, se determinará el diámetro económico de la tubería para que funcione bien hidráulicamente. Nos regiremos por la Gaceta N°4103 para dicha selección.

Cálculo de las pérdidas

Las pérdidas se calcularán según la ecuación de Hazen-Williams.

Cálculo de las presiones

Las presiones se calcularán mediante las ecuaciones de cota piezométrica y presión residual.

Cómputos métricos

Finalmente, se calcularán las cantidades de obra de proyecto. Basándonos en el número de piezas, longitudes de tuberías, excavaciones de zanjas y demás actividades que sean necesarias para la ejecución de la red.

Cloacas

- **Determinación del área a servir**

Se seleccionará y delimitará el área de acuerdo a su zonificación.

- **Trazado del colector**

Primero estableceremos el punto de salida y el punto de llegada, con las cotas respectivas. Seguidamente en base a la cartografía se buscará realizar el trazado más óptimo, así como también determinaremos los puntos de descarga a lo largo de la tubería para poder establecer los tramos del colector.

- **Cálculo del colector**

Para el cálculo del acueducto se deben realizar los siguientes pasos:

Cálculo de los aportes de AN

El cálculo de los aporte de aguas negras se calculará para el caso zonificado, ya que se conoce el uso de las áreas. Así como también calcularemos los aportes por infiltración en función de la longitud de la tubería de acuerdo a las normas.

Caudal de diseño

El caudal de diseño de cada tramo será igual a la suma del caudal de aguas negras aguas arriba más el caudal de aguas negras propio del tramo.

Determinación del diámetro

De acuerdo al trazado de la red, gasto de aguas negras y material de la tubería y cumpliendo con las velocidades máximas y mínimas establecidas en las normas se calcularán los diámetros empleando las ecuaciones de continuidad y de Chezy, así como otros parámetros hidráulicos.

Trazado del perfil longitudinal

Se realizará una proyección horizontal del colector, este se debe trazar de aguas abajo hacia aguas arriba. Deberá indicar las progresivas, cotas del terreno, cotas rasantes, banque, tipos de bocas de visita; así como la pendiente, diámetro, gasto, longitud y tipo de apoyo para cada tramo.

Cómputos métricos

Finalmente, se calcularán las cantidades de obra de proyecto. Basándonos en el número de piezas, longitudes de tuberías, excavaciones de zanjas y demás actividades que sean necesarias para la ejecución de la propuesta.

Drenaje

- **Cálculo de la Precipitación**

Se realizará mediante el método racional; la intensidad se seleccionara mediante la Gaceta N°4044, los coeficientes de escorrentía se seleccionaran según lo establecido en las normas, y las áreas contribuyentes se seleccionaran de acuerdo a su ubicación y características.

- **Drenajes de Techos**

La determinación del diámetro de canales, bajantes y disposición de bajantes, se determina por medio de áreas en proyección horizontal como lo establece la Gaceta 4044.

- **Drenaje Superficial**

Caudal contribuyente

Se calculara por medio del método racional para cada área de estudio.

Caudal Unitario

Se obtiene dividiendo el caudal contribuyente por área entre la longitud del tramo a estudiar.

Capacidad del área a servir

Mediante el nomograma de IZZARD o la ecuación correspondiente para dicho nomograma.

Cálculo de sumideros

Para el cálculo del caudal interceptado se utilizarán gráficas o ecuaciones dependiendo del tipo de sumidero a utilizar, así como también se procederá a determinar la distancia a la que debe estar el primer sumidero y la distancia del resto de sumideros necesarios.

Determinación del diámetro

De acuerdo al trazado de la red, gasto de lluvia y material de la tubería y cumpliendo con las velocidades máximas y mínimas establecidas en las normas se calcularán los diámetros empleando las ecuaciones de continuidad y de Chezy, así como otros parámetros hidráulicos.

Trazado del perfil longitudinal

Se realizará una proyección horizontal del colector de aguas de lluvia, este se debe trazar de aguas abajo hacia aguas arriba. Deberá indicar las progresivas, cotas del terreno, cotas rasantes, banque, tipos de bocas de visita; así como la pendiente, diámetro, gasto, longitud y tipo de apoyo para cada tramo.

Cómputos métricos

Finalmente, se calcularán las cantidades de obra de proyecto. Basándonos en el número de piezas, longitudes de tuberías, excavaciones de zanjas y

demás actividades que sean necesarias para la ejecución del colector de aguas de lluvia.

CAPITULO IV

LA PROPUESTA

Ubicación

El terreno a desarrollar se encuentra ubicado en la Urbanización Industrial Castillito, en el Municipio San Diego del Estado Carabobo.

Características

El terreno cuenta con un área de 50.936,02 m² y se encuentra en una zona de comercio metropolitano. Los retiros de terreno en el lado frontal es de 12m, en el lado lateral derecho es de 8m, en el lado lateral izquierdo es de 8m y en el fondo es de 10m. El lote de terreno tiene forma de polígono irregular con topografía casi plana sin taludes ni desniveles considerables.

Recolección de Datos

Para la presente investigación se solicitó información bibliográfica y cartográfica del proyecto a la empresa dueña del mismo y a HIDROCENTRO.

Acueductos

Análisis de datos

Determinación del área a servir

Tipo de Sistema de abastecimiento

El abastecimiento al centro comercial se realizará por aducción directa a la red.

Clases y Materiales de Las Tuberías y Accesorios

El material que se seleccionó para la tubería es el PVC.
Se colocara una llave de paso al inicio de la red.

Trazado de la Red

- **Tipo de red**

Se empleara una red ramificada debido a la que solo se desean alimentar dos puntos.

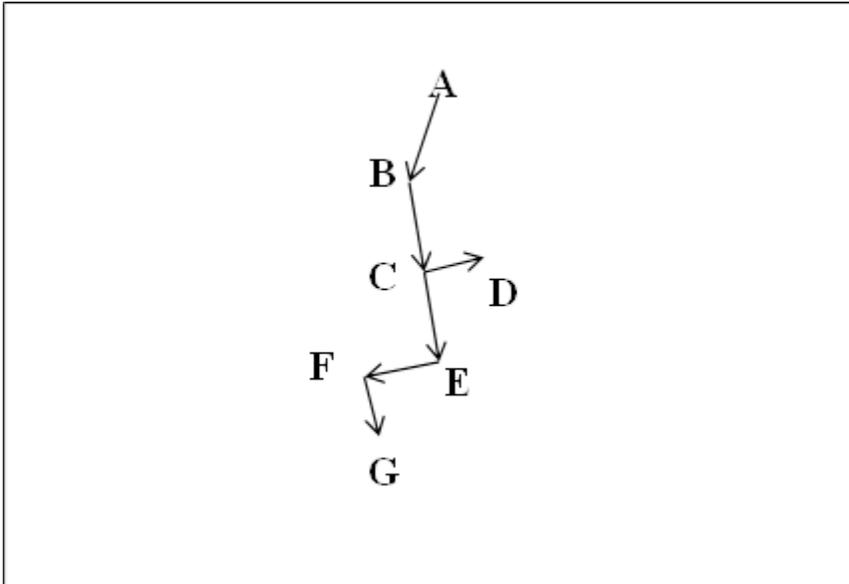
- **Sentido y Ubicación**

Se partirá desde el punto de alimentación ubicado en la calle Este-Oeste, abastecerá los tanques de almacenamiento del centro comercial para finalizar en la ferretería.

- **Definición de los tramos**

Se definieron dos tramos, los cuales se muestran a continuación.

Ilustración 1: Red de abastecimiento de agua potable



Fuente: Durán Estefanía y Valera Antonio (2011)

Cálculo de la red

- **Cálculo del Caudal de Diseño**

Dotaciones

El cálculo de las dotaciones se realizó tomando en cuenta las normativas establecidas en el capítulo N° 07 de la Gaceta N° 4044 Extraordinaria MSAS – 28/09/1988.

Consumo promedio diario

El consumo promedio diario corresponde a la sumatoria de todas las dotaciones existentes en el centro comercial. En la tabla siguiente se muestra el valor.

Tabla 1
Cálculo de Dotaciones

Nivel	Área (m²)	Dotación	Q (l/día)
COMERCIO			
Sotano			
Lobby	353	2	706
Valet Hotel	11	2	22
Pre Pago Estacionamiento	17	2	34
Seguridad de Design Center	43	2	86
Área de Servicio Técnico	40	2	80
Carga Hotel	60	2	120
Carga Design Center	236	2	472
Andenes de carga y descarga cap. 3 puestos	235	2	470
Patio de Maniobras	963	2	1926
Cuarto de Bombas e Hidroneumáticos Design Center	53	2	106
Cuarto de Bombas e Hidroneumáticos Hotel	53	2	106
Cuarto plantas eléctricas y transformadores	308	2	616
Cuarto de Gas y medidores	63	2	126
Cuartos de Basura	90	2	180
Cuarto CANTV	15	2	30
Área de Circulación Vertical	120	0	0
Áreas Verdes	2485	2	4970
			10050
Plaza			
L01NP	87	10	870
L02NP	87	10	870
L03NP	50	10	500

Nivel	Área (m²)	Dotación	Q (l/día)
L04NP	676	10	6760
L05NP	170	10	1700
L06NP	170	10	1700
L07NP	668	10	6680
L08NP	164	10	1640
L09NP	80	10	800
L10NP	98	10	980
Kioscos	15	10	150
Restaurant	163	50	8150
Áreas técnicas	64	6	384
Baños	78	30	2340
Área de Circulación	1418	0	0
Área de Circulación Vertical	256	0	0
			33524
Tiendas			
L01NT: 110 mtrs ²	110	10	1100
L02NT: 105 mtrs ²	105	10	1050
L03NT: 78 mtrs ²	78	10	780
L04NT: 133 mtrs ²	133	10	1330
L05NT: 95 mtrs ²	95	10	950
L06NT: 218 mtrs ²	218	10	2180
L07NT: 79 mtrs ²	79	10	790
L08NT: 103 mtrs ²	103	10	1030
L09NT: 218 mtrs ²	218	10	2180
L10NT: 106 mtrs ²	106	10	1060
L11NT: 70 mtrs ²	70	10	700
L12NT: 108 mtrs ²	108	10	1080
L13NT: 120 mtrs ²	120	10	1200
L14NT: 80 mtrs ²	80	10	800
L15NT: 30 mtrs ²	30	10	300
L16NT: 127 mtrs ²	127	10	1270
L17NT: 127 mtrs ²	127	10	1270
Restaurant: 163 mtrs ²	163	50	8150
Áreas técnicas: 48 mtrs ²	48	6	288
Baños: 78 mtrs ²	78	30	2340
Área de Circulación: 1268 mtrs ²	1268	0	0
Área de Circulación Vertical: 174 mtrs ²	174	0	0

Nivel	Área (m ²)	Dotación	Q (l/día)
			29848
Total Área Bruta Nivel Tiendas	4658,9		
Diversión			
L01ND	110	10	1100
L02ND	96	10	960
L03ND	61	10	610
L04ND	678	10	6780
L05ND	170	10	1700
L06ND	170	10	1700
L07ND	362	10	3620
L08ND	39	10	390
L09ND	53	10	530
L10ND	60	10	600
L11ND	30	10	300
Restaurant	163	50	8150
Área operaciones de Centro Comercial	437	6	2622
Área de Circulación	689	0	0
Área de Circulación Vertical	174	0	0
Áreas técnicas	24	6	144
Baños	78	30	2340
			31546
Total Área Bruta Nivel Diversión	4658,9		
Oficinas			
Área de Oficinas	2848	6	17088
Área de Circulación Vertical	120	0	0
Áreas técnicas	52	6	312
Baños	145	30	4350
			21750
Total Área Bruta Nivel Oficinas	3311		
TOTAL COMERCIO			126718
HOTEL			
Servicios			
Lobby de Salones de Conferencias y Fiestas	315	10	3150
Salones de Conferencia	705	10	7050
Área de control de audio e iluminación	15	6	90

Nivel	Área (m²)	Dotación	Q (l/día)
Salas de Eventos (4)	175	60	10500
Cuarto de Electricidad	6	6	36
Área Lavandería	199	125	24875
Almacén de Concesiones Hotel	48	0,5	24
Oficinas de Seguridad y Monitoreo	28	6	168
Cuarto de Comunicaciones y oficina LAN	52	6	312
Depósitos (7)	60	0,5	30
Servicios de Piso	32	6	192
Talleres y Oficina Jefe Mantenimiento	76	6	456
Baños Empleados	70	30	2100
Comedor Empleados	60	50	3000
Área de Descanso y Esparcimiento de Empleados	21	10	210
Sanitarios Públicos	100	30	3000
Depósitos Eventos	109	0,5	54,5
Cocina de Calentamiento	61	50	3050
Pasillos de Servicio	275	0	0
Foyer	283	6	1698
Ventas	20	10	200
Área de Circulación	174	0	0
Área de Circulación Vertical	138	0	0
			60195,5
Total Área Bruta Nivel Servicios Hotel	3235		
Lobby			
Recepción y Oficinas Adm. Hotel	217	10	2170
Baños Oficinas	14	30	420
Area de espera y control	28	6	168
Carga y Descarga	17	6	102
Cocina	364	50	18200
Baños de Empleados (Cocina)	50	30	1500
Restaurant	285	50	14250
Depósito Restaurant y Bar de Apoyo	18	6	108
Lobby Lounge	382	60	22920
Comercios	33	10	330
Sanitarios Públicos	80	30	2400
Lobby Bar y Terraza	245	60	14700
Cocina/Deposito Bar	25	50	1250
Adm. Bar	15	6	90

Nivel	Área (m²)	Dotación Q (l/día)	
Servicios de Piso	32	6	192
Área de Circulación Vertical	149	0	0
			78800
Total Área Bruta Nivel Lobby Hotel	3235		
<i>Terraza Piscina</i>			
Deck de Piscina	158	25	3950
Barra y Deposito Bar	14	60	840
Lavamopas	5	30	150
Gym	54	10	540
Spa, Sauna, Turco y Baño	34	30	1020
Sanitarios	33	30	990
Cuarto de Bombas	12	0,5	6
Servicio Techo	441	6	2646
Duchas	3	30	90
Toallas	3	10	30
Comercio	17	10	170
Hall de Carga	19	0,5	9,5
Deposito	7	0,5	3,5
Baño de servicios	3	30	90
Área técnica de servicios	7	6	42
Cuarto Eléctrico	7	6	42
Circulación	110	0	0
Circulación Vertical	64	0	0
			10619
Total Área Bruta Nivel Terraza Piscina Hotel	1225		
<i>Ejecutivo / Suites</i>			
Habitación Matrimonial (12x32 mtrs ²)	12	500	6000
Habitación Suite (5x73 mtrs ²)	5	500	2500
Bar	60	60	3600
Circulación	114	10	1140
Servicios de Piso	32	6	192
Cuarto de Hielo	4	10	40
Cuarto de electricidad	3	6	18
Cuarto de LAN	1	6	6
Baño de servicios	3	30	90
Depósitos (3)	11	0,5	5,5

Nivel	Área (m²)	Dotación Q (l/día)	
Circulación Vertical	64	0	0
Total Área Bruta Nivel Suites Hotel	1225		13591,5
<i>Nivel Típico</i>			
Habitación Matrimonial (12x32 mtrs ²)	12	500	6000
Habitación Doble (8x36 mtrs ²)	8	500	4000
Habitación Suite (2x66 mtrs ²)	2	500	1000
Circulación	114	0	0
Servicios de Piso	32	6	192
Cuarto de Hielo	4	10	40
Cuarto de electricidad	3	6	18
Cuarto de LAN	1	6	6
Baño de servicios	3	30	90
Depósitos (3)	11	0,5	5,5
Circulación Vertical	64	0	0
			11351,5
6 plantas iguales			68109
Total Área Bruta Nivel Típico Hotel	1225		
<i>Mezzanina</i>			
Habitación Matrimonial (12x32 mtrs ²)	12	500	6000
Habitación Especial (2x36 mtrs ²)	2	500	1000
Área - Bussines	102	6	612
Servicios de Piso	32	6	192
Cuarto de Hielo	4	10	40
Cuarto de electricidad	3	6	18
Cuarto de LAN	1	6	6
Baño de servicios	3	30	90
Depósitos (3)	11	0,5	5,5
Circulación	136	0	0
Circulación Vertical	64	0	0
			7963,5
Total Área Bruta Nivel Mezzanina Hotel	1790		
TOTAL HOTEL			239278,5
TOTAL COMERCIO Y HOTEL			365996,5
FERRETERIA	6800	10	68000

Nivel	Área (m ²)	Dotación Q (l/día)
TOTAL (FERRET+COMER+HOTEL) (Qm)		433996,5

Fuente: Durán Estefanía y Valera Antonio (2011)

$$Q_m = Q_m(l/día)/86400$$

$$Q_m = 433996,5 l/día/86400 = 5,023 L/s$$

Consumo máximo horario

Se calculará según la ecuación:

$$Q_{m\acute{a}x\ horario} = 2,5 * Q_m$$

$$Q_{m\acute{a}x\ horario} = 2,5 * 5,023L/s = 12,56 L/s$$

- **Gastos Medios Por Tramos**

Se calcularon la aportación y la distribución de las redes, a continuación se muestran dichos valores en la tabla 2:

Tabla 2

Gastos medios por tramos

TRAMO	Gasto (lt/s)	Qm (lt/s)	L (m)	Lcorregida (1,05L) m	Qdiseño [2,5Qm] (lt/s)	Qdiseño (m ³ /s)
A-B	5,023	5,023	34,06	35,76	12,558	0,0126
B-C	5,023	5,023	38,28	40,19	12,558	0,0126
C-D	4,236	5,023	4,80	5,04	12,558	0,0126
D-E	0,787	0,787	38,47	40,39	1,968	0,0020
D-F	0,787	0,787	21,85	22,94	1,968	0,0020
F-G	0,787	0,787	7,98	8,38	1,968	0,0020

Fuente: Durán Estefanía y Valera Antonio (2011)

- **Selección de los diámetros**

Con el valor del caudal de demanda coincidente, se determina el diámetro

económico de la tubería, útil para que el caudal circule sin mayor complicación por esta. Este diámetro se escoge del cuadro de diámetros recomendados de la Gaceta 4103. En la tabla 3 se muestran los diámetros correspondientes:

Tabla 3
Diámetros de las tuberías

TRAMO	Lcorr(m)	Qdiseño (m³/s)	Zo (m)	Z1 (m)	Diametro [Ø] (m)	Velocidad (m/s)
A-B	35,76	0,0126	446,90	447,38	0,110	1,321
B-C	40,19	0,0126	447,38	447,50	0,110	1,321
C-D	5,04	0,0126	447,50	447,43	0,110	1,321
D-E	40,39	0,0020	447,50	447,50	0,110	0,207
D-F	22,94	0,0020	447,43	447,50	0,110	0,207
F-G	8,38	0,0020	447,50	447,50	0,110	0,207

Fuente: Durán Estefanía y Valera Antonio (2011)

- **Cálculo de las pérdidas**

Las pérdidas se calcularán según la ecuación de Hazen-Williams:

$$J = 10,67 * Lc * \left(\frac{Q}{C}\right)^{1,852} * \frac{1}{D^{4,87}}$$

Dónde:

J: pérdida de carga en metros.

Lc: longitud corregida de la tubería en metros.

D: Diámetro de la tubería en metros.

Q: Caudal de diseño en m³/seg.

C: coeficiente de rugosidad.

El cálculo de pérdidas para el tramo AB se muestra a continuación:

$$J_{AB} = 10,67 * 35,76 * \left(\frac{0,0126m^3/s}{150}\right)^{1,852} * \frac{1}{0,11^{4,87}}$$

$$J_{AB} = 0,501 m$$

En la tabla 4 se muestran los valores de las pérdidas para los diferentes tramos.

Tabla 4
Pérdidas por fricción

TRAMO	Lcorr(m)	Qdiseño (m³/s)	C	Diametro [Ø] m	J (m)
A-B	35,76	0,0126	150	0,110	0,501
B-C	40,19	0,0126	150	0,110	0,563
C-D	5,04	0,0126	150	0,110	0,070
D-E	40,39	0,0020	150	0,110	0,018
D-F	22,94	0,0020	150	0,110	0,010
F-G	8,38	0,0020	150	0,110	0,003

Fuente: Durán Estefanía y Valera Antonio (2011)

- **Cálculo de presiones**

Las cotas piezométricas se calcularon con las siguientes ecuaciones:

$$Cota\ Piezométrica_A = Cota\ Terreno_A + 14$$

$$Cota\ Piezométrica_A = 446,90m + 14 = 460,90m$$

$$Cota\ Piezométrica_{Nodo} = Cota\ Piezométrica_{Nodo} - J_{Tramo}$$

$$Cota\ Piezométrica_B = Cota\ Piezométrica_A - J_{AB}$$

$$Cota\ Piezométrica_B = 460,90m - 0,501 = 460,40$$

La presión residual se calculó con las siguientes ecuaciones:

$$Presión\ residual_A = 14$$

$$Presión\ residual_{Nodo} = Cota\ Piezométrica_{Nodo} - Cota\ Terreno_{Nodo}$$

$$Presión\ residual_B = Cota\ Piezométrica_B - Cota\ Terreno_B$$

$$Presión\ residual_B = 460,40m - 447,38m = 13,02\ m$$

$$P\ residual\ corregida_{Nodo} = P\ residual_{Nodo} + 14 - P\ residual_{(menor)}$$

$$P\ residual\ corregida_A = P\ residual_A + 14 - P\ residual_{(menor=E)}$$

$$P\ residual\ corregida_A = 14 + 14 - (12,25) = 15,75\ m$$

$$C\ Piezométrica\ corregida_{Nodo} = C\ Terreno_{Nodo} - P\ resid\ corregida_{Nodo}$$

$$C\ Piezométrica\ corregida_A = C\ Terreno_A + P\ resid\ corregida_A$$

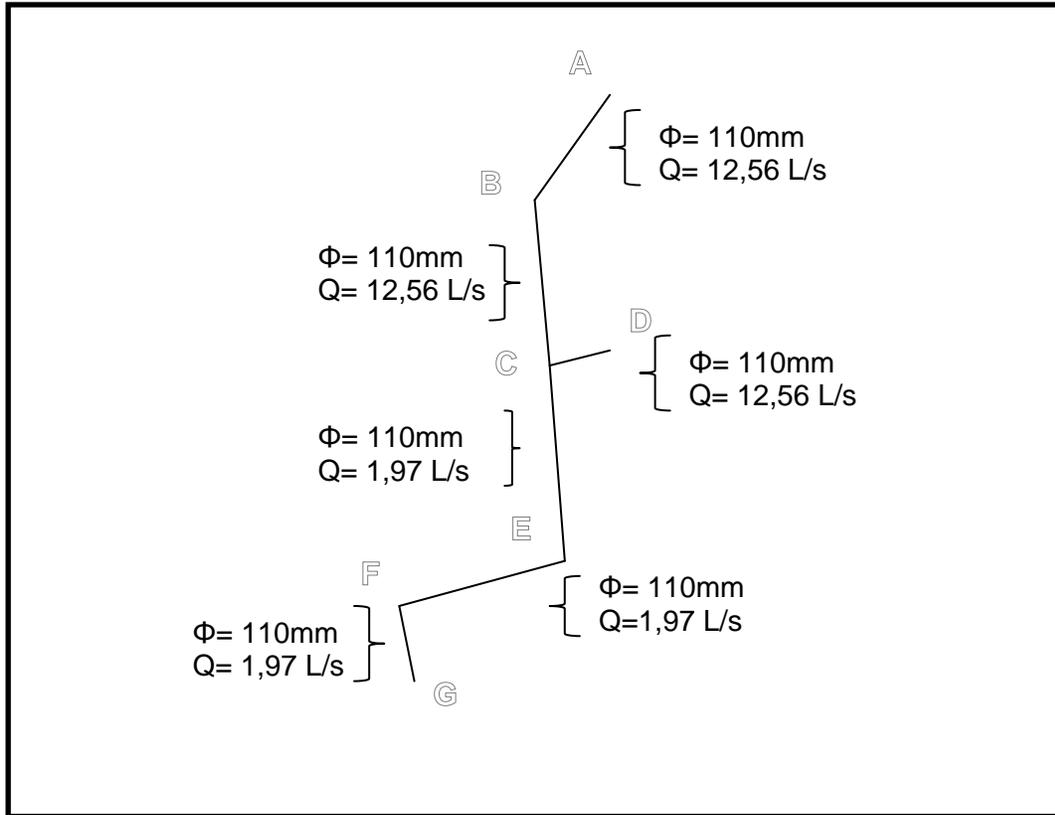
$$C\ Piezométrica\ corregida_A = 446,90 + 15,75 = 462,65\ m$$

Tabla 5
Presiones

Nodo	Cota Terreno (m)	Cota Piezométrica (m)	Presion Residual (m)	Presion Residual corregida (m)	Cota Piezométrica corregida (m)
A	446,90	460,90	14,00	15,75	462,65
B	447,38	460,40	13,02	14,77	462,15
C	447,50	459,84	12,34	14,09	461,59
D	447,43	459,76	12,33	14,08	461,51
E	447,50	459,75	12,25	14,00	461,50
F	447,50	459,75	12,25	14,00	461,50
G	447,50	459,75	12,25	14,00	461,50

Fuente: Durán Estefanía y Valera Antonio (2011)

Ilustración 2: Red de abastecimiento



Fuente: Durán Estefanía y Valera Antonio (2011)

Cómputos Métricos

En los cómputos métricos se calcularán las cantidades de obras que serán objeto de contratos, para la inscripción de partidas y su código se adapta a las especificaciones de construcción de acueductos y alcantarillados.

A continuación se muestran las plantillas para el cálculo de las cantidades de obras. El cálculo de la excavación se calculó con ancho de zanja sin entibado.

A continuación se muestra los Cómputos Métricos en la Tabla 6.

Dónde:

L (m): Longitud del tramo

Φ (m): diámetro del colector

B_{arriba}: Banqueo Aguas arriba (Comienzo del Tramo)

B_{abajo}: Banqueo Aguas Abajo (fin del tramo)

B_{promedio} = (B_{arriba} + B_{abajo})/2

A (m): Ancho de zanja

Exc. A Máquina (m³) = LxAxB_{promedio}

Desalojo (m³): Área del colector x l

Relleno mat. Exc. (m³) = (Exc. Máquina - desalojo) x 0.8

Relleno mat. Prest. (m³) = (Exc. Máquina - desalojo) x 0.2

Bote (m³) = desalojo + equivalente al material de préstamo

Tabla 6**Cómputos métricos para el acueducto**

Proyecto: Acueductos Centro Comercial		
Ubicación: San Diego, Edo Carabobo.		
Descripción:	Unidad	Cantidad
Replanteo	m	152,7
Movimiento de tierras.		
<i>Excavación a máquina de zanjas.</i>		
Profundidad de 0 a 3,5 m.	m ³	48,1
Relleno.		
Con material de Excavación.	m ³	37,5
Con material de préstamo.	m ³	9,4
Suministro y transporte de material de préstamo.	m ³	9,4
Bote.		
Bote de tierra sin arreglo.	m ³	10,6
Colocación de tuberías.		
Tuberías PVC con junta de goma de diámetro 100mm	m	152,7
Conexiones de Acueductos.		
T de 110mm	und	1,0
Codo 90° de 110mm	und	2,0
Codo 135° de 110mm	und	1,0
Válvula CHECK	und	1,0

Fuente: Durán Estefanía y Valera Antonio (2011)

Cloacas

Análisis de datos

Trazado del Colector

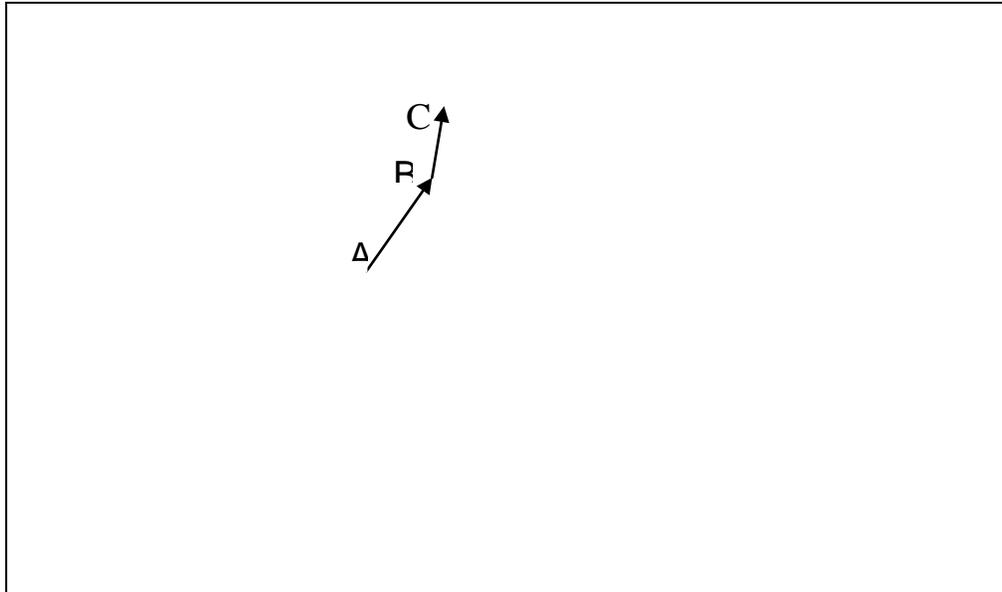
- **Sentido y Ubicación**

Se partirá desde la cota 447,50m del centro comercial, desde donde los ramales de la tubería se incorporaran al sistema de recolección de aguas servidas existentes en la calle Este- Oeste de cota 447,20m.

- **Definición de los tramos**

Se definieron dos tramos, los cuales conducirán el caudal producido por la edificación y los de infiltración. El tramo partirá desde el centro comercial hasta la primera boca de visita y tendrá una longitud de 37 m, y el segundo partirá desde la primera boca de visita hasta la boca de visita ubicada en la calle y tendrá una longitud de 33m.

Ilustración 3: Red de aguas negras



Fuente: Durán Estefanía y Valera Antonio (2011)

- **Ubicación de Bocas de Visita**

Se proyectarán Bocas de Visita, según la especificación de la Normas INOS.

- **Determinación de las pendientes**

El terreno del centro comercial posee una superficie bastante llana, por lo que no se presentan problemas de exceso de pendientes.

El factor determinante para la estimación de la pendiente más adecuada del colector es la diferencia de cota existente entre el punto de arranque y el punto de descarga.

Tramo AB

$$\Delta Cota = 447,500m - 447,350m = 0,15m$$

$$Longitud\ del\ colector = 36,8m$$

$$Pendiente\ media = \frac{0,15m}{36,8m} = 4,1\%0$$

Tramo BC

$$\Delta Cota = 447,350m - 447,20m = 0,15m$$

$$Longitud\ del\ colector = 32,5m$$

$$Pendiente\ media = \frac{0,15m}{32,5m} = 4,6\%0$$

Cálculo del Colector

Tramo AB

- **Cálculo del Caudal de Diseño**

El cálculo de los aportes de aguas negras será según lo definido anteriormente para el caso zonificado:

Caudal de Aguas Residuales Comerciales

El cálculo de aguas residuales comerciales se hará según lo definido en la ecuación (2.9):

$$Q_{m\acute{a}x\ AS} = Q_{med\ AP} * R = 5,023Lps * 0,8 = 4,018Lps$$

Caudal de Infiltración

El caudal de infiltración estará definido, según lo establecido por la Normativa INOS, por la siguiente expresión:

$$Q_{inf} = \frac{20.000\ L}{d\acute{a}a * Km\ Tuber\acute{a}a}$$

Sustituyendo la longitud de la tubería (39m), nos da:

$$Q_{inf} = \frac{20.000L}{d\acute{a}a * KmTuber\acute{a}a} * 0,0368KmTuber\acute{a}a * \frac{1\ d\acute{a}a}{86400s} = 0,009\ Lps$$

Factor de Seguridad C

Este factor se utiliza para prever el caso de empotramientos ilícitos de aguas de lluvia a la red de cloacas. Que si bien no es legal, muchas veces se presenta, bien sea por ignorancia o negligencia y debe ser tomado en cuenta.

La Norma recomienda tomar un valor entre 1 y 2. Para este proyecto se seleccionara un valor de C igual a 2.

- Una vez definidos todos los parámetros necesarios para el diseño del colector, se procede a calcular el Caudal de Diseño.

$$Q_{diseño} = (Q_{med AP} * R + Q_{inf}) * C$$
$$Q_{diseño} = (4,018Lps + 0,009Lps) * 2 = 8,05Lps$$

Tramo BC

- **Cálculo del Caudal de Diseño**

Se calculará según la ecuación:

$$Q_{diseño} = Q_{AN \text{ aguas arriba}} + Q_{AN \text{ propio}}$$

Caudal de Aguas Negras aguas arriba

Será el calculado en el tramo I, ya que este será incorporado a este colector:

$$Q_{AN \text{ aguas arribas}} = 8,05Lps$$

Caudal de Aguas Negras propio del tramo

En este tramo solo se realizan aportes de caudal de infiltración por lo que se calculará de la siguiente manera:

$$Q_{AN \text{ propio}} = Q_{inf} * C$$

$$Q_{inf} = \frac{20.000 L}{\text{día} * Km Tubería}$$

Sustituyendo la longitud de la tubería (26m), nos da:

$$Q_{inf} = \frac{20.000L}{\text{día} * KmTubería} * 0,0325KmTubería * \frac{1 \text{ día}}{86400s} = 0,0075 Lps$$

Por lo tanto:

$$Q_{AN \text{ propio}} = 0,0075Lps * 2 = 0,015Lps$$

- Una vez definidos todos los parámetros necesarios para el diseño del colector, se procede a calcular el Caudal de Diseño.

$$Q_{diseño} = Q_{AN \text{ aguas arriba}} + Q_{AN \text{ propio}}$$

$$Q_{diseño} = 8,05Lps + 0,015Lps = 8,06Lps$$

Tabla 8

Cálculo de gasto de proyecto por tramo Tabla 7

Cálculo de colectores de cloacas

TRAMO	L (m)	Qm Acueducto (l/s)	APORTE DE AGUAS NEGRAS (l/s)			APORTE INFILTRACION (l/s)	GASTO AN TRAMO (l/s)	GASTOx2 AN TRAMO (l/s)
			Domiciliarias $Q_m \times 0,8 \times K$	Comerciales $Q_m \times 0,8$	Institucionales $Q_m \times 0,8$			
A-B	36,8	5,023	0,000	4,018	0,000	0,009	4,028	8,055
B-C	32,5	0,000	0,000	0,000	0,000	0,008	0,008	0,015

Fuente: Durán Estefanía y Valera Antonio (2011)

TRAMO	L (m)	GASTO "Q" DE PROYECTO (l/seg)		
		GASTO Propio	GASTO Aguas arriba	GASTO Total
A-B	36,8	8,054	0,000	8,054
B-C	32,5	0,015	8,054	8,069

Fuente: Durán Estefanía y Valera Antonio (2011)

Cálculo del Diámetro

Tramo AB

Se escogerá un diámetro de colector, tal que su capacidad sea mayor al caudal de diseño obtenido, y que cumpla con los rangos de velocidad establecidos, para lo cual se basará en la ecuación (2.14):

$$V = \frac{R_H^{2/3} * I^{1/2}}{n}$$

Donde los datos a sustituir serán:

Pendiente (I) = 4,07‰

Probando con un diámetro= 0,2 m (8")

Para tuberías de PVC n= 0,012

Rh= D/4

Sustituyendo, tenemos:

$$V = \frac{\left(\frac{0,2m}{4}\right)^{2/3} * (0,00407)^{1/2}}{0,012} = 0,722m/s$$

Haciendo uso de la ecuación de continuidad:

$$C = V * A$$

Siendo A el área de la tubería

$$C = 0,722m/s * \frac{\pi * (0,2m)^2}{4} = 0,022m^3/s$$

$$C = 22,68 Lps$$

Como $Q < C$, resulta adecuado utilizar un diámetro de 8", siempre y cuando se cumpla que la velocidad real sea mayor a 0.6 m/s.

Tramo BC

Se escogerá un diámetro de colector, tal que su capacidad sea mayor al caudal de diseño obtenido, y que cumpla con los rangos de velocidad establecidos, para lo cual se basará en la ecuación (2.14):

$$V = \frac{R_H^{2/3} * I^{1/2}}{n}$$

Donde los datos a sustituir serán:

Pendiente (I) = 4,61‰

Probando con un diámetro= 0,2 m (8")

Para tuberías de PVC n= 0,012

Rh= D/4

Sustituyendo, tenemos:

$$V = \frac{\left(\frac{0,2m}{4}\right)^{2/3} * (0,00461)^{1/2}}{0,012} = 0,768m/s$$

Haciendo uso de la ecuación de continuidad:

$$C = V * A$$

Siendo A el área de la tubería

$$C = 0,768m/s * \frac{\pi * (0,2m)^2}{4} = 0,024m^3/s$$

$$C = 24,139 Lps$$

Como Q<C, resulta adecuado utilizar un diámetro de 8", siempre y cuando se cumpla que la velocidad real sea mayor a 0.6 m/s.

Cálculo de la Velocidad Real

Con el uso del nomograma de relaciones hidráulicas que vincula los diferentes elementos hidráulicos de una sección circular, se calculará la velocidad real.

Conociendo la relación caudal de diseño/Capacidad, se puede obtener de la siguiente manera:

$$\frac{Q}{C} = \frac{8,05Lps}{22,685Lps} = 0,355$$

Con este valor entramos al Nomograma de relaciones hidráulicas y obtenemos:

$$\frac{Vr}{Vc} = 0,915$$

Conociendo que $Vc=0,701m/s$, despejamos el valor de Vr :

$$Vr = 0,661m/s$$

Selección de la clase y tipo de Apoyo

Para la selección del tipo de apoyo adecuado para cada tramo se emplearon las tablas de valores para las diferentes condiciones de apoyo del tubo en el fondo de las zanjas, las profundidades máximas y mínimas a las cuales pueden ser instalados según su diámetro y clase.

Selección del tipo de Boca de Visita

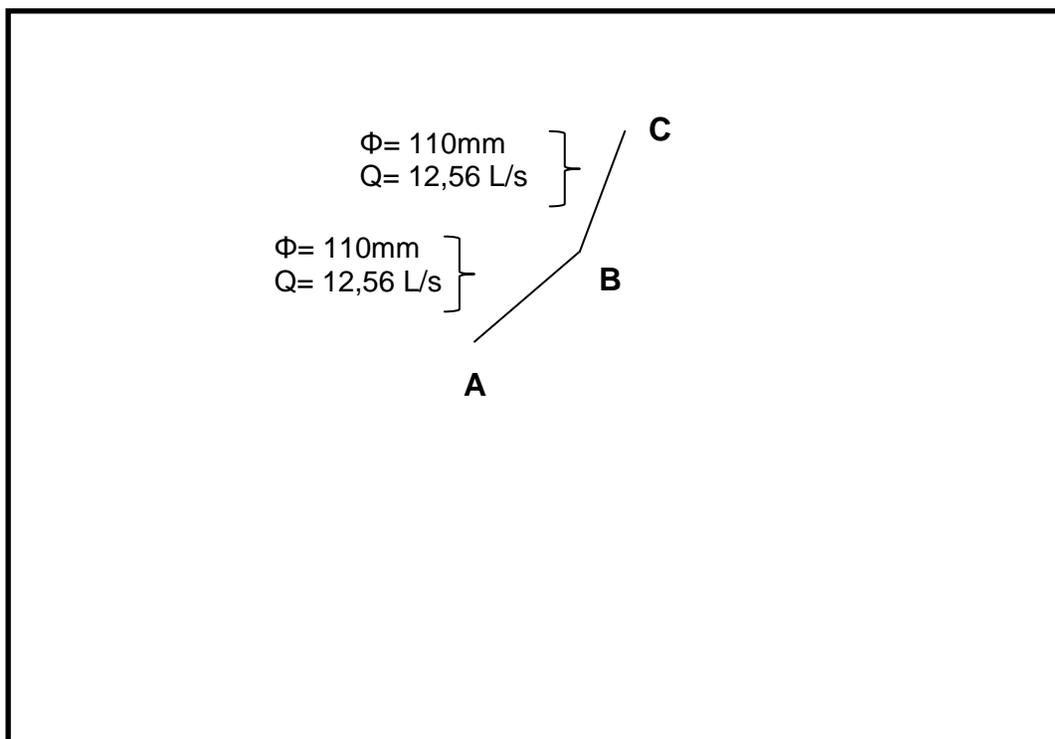
Según los criterios establecidos en la Norma INOS, la selección del tipo de

boca de visita más idóneo se realizará en base a la profundidad del lomo del colector menos enterrado, la profundidad rasante del colector de salida y el diámetro del colector de salida, tal como se resume en la tabla que se encuentra en los anexos.

Tipo de Tapa de Boca de Visita

En vista de que la ubicación del colector se encuentra circundada de un área de tránsito vehicular y estará sometido a cargas pesadas se puede utilizar tapas de boca de visita Pesadas.

Ilustración 4: Red de Aguas Negras



Fuente: Durán Estefanía y Valera Antonio (2011)

Tabla 9

Cálculo de colectores de cloacas

TRAMO	L (m)	Gasto total (lt/seg)	I (m/m)	Φ (m)	V (m/seg)	Vr (m/seg)	C (lt/seg)
A-B	36,8	8,054	0,0041	0,200	0,722	0,661	22,685
B-C	32,5	8,069	0,0046	0,200	0,768	0,645	24,139

(Continuación)

TRAMO	Cotas de Proyecto						Clase y tipo de Apoyo	Qr/QC	Vr/Vc
	Terreno Arriba	Terreno Abajo	Rasante Arriba	Rasante Abajo	Banqueo Arriba	Banqueo Abajo			
A-B	447,50	447,35	446,15	446,00	1,35	1,35	1C	0,355	0,915
B-C	447,35	447,20	446,00	445,85	1,35	1,35	1C	0,334	0,84

Fuente: Durán Estefanía y Valera Antonio (2011)

Cóputos Métricos

En los cóputos métricos se calcularán las cantidades de obras que serán objeto de contratos, para la inscripción de partidas y su código se adapta a las especificaciones de construcción de acueductos y alcantarillados.

A continuación se muestran las plantillas para el cálculo de las cantidades de obras. El cálculo de la excavación se calculó con ancho de zanja sin entibado.

A continuación se muestra la planilla de Mediciones de Cóputos Métricos en la Tabla 10 y los Cóputos Métricos en la Tabla 11.

Dónde:

L (m): Longitud del tramo, medida de eje a eje de Boca de Visita

Φ (m): diámetro del colector

B_{arriba}: Banqueo Aguas arriba (Comienzo del Tramo)

B_{abajo}: Banqueo Aguas Abajo (fin del tramo)

B_{promedio} = (B_{arriba} + B_{abajo}) / 2

A (m): Ancho de zanja

Exc. A Máquina (m³) = L x A x B_{promedio}

Exc. A mano (m³): (B_{arriba} + 0.2) x Área de la base BV

Desalojo (m³): Área del colector x l + Volumen interno BV

Relleno mat. Exc. (m³) = (Exc. Máquina + Exc. Mano - desalojo) x 0.8

Relleno mat. Prest. (m³) = (Exc. Máquina + Exc. Mano - desalojo) x 0.2

Bote (m³) = desalojo + equivalente al material de préstamo

Cilindro (ml): B_{arriba} - Φ - 1.10m (para BV tipo la)

Tabla 10

Cálculo de cómputos métricos para colectores de cloacas

TRAMO	L (m)	Φ (m)	Banque o Arriba (m)	Banqueo Abajo (m)	Banqueo promedi o (m)	Ancho Zanja (m)	Exc. Maq. (m3)	Exc. Mano (m3)		Desaloj o (m3)	Relleno mat. (m3)	Relleno mat. prést (m3)	Bote (m3)	Cilindros (ml)
								Emp.	BV					
A-B	36, 8	0,2	1,35	1,35	1,35	0,6	29,80 8	0	3,4 9	2,58	24,57	6,14	8,72	0,05
B-C	32, 5	0,2	1,35	1,35	1,35	0,6	26,32 5	0	3,4 9	2,44	21,90	5,47	7,92	0,05

Fuente: Durán Estefanía y Valera Antonio (2011)

Tabla 11**Cómputos métricos para las cloacas**

Proyecto: Cloacas Centro Comercial		
Ubicación: San Diego, Edo Carabobo.		
Descripción:	Unidad	Cantidad
Replanteo	m	69,3
Movimiento de tierras.		
Excavación a máquina de zanjas.		
Profundidad de 0 a 3,5 m.	m ³	56,1
Excavación a mano de zanjas.		
Profundidad de 0 a 3,5 m.	m ³	7,0
Relleno.		
Con material de Excavación.	m ³	46,5
Con material de préstamo.	m ³	11,6
Suministro y transporte de material de préstamo.	m ³	11,6
Bote.		
Bote de tierra sin arreglo.	m ³	16,6
Colocación de tuberías.		
Tuberías PVC de diámetro 0,20 m (8")	m	69,3
Conexiones de Cloacas.		
Base para Boca de Visita la	und.	2
Cilindro diámetro 1,22 (tipo A)	m	0,1
Cono diámetro 1,22 x 0,61 Tipo A	und.	2
Marcos y tapas de H.F. Tipo Pesado	jgo	2

Fuente: Durán Estefanía y Valera Antonio (2011)

Drenajes

Análisis de datos

Determinación del área a servir

En el Plano de Planta correspondiente al sistema de drenaje se definieron las áreas contribuyentes a cada tramo de colector diseñado en base a la configuración y pendientes presentada en el plano de vialidad y considerando la parte del techo que drenará hacia ese colector.

Áreas contribuyentes

Tabla 12

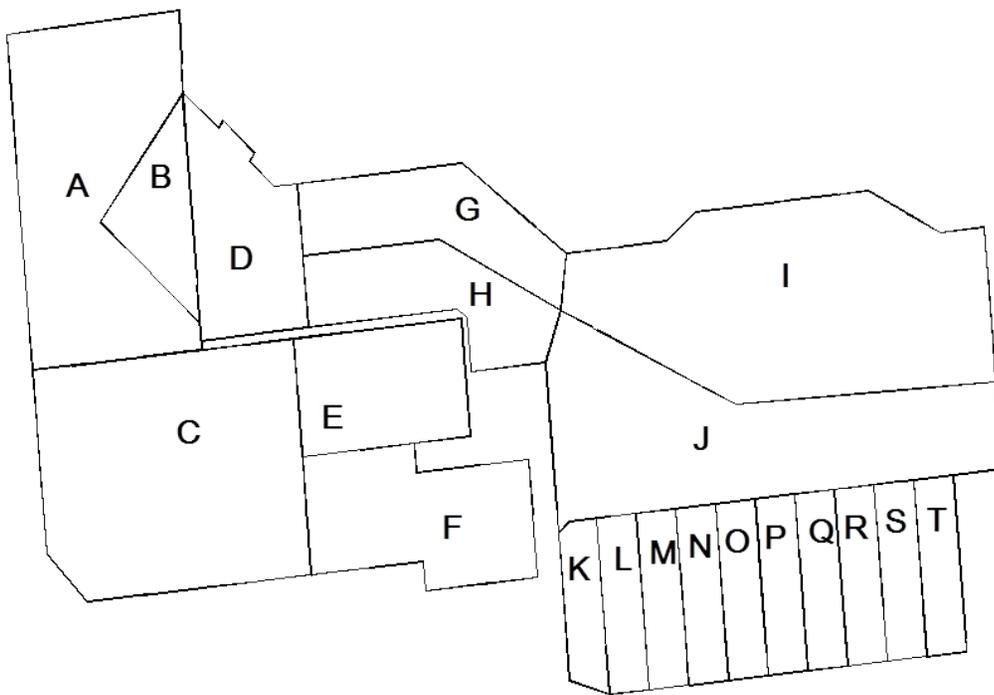
Áreas contribuyentes

Sectores	Área (Ha)
A	0,70
B	0,15
C	1,00
D	0,30
E	0,30
F	0,38
G	0,30
H	0,30
I	1,00
J	0,76
K	0,10
L	0,10
M	0,10
N	0,10
O	0,10
P	0,10
Q	0,10
R	0,10

Sectores	Área (Ha)
S	0,10
T	0,10

Fuente: Durán Traviezo y Valera Albarrán (2011)

Ilustración 5: Áreas contribuyentes



Fuente: Durán Traviezo y Valera Albarrán (2011)

Intensidad de Lluvia

Para el diseño del sistema de drenaje de aguas de origen pluvial el criterio será usar una intensidad de lluvia de 150 mm/hora con duración de 10 minutos y frecuencia de 5 años, según la norma 4.044

Período de Retorno

Se obtuvieron las láminas de lluvia que pudieran generar una creciente para periodos de retorno de 5 años; esto en relación a las consideraciones expuestas en el Capítulo II.

Coefficiente de escorrentía

El coeficiente de escorrentía para todos los tramos de estudio será de 0,80 ya que todos presentan el mismo tipo de superficie (asfalto). La tabla de donde fue tomado dicho valor se encuentra en el anexo, para el análisis de las láminas de lluvia del sector en estudio.

Cálculo de la Precipitación

Se calculará a través del método racional con la siguiente ecuación:

$$Q = 2,78 * C * I * A$$

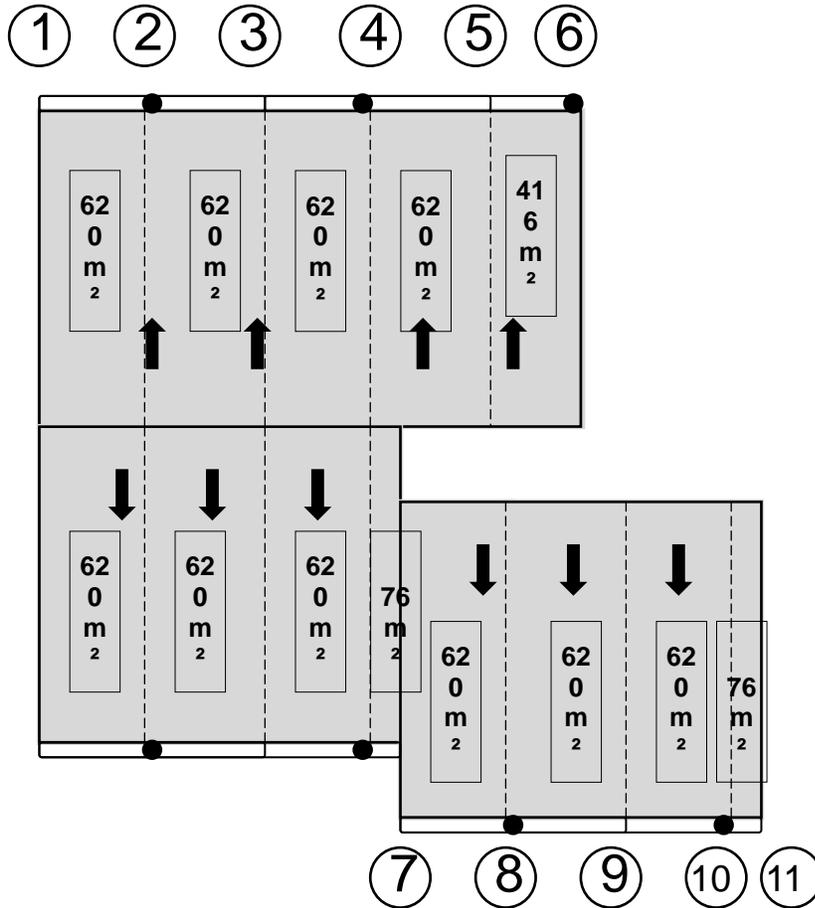
$$Q = 2,78 * 0,8 * 150mm * 1Ha$$

$$Q = 335 L/s/Ha$$

Áreas Servidas en el Techo

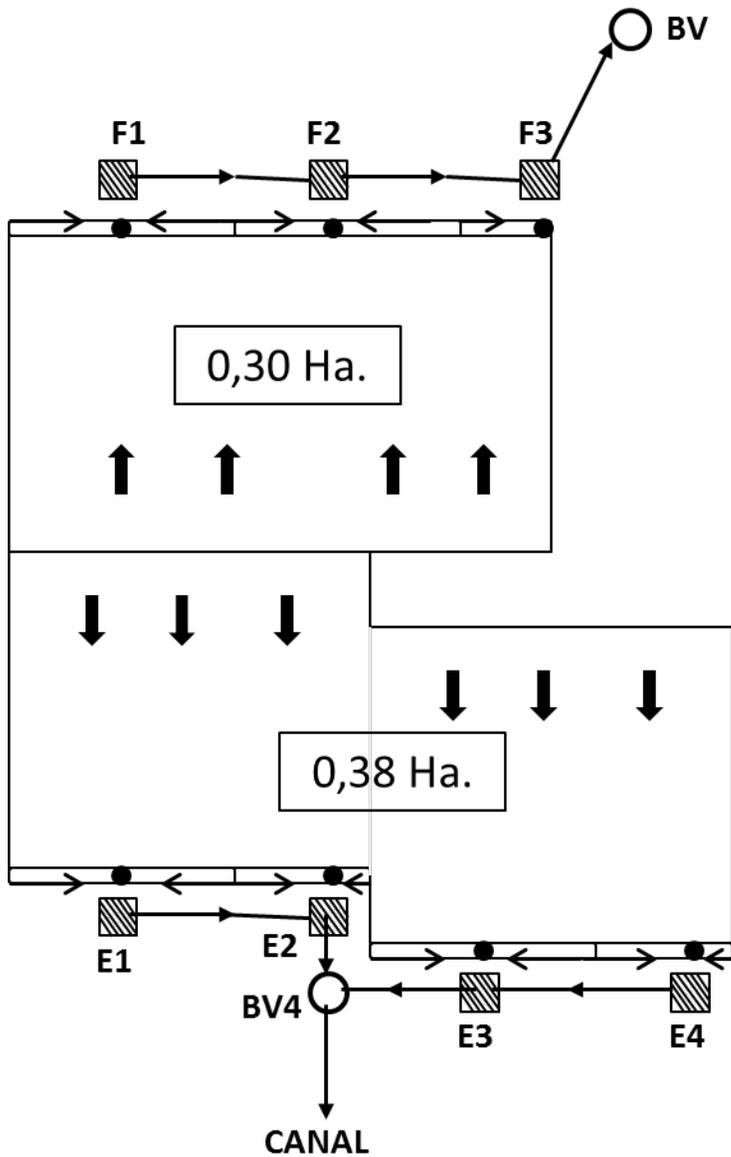
La selección de estas áreas se realizó de acuerdo a que fuese posible la selección de un bajante con capacidad para drenar el caudal en dichas áreas.

Ilustración 6: Áreas contribuyente (techo)



Fuente: Durán Traviezo y Valera Albarrán (2011)

Ilustración 7: Diseño de drenaje pluvial (techo)



Fuente: Durán Traviezo y Valera Albarrán (2011)

Selección de canales

Se realizó según la tabla de la norma 4044 en su artículo 464 mencionado

anteriormente en la normativa legal.

Para un área de 620m² y pendiente del 4% le corresponde un canal de 10 pulgadas según la tabla, a continuación se muestra los diámetros seleccionados para los canales semicirculares correspondientes a cada área:

Tabla 13

Dimensiones de canales semicirculares

Tramo	Área Drenada (m²)	Φ (cm)	Pendiente %	L (m)
1-2	620	25,4	4	15,45
2-3	620	25,4	4	15,45
3-4	620	25,4	4	15,45
4-5	620	25,4	4	15,45
5-6	416	25,4	2	10,35
7-8	620	25,4	4	15,45
8-9	620	25,4	4	15,45
9-10	620	25,4	4	15,45
10-11	76	12,7	2	1,90

Fuente: Durán Traviezo y Valera Albarrán (2011)

Los canales (7-8,8-9,9-10 y 10-11) se repiten para sección simétrica (0,38Ha está formado por 2 áreas simétricas como se observa en la figura)

Selección de bajantes

Se realizó según la tabla de la norma 4044 en su artículo 466 mencionado anteriormente en la normativa legal.

Para un área de 1240 m² con una intensidad de 150 mm/h le corresponde un bajante de 8 pulgadas según la tabla, a continuación se muestra los diámetros seleccionados para los bajantes correspondientes a cada área:

Tabla 14

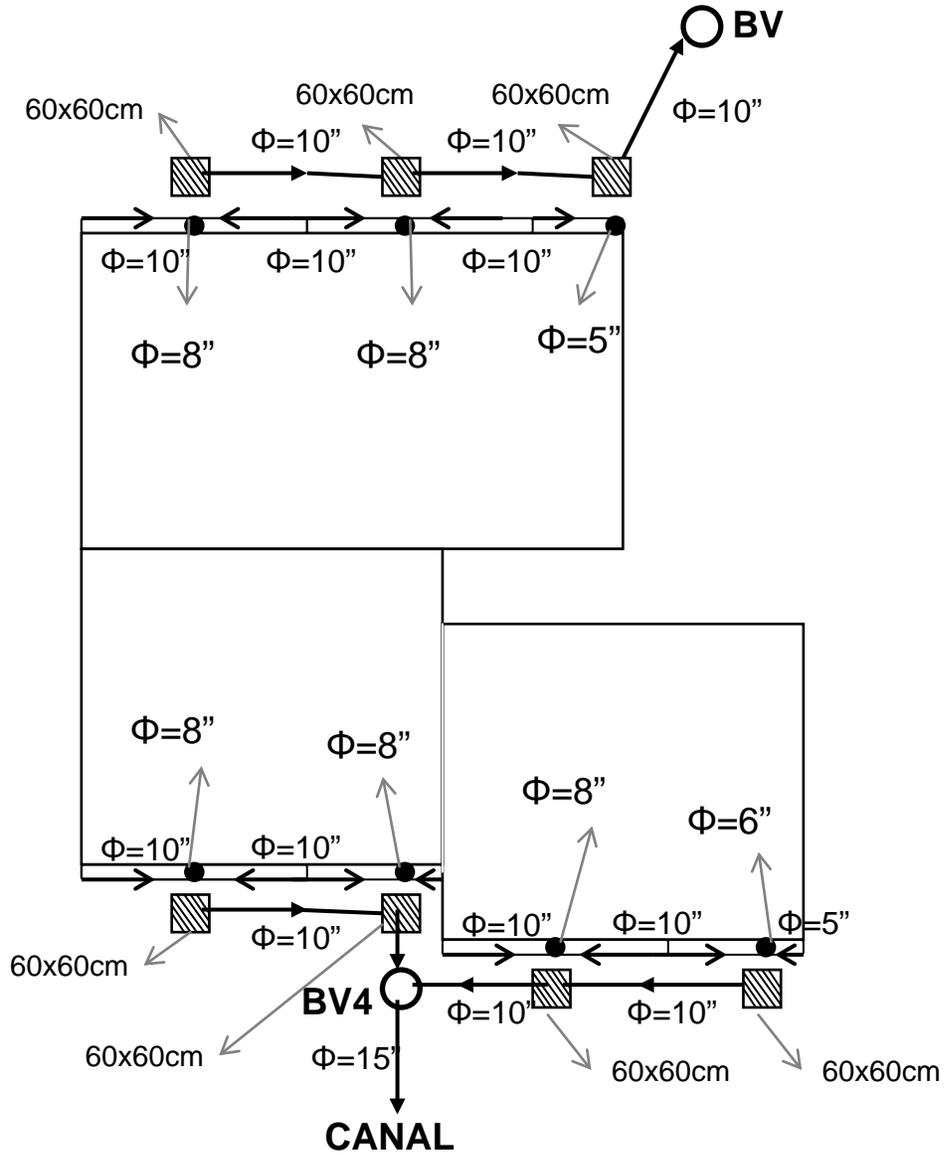
Dimensiones de bajantes

Bajante	Canales Drenados	Área Drenada (m²)	Φ (cm)	Gasto (l/s)
2	(1-2) + (2-3)	1240	20,32	41,54
4	(3-4) + (4-5)	1240	20,32	41,54
6	5-6	416	12,7	13,94
8	(7-8) + (8-9)	1240	20,31	41,54
10	(9-10) + (10-11)	696	15,24	23,32

Fuente: Durán Traviezo y Valera Albarrán (2011)

Los bajantes 8 y 10 se repiten para sección simétrica (0,38Ha está formado por 2 áreas simétricas como se observa en la figura)

Ilustración 8: Drenaje Pluvial (techos)



Fuente: Durán Traviezo y Valera Albarrán (2011)

Caudales de Diseño por Tramo

La ubicación y delimitación de las Áreas Tributarias de cada tramo se encuentran señaladas en el Plano "Áreas Tributarias del Centro Comercial"

anexo a esta investigación.

Una vez determinado el caudal unitario de diseño, se obtuvo las magnitudes de los caudales de diseño por estas áreas, que se muestran en la tabla 15.

Caudal unitario

Se calculará mediante la siguiente ecuación:

$$Q_{unitario} = Q_{area}/Longitud$$

Capacidad del área a servir

Para el cálculo de la capacidad de la calle se asumió un ancho de inundación de 5cm. Se empleó la ecuación a continuación:

$$Q = 0,00175 * \frac{Z}{n} * S_0^{1/2} * Y^{8/3}$$

Donde

$$Y = T/Z$$

Para ambas ecuaciones:

Q= caudal de drenaje de la cuneta (l/s)

Z= inverso de la pendiente transversal

Y= profundidad máxima (cm)

n= coeficiente de Manning (0,006 para pavimento asfáltico)

S₀= pendiente longitudinal de la calle

Capacidad del sumidero

Para el cálculo de la capacidad de la calle se asumió un ancho de

inundación de 5cm. Se empleó la ecuación a continuación:

$$Q = 0,335 * \frac{S_0^{1/2}}{n} * Y_p^{3/2}$$

Donde

$$Y_p = Y - 45 * S_x$$

Para ambas ecuaciones:

Q= caudal de drenaje de la cuneta (l/s)

S₀= pendiente longitudinal de la calle

Y= profundidad máxima (cm)

n= coeficiente de Manning (0,006 para pavimento asfáltico)

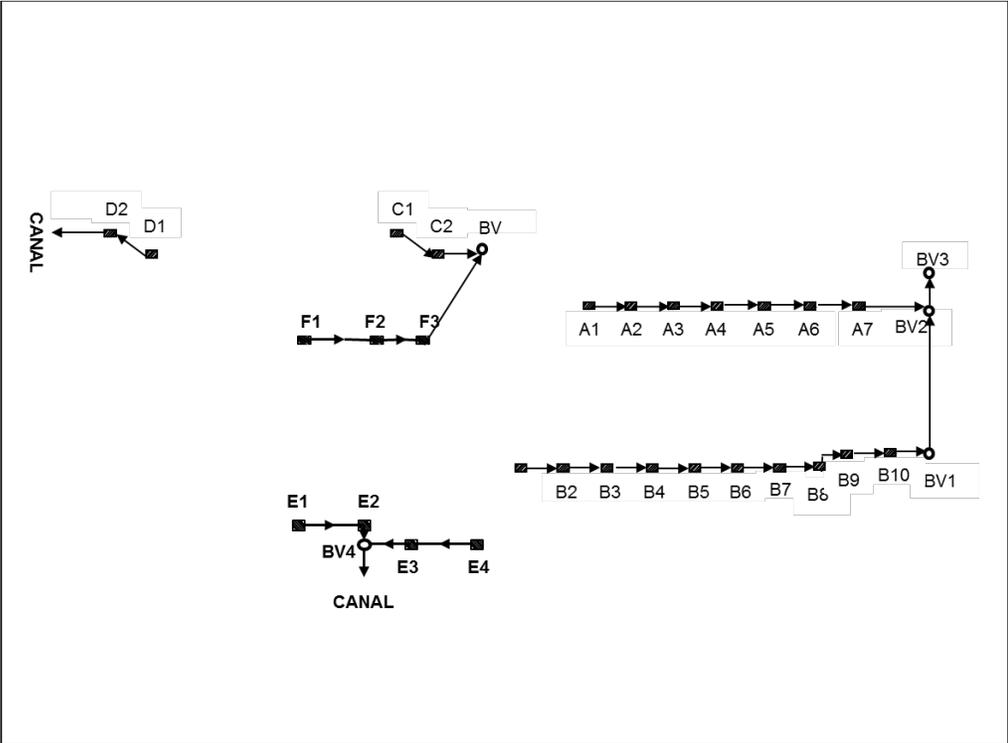
S_x= pendiente transversal

Distancias entre sumideros

Para determinar las distancias entre sumideros se empleó la siguiente ecuación:

$$d = \frac{Q_{\text{diseño por área}}}{Q_{\text{unitario de diseño}}}$$

Ilustración 9: Red de drenaje de aguas de lluvia



Fuente: Durán Traviezo y Valera Albarrán (2011)

Tabla 15

Capacidad de los sumideros

Tramo	Área (Ha)	Área total (ha)	Qárea (l/s)	L (m)	Qunit (l/s/m)	So	Sx	Z	Qcapacidad (l/s)
A	1	1,00	335,00	180,00	1,861	0,00361	0,01100	90,91	116,475
B	$0,76 + (0,1\text{Ha} \cdot 10)$	1,76	589,60	190,10	3,102	0,00684	0,01250	80,00	141,051
C	0,3*3	0,90	301,50	115,00	2,622	0,01621	0,01340	74,63	202,579
D	$0,7 + 0,15$	0,85	284,75	89,40	3,185	0,02390	0,01887	52,99	174,676

Fuente: Durán Traviezo y Valera Albarrán (2011)

Tabla 16

Distancias entre sumideros

Tramo	Yp (cm)	Qsumidero (l/s)	d1 (m)	Qsob (l/s)	QN (l/s)	d2 (m)	N
A	4,505	32,08	62,58	84,39	32,08	17,24	7
B	4,438	43,16	45,48	97,89	43,16	13,92	10
C	4,397	65,54	77,27	137,04	65,54	25,00	2
D	4,151	73,00	54,84	101,68	73,00	22,92	2

Fuente: Durán Traviezo y Valera Albarrán (2011)

Para la tabla 16:

d1= Distancia del 1er sumidero

d2= Distancia del 2do y otros sumidero

QN= Caudal capacidad nuevo

N= Numero de sumideros necesarios

Cálculo del Diámetro

De la misma manera que se hizo para cloacas, se escogerá un diámetro de colector, tal que su capacidad sea mayor al caudal de diseño obtenido, y que cumpla con los rangos de velocidad establecidos, para lo cual se basará en la ecuación (2.14):

$$V = \frac{R_H^{2/3} * I^{1/2}}{n}$$

Luego de obtenido el valor de la velocidad y haciendo uso de la ecuación de continuidad, obtenemos la capacidad de la tubería:

$$C = V * A$$

Cálculo de la Velocidad Real

Con el uso del nomograma de relaciones hidráulicas que vincula los diferentes elementos hidráulicos de una sección circular, se calculará la velocidad real de la misma manera que se realizó para el cálculo de cloacas.

Selección de la clase y tipo de Apoyo

Para la selección del tipo de apoyo adecuado para cada tramo se emplearon las tablas de valores para las diferentes condiciones de apoyo del tubo en el fondo de las zanjas, las profundidades máximas y mínimas a las cuales pueden ser instalados según su diámetro y clase.

Selección del tipo de Boca de Visita

Según los criterios establecidos en la Norma INOS, la selección del tipo de

boca de visita más idóneo se realizará en base a la profundidad del lomo del colector menos enterrado, la profundidad rasante del colector de salida y el diámetro del colector de salida, tal como se resume en la Tabla.

Tipo de Tapa de Boca de Visita

En vista de que la ubicación del colector se encuentra circundada de un área de tránsito vehicular y estará sometido a cargas pesadas se puede utilizar tapas de boca de visita Pesadas.

Tabla 17**Capacidad de los colectores**

Tramo	Qr (l/s)	Φ (m)	V (m/s)	Vr (m/s)	C (l/s)	Qr/Qc	Vr/Vc
A1-A2	32,08	0,25	0,79	0,89	38,71	0,83	1,13
A2-A3	64,16	0,38	1,04	1,08	118,24	0,54	1,04
A3-A4	96,24	0,38	1,04	1,17	118,24	0,81	1,12
A4-A5	128,33	0,40	1,08	1,23	135,58	0,95	1,14
A5-A6	160,41	0,46	1,18	1,33	196,81	0,82	1,12
A6-A7	192,49	0,46	1,18	1,35	196,81	0,98	1,14
A7-BV2	224,57	0,50	1,25	1,43	245,82	0,91	1,14
B1-B2	43,16	0,25	1,09	1,22	53,27	0,81	1,12
B2-B3	86,32	0,38	1,43	1,48	162,72	0,53	1,03
B3-B4	129,48	0,40	1,48	1,62	186,57	0,69	1,09
B4-B5	172,64	0,46	1,63	1,76	270,83	0,64	1,08
B5-B6	215,80	0,50	1,72	1,86	338,27	0,64	1,08
B6-B7	258,96	0,60	1,95	1,96	550,07	0,47	1,01
B7-B8	302,12	0,60	1,95	2,02	550,07	0,55	1,04
B8-BV0	345,28	0,50	1,91	2,18	375,66	0,92	1,14
BV0-B9	345,28	0,50	1,80	2,06	354,26	0,97	1,14
B9-B10	388,44	0,60	1,95	2,14	550,07	0,71	1,10
B10-BV1	431,60	0,60	2,74	2,85	774,23	0,56	1,04
BV1-BV2	431,60	0,60	2,16	2,37	609,60	0,71	1,10
BV2-BV3	656,17	0,75	1,62	1,85	716,41	0,92	1,14

Tramo	Qr (l/s)	Φ (m)	V (m/s)	Vr (m/s)	C (l/s)	Qr/Qc	Vr/Vc
C1-C2	65,54	0,25	1,67	1,87	82,02	0,80	1,12
C2-BV	131,08	0,38	1,19	1,35	134,77	0,97	1,14
D1-D2	73,00	0,38	1,03	1,11	116,41	0,63	1,08
D2-Canal	145,99	0,40	1,17	1,33	147,08	0,99	1,14
E1-E2	41,54	0,25	0,93	1,06	45,55	0,91	1,14
E2-BV4	64,86	0,25	1,36	1,55	66,90	0,97	1,14
E4-E3	23,32	0,25	0,78	0,83	38,11	0,61	1,07
E3-BV4	64,86	0,25	1,36	1,55	66,95	0,97	1,14
BV4-Canal	129,71	0,38	1,62	1,79	184,08	0,70	1,10
F1-F2	41,54	0,25	0,93	1,06	45,55	0,91	1,14
F2-F3	83,08	0,25	1,76	2,01	86,43	0,96	1,14
F3-BV	97,02	0,25	2,56	2,84	125,51	0,77	1,11

Fuente: Durán Traviezo y Valera Albarrán (2011)

Tabla 18**Diseño de los colectores**

TRAMO	L(m)	I (m/m)	Φ (m)	Cotas de Proyecto (m)				Banqueo Arriba (m)	Banqueo Abajo (m)	Clase y tipo de Apoyo
				Terreno Arriba	Terreno Abajo	Rasante Arriba	Rasante Abajo			
A1-A2	17,24	0,00361	0,25	445,50	445,44	444,10	444,04	1,40	1,40	1C
A2-A3	17,24	0,00361	0,38	445,44	445,50	443,91	443,88	1,53	1,62	1B
A3-A4	17,24	0,00361	0,38	445,50	445,39	443,88	443,83	1,62	1,56	1B
A4-A5	17,24	0,00361	0,40	445,39	445,29	443,81	443,71	1,58	1,58	1B
A5-A6	17,24	0,00361	0,46	445,29	445,30	443,65	443,61	1,64	1,69	1B
A6-A7	17,24	0,00361	0,46	445,30	445,30	443,61	443,54	1,69	1,76	1B
A7-BV2	29,50	0,00361	0,50	445,30	445,05	443,54	443,39	1,76	1,66	1B
B1-B2	13,92	0,00684	0,25	446,87	446,73	445,47	445,33	1,40	1,40	1C
B2-B3	13,92	0,00684	0,38	446,73	446,60	445,28	445,15	1,45	1,45	1B
B3-B4	13,92	0,00684	0,40	446,60	446,48	445,07	444,95	1,53	1,53	1B
B4-B5	13,92	0,00684	0,46	446,48	446,36	444,93	444,81	1,55	1,55	1B
B5-B6	13,92	0,00684	0,50	446,36	446,24	444,75	444,63	1,61	1,61	1B
B6-B7	13,92	0,00684	0,60	446,24	446,12	444,63	444,51	1,61	1,61	1B
B7-B8	13,92	0,00684	0,60	446,12	446,00	444,47	444,35	1,65	1,65	1B
B8-B9	13,92	0,00684	0,60	446,00	445,83	444,35	444,18	1,65	1,65	1B
B9-B10	13,92	0,00684	0,60	445,83	445,74	444,18	444,05	1,65	1,69	1B
B10-BV1	16,50	0,01355	0,60	445,74	445,77	444,05	443,85	1,69	1,92	1B
BV1-BV2	89,30	0,00840	0,60	445,77	445,05	443,85	442,78	1,92	2,27	1B
BV2-BV3	17,00	0,00353	0,75	445,05	444,95	442,78	442,41	2,27	2,54	1A
C1-C2	25,00	0,01621	0,25	446,15	445,74	444,75	444,34	1,40	1,40	1C

TRAMO	L(m)	I (m/m)	Φ (m)	Cotas de Proyecto (m)				Banqueo Arriba (m)	Banqueo Abajo (m)	Clase y tipo de Apoyo
				Terreno Arriba	Terreno Abajo	Rasante Arriba	Rasante Abajo			
C2-BV	20,20	0,00469	0,38	445,74	445,65	444,21	444,12	1,53	1,53	1B
D1-D2	22,92	0,00350	0,38	447,55	448,3	446,02	445,94	1,53	2,36	1A
D2-Canal	27,40	0,00425	0,40	448,3	448,30	445,92	445,80	2,38	2,50	1A
E1-E2	30,90	0,00500	0,25	448,90	448,95	447,50	447,35	1,40	1,60	1C
E2-BV4	10,20	0,01078	0,25	448,95	448,84	447,35	447,24	1,60	1,60	1C
E4-E3	30,90	0,00350	0,25	448,90	448,85	447,50	447,39	1,40	1,46	1C
E3-BV4	17,35	0,01080	0,25	448,85	448,84	447,39	447,20	1,46	1,64	1C
BV4-Canal	38,85	0,00875	0,38	448,84	448,50	447,07	446,73	1,77	1,77	1B
F1-F2	30,90	0,00500	0,25	448,85	448,90	447,45	447,30	1,40	1,60	1C
F2-F3	30,90	0,01800	0,25	448,90	448,90	447,30	446,74	1,60	2,16	1B
F3-BV	65,58	0,03796	0,25	448,90	445,65	446,74	444,25	2,16	1,40	1B

Fuente: Durán Traviezo y Valera Albarrán (2011)

Cómputos Métricos

En los cómputos métricos se calcularán las cantidades de obras que serán objeto de contratos, para la inscripción de partidas y su código se adapta a las especificaciones de construcción de acueductos y alcantarillados.

A continuación se muestran las plantillas para el cálculo de las cantidades de obras. El cálculo de la excavación se calculó con ancho de zanja sin entibado.

A continuación se muestra la planilla de Mediciones de Cómputos Métricos en la Tabla 19 y los Cómputos Métricos en la Tabla 20.

Dónde:

L (m): Longitud del tramo, medida de eje a eje de Boca de Visita

Φ m): diámetro del colector

B_{arriba}: Banqueo Aguas arriba (Comienzo del Tramo)

B_{abajo}: Banqueo Aguas Abajo (fin del tramo)

B_{promedio} = (B_{arriba} + B_{abajo})/2

A (m): Ancho de zanja

Exc. A Maquina (m³) = LxAxB_{promedio}

Exc. A mano (m³): (B_{arriba} + 0.2) x Área de la base BV

Desalojo (m³): Área del colector x l + Volumen interno BV

Relleno mat. Exc. (m³) = (Exc. Máquina+ Exc. Mano - desalojo) x 0.8

Relleno mat. Prést. (m³) = (Exc. Máquina+ Exc. Mano - desalojo) x 0.2

Bote (m³) = desalojo+ equivalente al material de préstamo

Cilindro (ml): B_{arriba} - Φ - 1.10m (para BV tipo la)

Tabla 19

Cálculo de cómputos métricos para drenaje

TRAMO	L (m)	Φ (m)	Banqueo Arriba (m)	Banqueo Abajo (m)	Banqueo promedio (m)	Ancho Zanja (m)	Exc. Maq. (m3)	Exc. Mano (m3)	Desalojo (m3)	Relleno mat. (m3)	Relleno mat. prést (m3)	Bote (m3)	Cilindro (ml)
A1-A2	17,24	0,25	1,40	1,40	1,40	0,70	16,89		0,85	12,84	3,21	4,06	
A2-A3	17,24	0,38	1,53	1,62	1,58	0,90	24,47		1,95	18,01	4,50	6,46	
A3-A4	17,24	0,38	1,62	1,56	1,59	0,90	24,70		1,95	18,20	4,55	6,50	
A4-A5	17,24	0,40	1,58	1,58	1,58	0,90	24,51		2,17	17,87	4,47	6,63	
A5-A6	17,24	0,46	1,64	1,69	1,67	1,00	28,74		2,86	20,70	5,17	8,04	
A6-A7	17,24	0,46	1,69	1,76	1,73	1,00	29,76		2,86	21,51	5,38	8,24	
A7-BV2	29,50	0,50	1,76	1,66	1,71	1,00	52,76		5,13	38,11	9,53	14,65	
B1-B2	13,92	0,25	1,40	1,40	1,40	0,70	13,64		0,68	10,36	2,59	3,27	
B2-B3	13,92	0,38	1,45	1,45	1,45	0,80	16,14		0,98	12,13	3,03	4,02	
B3-B4	13,92	0,40	1,53	1,53	1,53	0,90	19,16		1,58	14,07	3,52	5,09	
B4-B5	13,92	0,46	1,55	1,55	1,55	0,90	19,41		1,75	14,13	3,53	5,28	
B5-B6	13,92	0,50	1,61	1,61	1,61	1,00	22,40		2,31	16,07	4,02	6,33	
B6-B7	13,92	0,60	1,61	1,61	1,61	1,00	22,40		2,31	16,07	4,02	6,33	
B7-B8	13,92	0,60	1,65	1,65	1,65	1,10	25,26		2,73	18,02	4,50	7,24	
B8-B9	13,92	0,60	1,65	1,65	1,65	1,10	25,26		2,73	18,02	4,50	7,24	
B9-B10	13,92	0,60	1,65	1,69	1,67	1,10	25,60		2,73	18,30	4,57	7,31	
B10-BV1	16,50	0,60	1,69	1,92	1,81	1,10	32,83	4,26	4,60	25,99	6,50	11,10	0,09
BV1-BV2	89,30	0,60	1,92	2,27	2,10	1,10	206,16	4,78	18,90	153,63	38,41	57,31	0,32
BV2-BV3	17,00	0,75	2,27	2,54	2,41	1,10	35,91	5,57	4,02	29,97	7,49	11,52	0,67
C1-C2	25,00	0,25	1,40	1,40	1,40	0,70	24,50		1,23	18,62	4,65	5,88	
C2-BV	20,20	0,38	1,53	1,53	1,53	0,90	27,82	3,89	3,65	22,44	5,61	9,27	0,05

TRAMO	L (m)	Φ (m)	Banqueo Arriba (m)	Banqueo Abajo (m)	Banqueo promedio (m)	Ancho Zanja (m)	Exc. Maq. (m3)	Exc. Mano (m3)	Desalojo (m3)	Relleno mat. (m3)	Relleno mat. prést (m3)	Bote (m3)	Cilindro (ml)
D1-D2	22,92	0,38	1,53	2,36	1,95	0,90	40,12		2,60	30,02	7,50	10,10	
D2-Canal	27,40	0,40	2,38	2,50	2,44	0,90	60,13		3,44	45,35	11,34	14,78	
E1-E2	30,90	0,25	1,40	1,60	1,50	0,70	32,49		1,52	24,78	6,20	7,71	
E2-BV4	10,20	0,25	1,60	1,60	1,60	0,70	11,46	4,06	0,50	12,01	3,00	3,50	0,25
E4-E3	30,90	0,25	1,40	1,46	1,43	0,70	30,91		1,52	23,52	5,88	7,40	
E3-BV4	17,35	0,25	1,46	1,64	1,55	0,70	18,79	3,73	0,85	17,33	4,33	5,18	0,11
BV4-Canal	38,85	0,38	1,77	1,77	1,77	0,90	61,73	4,42	4,41	49,40	12,35	16,76	0,29
F1-F2	30,90	0,25	1,40	1,60	1,50	0,70	32,49		1,52	24,78	6,20	7,71	
F2-F3	30,90	0,25	1,60	2,16	1,88	0,70	40,72		1,52	31,36	7,84	9,36	
F3-BV	65,58	0,25	2,16	1,40	1,78	0,70	81,73	3,60	3,22	65,69	16,42	19,64	0,05

Fuente: Durán Traviezo y Valera Albarrán (2011)

Tabla 20**Cómputos métricos para drenaje**

Proyecto: Drenajes Centro Comercial		
Ubicación: San Diego, Edo Carabobo.		
Descripción:	Unidad	Cantidad
Replanteo	m	729,97
Movimiento de tierras.		
<i>Excavación a máquina de zanjas.</i>		
Profundidad de 0 a 3,5 m.	m ³	1128,9
<i>Excavación a mano de zanjas.</i>		
Profundidad de 0 a 3,5 m.	m ³	34,3
Relleno.		
Con material de Excavación.	m ³	859,3
Con material de préstamo.	m ³	214,8
Suministro y transporte de material de préstamo.	m ³	214,8
Bote.		
Bote de tierra sin arreglo.	m ³	303,9
Colocación de tuberías.		
Tuberías PVC de diámetro 0,25 m (10")	m	272,88
Tuberías PVC de diámetro 0,30 m (12")	m	13,92
Tuberías PVC de diámetro 0,38 m (15")	m	130,36
Tuberías PVC de diámetro 0,40 m (16")	m	58,55
Tuberías PVC de diámetro 0,46 m (18")	m	93,16
Tuberías PVC de diámetro 0,50 m (20")	m	161,10
Conexiones de Drenajes.		
Sumideros de Reja 0,6m x 0,6 m	und.	7
Sumideros de Reja 1,5m x 0,9 m	und.	21
Base para Boca de Visita la	und.	5
Cilindro diámetro 1,22 (tipo A)	m	1,84

Proyecto: Drenajes Centro Comercial		
Ubicación: San Diego, Edo Carabobo.		
Descripción:	Unidad	Cantidad
Cono diámetro 1,22 x 0,61 Tipo A	und.	5
Tipo Pesado	jgo	5

Fuente: Durán Traviezo y Valera Albarrán (2011)

CONCLUSIONES

El proyecto de Diseño de los Sistemas de Acueductos, Cloacas y Drenajes del Centro Comercial es solo una parte de lo que requiere esta instalación, ya que a partir de estos se debe desarrollar y calcular las instalaciones sanitarias que requiera el mismo para su perfecto funcionamiento.

A través del cumplimiento de los objetivos establecidos se pudo llegar a las siguientes conclusiones:

-Los resultados obtenidos en el cálculo de las dotaciones son confiables, sin embargo, se podrían obtener resultados más precisos, contando con una información más detallada de los establecimientos que existirán el centro comercial.

- Se logró realizar un diseño del Colector de Aguas Negras propuesto, bajo los requerimientos y criterios establecidos por la respectiva Normativa Legal vigente en Venezuela, de modo tal que este sea capaz de conducir, de manera óptima, las aguas servidas provenientes del Centro Comercial, hasta el punto de disposición ubicado en la calle Este-Oeste L-97 la zona, hasta el sitio de disposición final en donde reciban un apropiado tratamiento para que se cumpla con las condiciones mínimas necesarias para su vertido en un efluente natural.

-Se logró realizar un diseño del Sistema de abastecimiento Aguas Blancas propuesto, bajo los requerimientos y criterios establecidos por la respectiva Normativa Legal vigente en Venezuela, de modo tal que este sea capaz de conducir, de manera óptima, el agua desde el punto de aducción en la calle hasta el Centro Comercial.

-Se logró realizar un diseño de Drenaje de aguas de Lluvia propuesto, bajo los requerimientos y criterios establecidos por la respectiva Normativa Legal

vigente en Venezuela, de modo tal que este sea capaz de conducir, de manera óptima, las aguas de lluvia en el Centro Comercial. Este drenaje será en algunas zonas de manera natural y en otras serán captadas a través de sumideros.

RECOMENDACIONES

Con la realización de este proyecto y con la recopilación de información de la data necesaria, se pudo identificar una serie de factores que dificultaron que se llevara a cabo un cálculo preciso de los parámetros necesarios para realizar el diseño de los sistemas, y a su vez muchos de los parámetros de diseño empleados que deben ser tratados con un alto nivel de control en la aplicación, debido a que estos afectan considerablemente el comportamiento hidráulico del flujo que transita por ellos. Por lo que es necesario presentar las siguientes recomendaciones:

- Realización de un estudio exhaustivo los establecimientos que existirán en el centro comercial.

- Revisión del sistema de drenajes de las adyacencias (red pública), pues es conocido que existen los problemas de drenajes de la zona. En tal sentido, se sugiere la revisión y evaluación del sistema de drenaje externo, con la finalidad de fijar criterios para la definición de cotas de fundación, accesos de la vialidad, acceso a las instalaciones del centro comercial, de tal manera que el drenaje externo no afecte la operatividad del centro comercial.

- En la aplicación del proyecto se debe mantener las pendientes de diseño con un mínimo margen de error, puesto a que estas serán determinantes en el comportamiento hidráulico ya que el flujo es por gravedad.

- En la aplicación se debe mantener lo establecido en el diseño, con respecto a la selección del tipo de estructuras a utilizar (bocas de visita, tapa, tipos de apoyo etc).

- Adicionalmente, se sugiere implementar un plan de mantenimiento regular de todos los sistemas, dado que el correcto funcionamiento del sistema depende del buen estado de los mismos.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Arocha, S. (1983). *Cloacas y drenajes: teoría y diseño*. Venezuela. Ediciones Vega.

Arocha, S. (1977). *Abastecimiento de Agua: teoría y diseño*. Venezuela. Ediciones Vega.

Bolinaga, J. (1999). *Proyectos de ingeniería hidráulica*. Tomo II. Caracas. Fundación polar.

De Frenza, M. *Manual de proyecto y cálculo de sistemas de recolección de aguas servidas en urbanismos*. Naguanagua. Universidad de Carabobo, Facultad de Ingeniería.

Gaceta oficial de la República de Venezuela: Normas Generales para el Proyecto de Alcantarillados, Caracas, Abril de 1999, N° 5318.

Gaceta Oficial de la República Bolivariana de Venezuela: Normas Sanitarias para el Proyecto, Construcción, Ampliación, Reforma y Mantenimiento de Edificaciones, Caracas, Septiembre de 1988, N° 4044 Extraordinaria.

Gaceta Oficial de la República Bolivariana de Venezuela: Normas Sanitarias para el Proyecto, Construcción, Ampliación, Reforma y Mantenimiento de las Instalaciones Sanitarias para Desarrollos Urbanísticos, Caracas, Junio de 1989, N° 4103 Extraordinaria.

Guevara, V. (2006). *Apuntes de Acueductos y Cloacas*.
Naguanagua Universidad de Carabobo, Facultad de Ingeniería

Guevara Pérez, E. y Cartaya di Lena, H. (2004). *Hidrología Ambiental*. Naguanagua. Universidad de Carabobo, Facultad de Ingeniería.

Normas e instructivos para proyectos de Alcantarillados, del Instituto Nacional de Obras Sanitarias (INOS). Caracas, abril de 1975

Palacio, A.. (2004). *Acueductos, Cloacas y Drenajes*. UCAB

Potter, M. y Wiggert, D.(2002). *Mecánica de los fluidos*.3era edición.
México. Editorial Thomson.

ANEXOS

ANCHOS DE ZANJAS

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

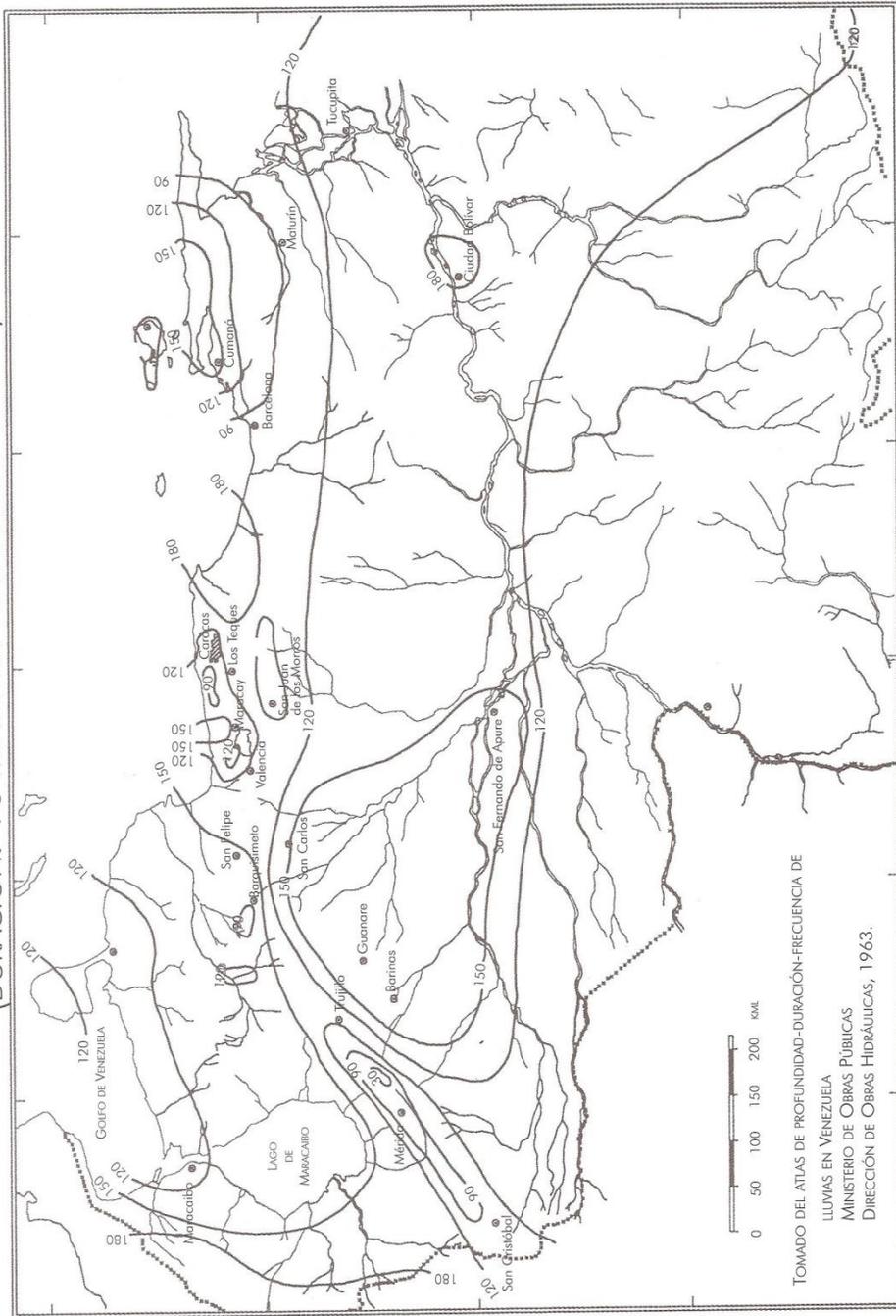
DIAMETRO		ANCHO DE ZANJA	
mm	Pulg.	Sin Entibado cm.	Con Entibado cm.
1050	42	190	210
1200	48	210	230
1350	54	230	250
1500	60	250	270
1650	66	260	280
1800	72	280	300
1950	78	300	320
2100	84	320	340
2250	90	330	350
2400	96	350	370
2550	102	360	380
2700	108	380	400

Tabla 5.2 Anchos de zanja en centímetros según diámetro interior del tubo con o sin entibado
Fuente: Especificaciones de Construcción de Obras de Acueductos y Alcantarillados.

Fuente: María de Frenza. Manual de proyecto y cálculo de sistemas de recolección de aguas servidas en urbanismos

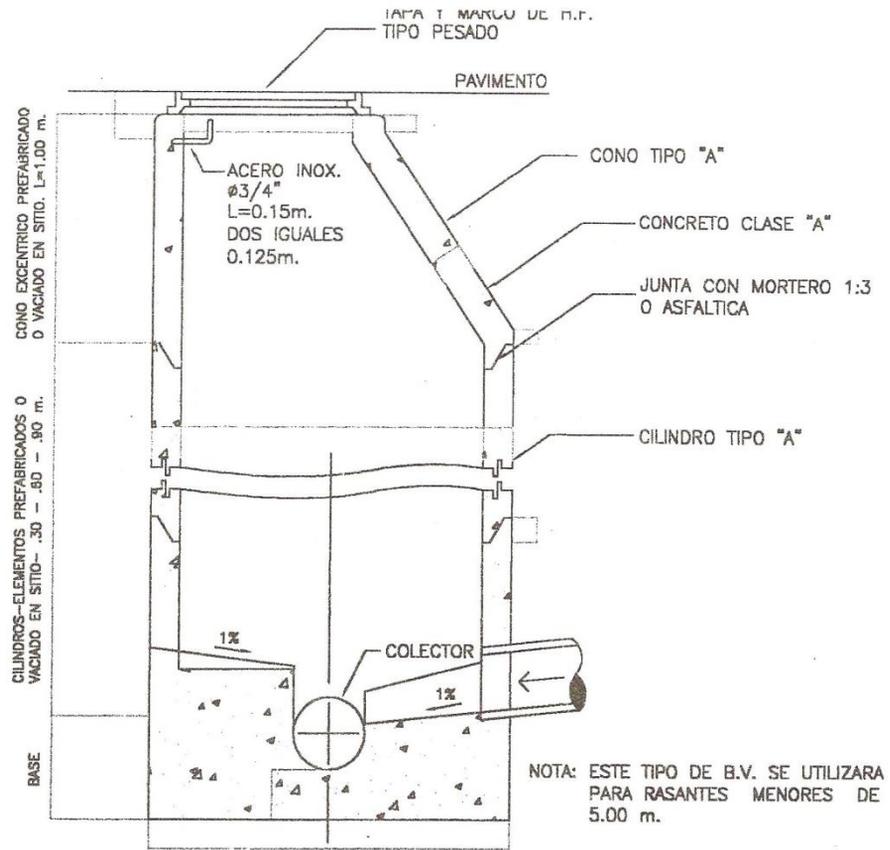
CURVAS DE INTENSIDAD DE LAS LLUVIAS EN VENEZUELA, EN mm/h

(DURACIÓN: 10 MINUTOS. FRECUENCIA: 5 AÑOS)



TOMADO DEL ATLAS DE PROFUNDIDAD-DURACIÓN-FRECUENCIA DE LLUVIAS EN VENEZUELA
MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS
DIRECCIÓN DE OBRAS HIDRÁULICAS, 1963.

Fuente: Gaceta Oficial de la República Bolivariana de Venezuela N/4.044 Extraordinario



SECCION A-A

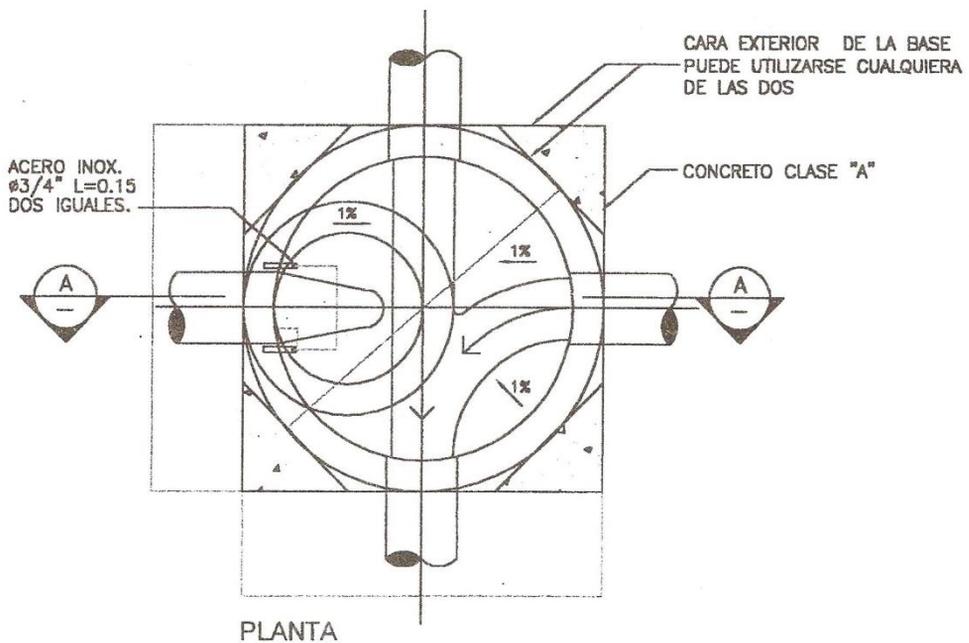
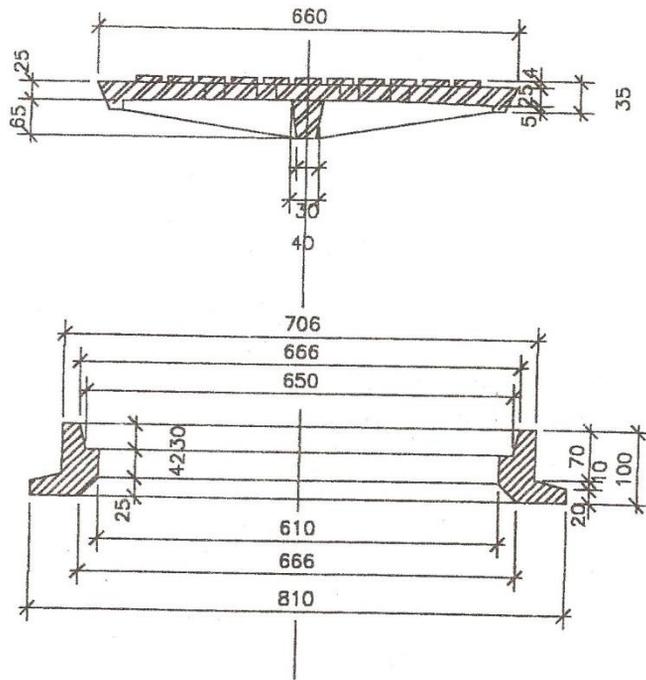


FIG 4.1 DE BOCA DE VISITA TIPO Ia

Fuente: María de Frenza. Manual de proyecto y cálculo de sistemas de recolección de aguas servidas en urbanismos



CORTE A-A
ESC.1:10

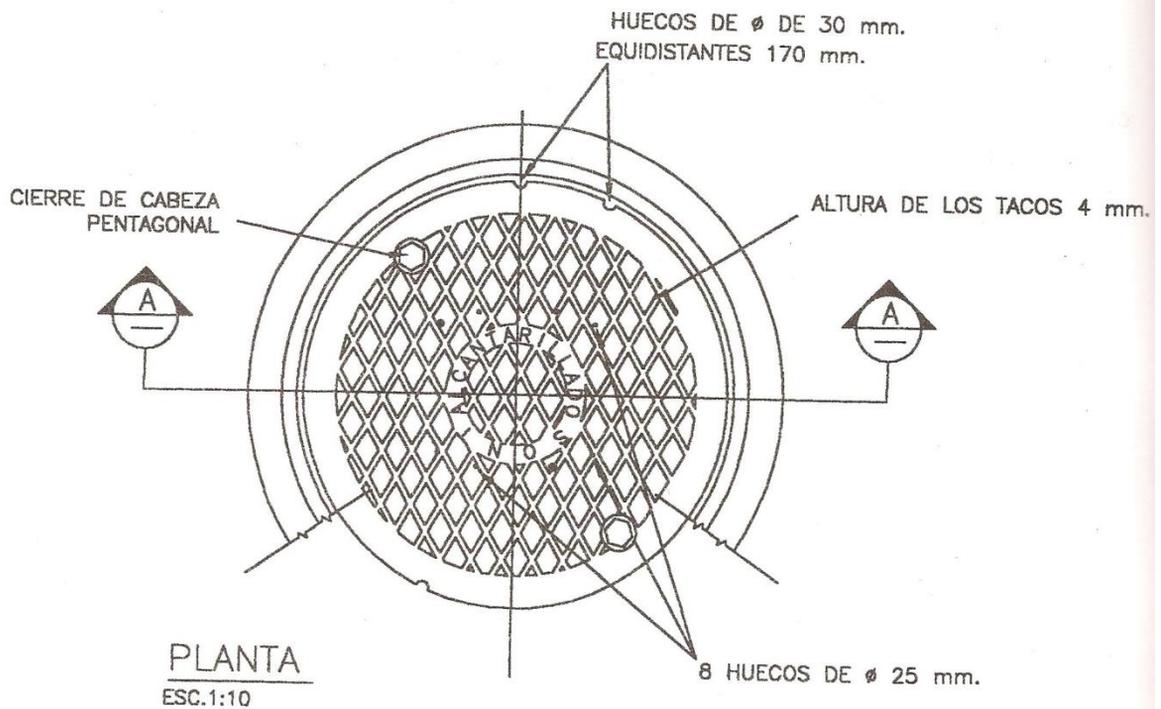


FIG 4.10 TAPA DE HIERRO FUNDIDO
 \varnothing 0.61 mts. - TIPO PESADO

Fuente: María de Frenza. Manual de proyecto y cálculo de sistemas de recolección de aguas servidas en urbanismos

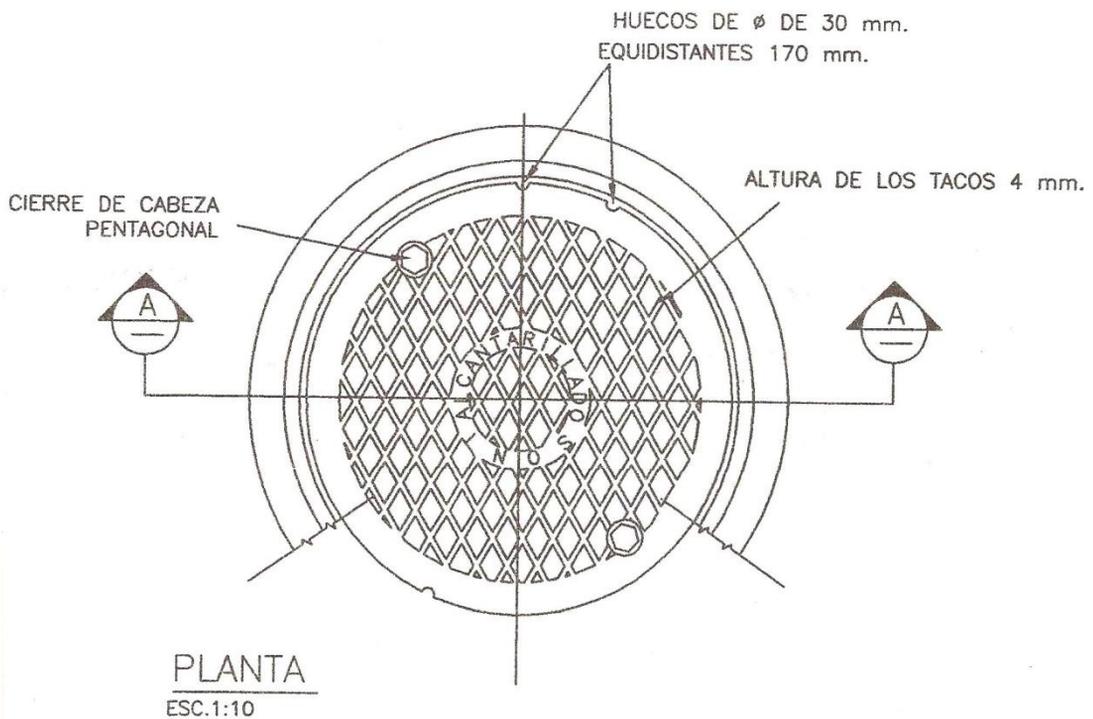
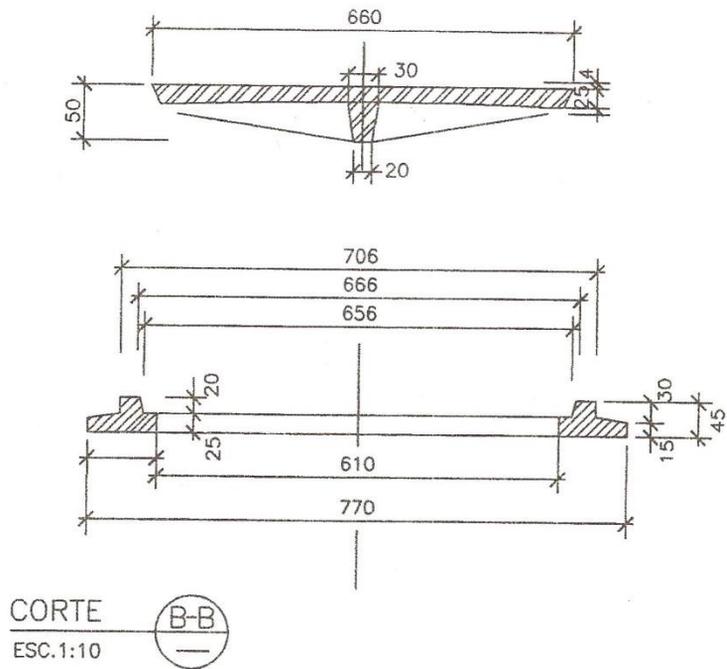


FIG 4.9 TAPA DE HIERRO FUNDIDO
Ø 0.61 mts. - TIPO LIVIANA

Fuente: María de Frenza. Manual de proyecto y cálculo de sistemas de recolección de aguas servidas en urbanismos