

TUES
1501
F471g
2000
Ej. 2

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
INGENIERIA CIVIL



**GUIA PARA EL DISEÑO DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE
AGUA POTABLE Y SISTEMAS DE ALCANTARILLADO DE AGUAS
NEGRAS Y AGUAS LLUVIAS.**

PRESENTADO POR

SANTOS FIGUEROA

15101904

JAMES WILFREDO LINARES ALVARENGA

LAURA BEATRIZ OCHOA VILLACORTA

15101904

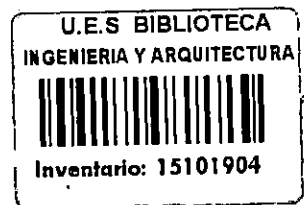
PARA OPTAR AL TITULO DE

INGENIERO CIVIL



4709

CIUDAD UNIVERSITARIA, FEBRERO DE 2000.



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

RECTORA :
DRA. MARÍA ISABEL RODRIGUEZ

SECRETARIA GENERAL :
LIC. LIDIA MARGARITA MUÑOZ VELA

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

DECANO :
ING. ALVARO ANTONIO AGUILAR ORANTES

SECRETARIO :
ING. SAUL ALFONSO GRANADOS

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

DIRECTOR :
ING. LUIS RODOLFO NOSIGLIA DURAN

**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL**

Trabajo de Graduación previo a la opción al grado de:

INGENIERO CIVIL

Título :

**GUIA PARA EL DISEÑO DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA
POTABLE Y SISTEMAS DE ALCANTARILLADO DE AGUAS NEGRAS Y
AGUAS LLUVIAS.**

Presentado por :

**SANTOS FIGUEROA
JAMES WILFREDO LINARES ALVARENGA
LAURA BEATRIZ OCHOA VILLACORTA**

Trabajo de Graduación aprobado por:

Coordinador :

ING. MIGUEL ANGEL RIVAS MONTERROSA

Asesores :

ING. JOAQUIN MARIANO SERRANO CHOTO

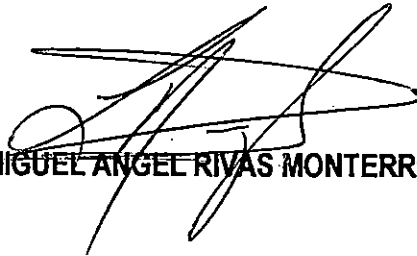
ING. RICARDO ERNESTO HERRERA MIRON

San Salvador, Febrero de 2000.

Trabajo de Graduación aprobado por:

Coordinador :

ING. MIGUEL ANGEL RIVAS MONTERROSA



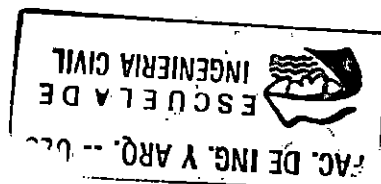
Asesor :

ING. JOAQUIN MARIANO SERRANO CHOTO



Asesor :

ING. RICARDO ERNESTO HERRERA MIRON



DEDICATORIA

A DIOS:

Por permitirme finalizar mis metas,
protegiendome y brindandome sabiduria

A MI MADRE:

María Rubia Figueroa.

Por su amor sacrificio y apoyo en todo
momento

A MIS HERMANOS:

Elena, Ana Yancy, Orfilia, Ramon por su
comprensión en todo momento y su apoyo
cuando más lo necesitaba

A MIS AMIGOS:

Sonia, Alex, Alberto, Doris y Carolina, y a todos
aquellos que me apoyaron, para terminar mis
estudios

SANTOS FIGUEROA

DEDICATORIA

A DIOS:

Por permitirme alcanzar mis metas,
protegiendome y brindandome sabiduria

A MIS PADRES:

Sabino Linares Moran e Irma Gladis Alvarenga
De Linares. Por sacrificarse y apoyarme en
todo momento

A MIS HERMANOS:

Aldo Orcy e Irma Gladis, por darme animos en
todo momento y apoyarme cuando más lo
necesitaba

A MIS AMIGOS:

Que me apoyaron y animaron, para alcanzar
esta meta

JAMES WILFREDO

DEDICATORIA

A Dios Todopoderoso y a la Virgen Santísima, que me brindaron la fuerza y la luz necesaria para seguir adelante y terminar con este trabajo de graduación.

A mi mamá y mi abuela porque sin la ayuda y el sacrificio de ellas jamás lo habría logrado, y porque fueron las personas donde más fuerza encontré y los seres que más ánimo me brindaron.

A mis tíos: Jaime y su esposa Margarita; Angel y su esposa Leti por darme su apoyo y siempre alentarme a continuar.

A mis Primos: Silvia, Rodrigo, Ligia y Larissa porque sobre todo en los últimos años me ayudaron con sus palabras y su presencia.

A la familia Rosales Montes, por ayudarme en estos años de estudio; y a mis tías María Villacorta y Clara Villacorta de Gattás por estar siempre cerca de mi familia.

LAURA BEATRIZ

INDICE

	PAG.
Introducción.....	i
CAPITULO I: GENERALIDADES.....	1
1.1 ANTECEDENTES Y PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	2
1.1.1 Antecedentes.....	2
1.1.2 Planteamiento del Problema.....	3
1.2 OBJETIVOS, ALCANCES Y LIMITACIONES.....	5
1.2.1 Objetivos.....	5
1.2.1.1 Objetivos Generales.....	5
1.2.1.2 Objetivos Específicos.....	5
1.2.2 Alcances.....	6
1.3.3 Limitaciones.....	7
1.3 JUSTIFICACIÓN.....	8
1.4 METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN.....	9
CAPITULO II : SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE.....	10
2.1 DESARROLLO HISTÓRICO DE LOS SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA.....	11
2.2 CONCEPTOS FUNDAMENTALES.....	12
2.3 POBLACIÓN DE PROYECTOS Y DENSIDAD DE POBLACIÓN.....	16
2.3.1 Población de Proyectos.....	16
2.3.2 Densidad de Población.....	19
2.4 MÉTODOS DE PROYECCIÓN DE POBLACIÓN.....	20

2.4.1	Método Aritmético.....	22
2.4.2	Método Geométrico.....	24
EJEMPLO 1	26
EJEMPLO 2	27
2.4.3	Método Logístico.....	31
EJEMPLO 3	34
2.4.4	Método de Proporción de Crecimiento Curvilíneo.....	36
EJEMPLO 4	37
2.4.5	Método Comparativo.....	39
EJEMPLO 5	40
2.5	PERÍODO DE DISEÑO Y VIDA ÚTIL DE PROYECTOS.....	43
2.5.1	Período de Diseño.....	43
2.5.2	Vida útil de las instalaciones.....	45
2.6	ESTUDIO DE DEMANDAS.....	46
2.6.1	Consumo de Agua.....	46
2.6.2	Consumo de agua para El Salvador.....	50
2.6.3	Variaciones en la Demanda.....	54
2.6.4	Factores de Demanda.....	57
2.6.5	Demanda por Incendio.....	58
2.6.6	Demanda Coincidente.....	60
2.7	SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA.....	61
2.7.1	Partes Específicas del Sistema de Abastecimiento de Agua.....	62
2.7.1.1	Fuentes de Abastecimiento.....	62
2.7.1.2	Captación.....	64
2.7.1.3	Conducción.....	64
2.7.1.4	Tratamiento de las aguas.....	64
2.7.1.5	Almacenamiento y Regularización.....	65
2.7.1.6	Distribución.....	68
2.7.2	Tipos de sistemas de Abastecimiento de Agua.....	68

2.8	CÁMARAS DE BOMBEO.....	71
2.8.1	Dimensiones de las Cámaras.....	74
2.8.2	Carcamos de Bombeo.....	75
2.8.3	Piezas Especiales.....	78
2.8.4	Tubería de Succión.....	78
2.8.5	Tubería de Descarga.....	80
2.8.6	Equipos de Bombeo.....	81
2.9	ALMACENAMIENTO.....	83
2.9.1	Tanques de Distribución.....	83
2.9.1.1	Capacidad de los Tanques de Distribución.....	83
2.9.1.2	Detalles del diseño de Tanques de Distribución.....	85
2.9.1.3	Profundidad de los depósitos.....	86
2.9.1.4	Fondo.....	86
2.9.1.5	Elementos Accesorios de los Depósitos.....	87
EJEMPLO 6	98
EJEMPLO 7	105
2.9.2	Tanques de Succión.....	114
2.9.2.1	Diseño Geométrico.....	114
2.9.2.2	Operación de tanques de succión.....	116
2.9.3	Tanque de equilibrio.....	118
2.9.3.1	Caudal Promedio y Real de bombeo en los sistemas de Abastecimiento..	118
2.9.3.2	Cargas Dinámicas Parciales y Totales de Equipos de Bombeo.....	121
2.10	LÍNEAS DE CONDUCCIÓN.....	123
2.10.1	Consideraciones Generales.....	123
2.10.2	Materiales usados en líneas de conducción.....	128
2.10.3	Tipos de Junta.....	128
2.10.4	Tuberías de Hierro Fundido.....	130
2.10.5	Tubería de Acero.....	131
2.10.6	Tubería de Plástico PVC (Cloruro de Polivinilo).....	132

2.10.7 Capacidad de una Línea de Conducción.....	134
2.10.7.1 Ecuación Racional (Darcy- Weisbach).....	135
2.10.7.2 Ecuación de Manning.....	135
2.10.7.3 Ecuación Exponencial (Empírica) : Hazen Williams.....	136
2.10.8 Diseño de una Línea de Conducción.....	137
EJEMPLO 8.....	142
2.10.9 Metodología del Diseño.....	145
2.10.9.1 Trazo Planimétrico.....	145
2.10.9.2 Trazo Altimétrico.....	146
2.10.9.3 Cálculo Hidráulico.....	148
2.10.9.4 Localización de accesorios y válvulas.....	149
2.10.10 Válvulas y Accesorios de los Sistemas de Abastecimiento de Agua Potable.....	149
2.10.10.1 Accesorios y Dispositivos de Control.....	150
2.10.10.1.1 Accesorios.....	150
2.10.10.1.2 Dispositivos de Protección y Control de Bombas y Tuberías.....	152
2.11 DISTRIBUCION.....	161
2.11.1 Sistema Ramificado.....	162
2.11.2 Sistema en Malla.....	163
2.11.3 Sistema Combinado.....	163
2.11.4 Componentes del Sistema de Distribución.....	164
2.11.4.1 Tuberías.....	164
2.11.4.2 Válvulas.....	166
2.11.4.3 Hidrantes.....	167
2.11.5 Red de Distribución con Tanque de Compensación o de Equilibrio.....	167
2.11.6 Presiones Requeridas y Velocidades de Flujo en la Red.....	171
2.11.7 Caudal de Diseño de la Red de Distribución.....	171
EJEMPLO 9	172
EJEMPLO 10	220

III.	ALCANTARILLADO DE AGUAS NEGRAS.....	261
3.1	DESARROLLO HISTÓRICO DE LOS SISTEMAS DE DRENAJE DE AGUAS NEGRAS.....	262
3.2	CONCEPTOS.....	263
3.3	CÁLCULO DE CAUDALES DE DISEÑO.....	264
3.4	COMPONENTES DEL SISTEMA DE AGUAS NEGRAS.....	265
3.4.1	Componentes principales de los sistemas de alcantarillas.....	265
3.5	DISEÑO DE ELEMENTOS DE UN SISTEMA: DISEÑO DE ALCANTARILLAS LLENAS Y PARCIALMENTE LLENAS.....	269
3.5.1	Diseño de alcantarillas llenas.....	271
3.5.2	Diseño de Alcantarillas parcialmente llenas.....	273
EJEMPLO 11	275
3.6	PROYECTOS DE REDES DE ALCANTARILLADO.....	278
EJEMPLO 12	279
IV.	ALCANTARILLADO DE AGUAS LLUVIAS.....	304
	DISEÑO DE ALCANTARILLADO DE AGUAS LLUVIAS.....	305
4.1	PROCEDIMIENTO DE DISEÑO.....	305
4.2	MÉTODO RACIONAL.....	307
4.3	COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA.....	310
4.4	INTENSIDAD DE LLUVIA.....	311
4.4.1	Ajuste de Intensidades máximas anuales.....	313
4.5	ÁREA DE DRENAJE.....	314
4.6	COMPONENTES DEL SISTEMA DE AGUAS LLUVIAS.....	315

4.7	CONSIDERACIONES DE VELOCIDADES Y PENDIENTES.....	323
4.8	CAPACIDAD DE LA TUBERÍA.....	325
	EJEMPLO 13	325
V.	TEORIA DE MARSTON.....	359
5.1	CARACTERÍSTICAS DE LAS CARGAS EXTERNAS SOBRE LOS CONDUCTOS ENTERRADOS.....	360
5.2	RESISTENCIA Y CARGAS EN LOS TUBOS.....	360
5.3	TUBOS DE CONCRETO PARA ALCANTARILLAS.....	369
	EJEMPLO 14.....	372
	EJEMPLO 15.....	374
VI.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	376
	ANEXOS.....	383
	BIBLIOGRAFIA	

INTRODUCCION

Antes de que el planeta se vea envuelto en una catástrofe ecológica y socio-económica, el hombre debe aprender a administrar mejor los recursos de la tierra, de lo contrario propiciaría su propia destrucción.

Nuestro país no se escapa de tal problemática; ante una gran presión demográfica y un déficit habitacional considerable los centros urbanos han crecido en forma desordenada, generándose situaciones que ponen en riesgo nuestros recursos naturales y entre ellos está el agua.

Este crecimiento desordenado genera: Un incremento de los caudales de escorrentía superficial, una reducción de la infiltración de lluvia hacia las formaciones acuíferas, desequilibrio hidrogeológico e impactos ambientales negativos en los diferentes ecosistemas.

En relación a la calidad del agua, se considera que los recursos hidráulicos del país se encuentran altamente contaminados, lo que se atribuye a la erosión de los suelos y ala descarga de las aguas de desecho domésticas, industriales y agroindustriales, sin ningún tratamiento, situación que se vuelve más crítica durante la época seca.

Por lo anterior, se deduce la necesidad de diseñar sistemas de abastecimiento de agua potable, aguas negras y aguas lluvias, que cumplan eficientemente con la función para la cual han sido creados, para satisfacer las demandas de las nuevas ciudades y de esta forma proteger y mantener la vida de las personas, de los cuerpos receptores, de la flora y fauna y evitar la contaminación del medio ambiente que nos rodea.

El ingeniero que se encarga de diseñar, construir y dar mantenimiento a estos sistemas deberá contar con las herramientas necesarias para hacer diseños que satisfagan todas las necesidades de las ciudades, así como también lograr que estas sean económicamente factibles para su ejecución.

Para esto, la temática que se presenta en este documento, pretende que el estudiante de Ingeniería Civil, posea una guía que sirva como base para realiza los diseños de los sistemas antes mencionados, reforzando así, los objetivos propuestos por el programa de la materia de " Abastecimiento de Agua y Alcantarillado ".

La implantación de un sistema publico de abastecimiento de agua genera la necesidad de recolectar, para luego transportar las aguas servidas y disponer de ellas adecuadamente antes que sean vertidas a un cuerpo receptor; para tales propósitos se hace necesario contar con sistemas de tuberías capaces de desempeñar dichas funciones. Los sistemas antes mencionados constituyen, servicios de infraestructura indispensable para toda comunidad civilizada.

En ciudades beneficiadas por un sistema publico de abastecimiento de agua y todavía carentes de sistemas de alcantarillado sanitario, las aguas servidas terminan contaminando el suelo, contaminando las aguas superficiales y freáticas y frecuentemente pasan a fluir por las zanjas y cunetas constituyéndose en peligrosos focos de diseminación de enfermedades.

También en la actualidad debido a los grandes índices de urbanización y en general al crecimiento acelerado de los centros urbanos, se hace necesario la evacuación eficaz de las aguas lluvias, ya que al no ser evacuadas se producirían inundaciones y estancamientos de esta agua pudiéndose tomar peligrosos y molestos debido a la generación de posibles brotes de

enfermedades y dificultando el tránsito tanto de personas como de vehículos sobre las vías de acceso. Esto se logra diseñando Sistemas de Alcantarillados que evacúen estas aguas.

[Con la construcción de sistemas de alcantarillado sanitario, se busca alcanzar los siguientes objetivos más importantes:

- a) Mejoría de las condiciones sanitarias locales
- b) Conservación de recursos naturales
- c) Recolección y transporte rápido y seguro de las aguas residuales
- d) Disposición adecuada, sanitariamente hablando del efluente
- e) Eliminación de focos de contaminación así como de aspectos estéticos (por ejemplo olores desagradables)

En la construcción de éstos sistemas, además se debe considerar una colocación adecuada de las tuberías, protegiéndolas lo mejor posible de fallas que pudieran ser causadas por las cargas que éstas resisten (Cargas muertas, cargas vivas y cargas de impacto). Ya que la fractura de uno de estos colectores provocaría que las aguas que son conducidas por ellos salgan a la superficie provocando la formación de focos infecciosos cercanos a los centros de mayor población. Además una falla en estos tubos puede provocar la admisión de una cantidad adicional de líquido provocada por la infiltración. De aquí la necesidad de considerar condiciones adecuadas de colocación de las tuberías estudiando métodos de cálculo de las cargas que éstas podrían soportar en su vida útil, uno de estos métodos es el propuesto por Anson Marston.

CAPITULO I

GENERALIDADES

1.1 ANTECEDENTES Y PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1.1 Antecedentes

Hasta principios de este siglo, el país dispuso de recursos hídricos sobrados, ya que, los requerimientos de agua para abastecer a las poblaciones eran mucho menores, debido a que había poco desarrollo industrial y el consumo doméstico era mucho menor porque aún no se utilizaba la evacuación de los desechos humanos mediante el drenaje de las aguas residuales a través de redes de alcantarillado.

En la ciudad de San Salvador, la más importante del país (En cuanto a desarrollo industrial, económico y poblacional), no hubo problemas por aprovisionamiento de agua desde su fundación hasta 1960. Después de esa fecha ha sido necesario importarla desde fuera de la ciudad, cada día desde mayores distancias, y en un periodo de 36 años se ha agotado los recursos externos más evidentes¹.

A principios de los años sesenta empezó la expansión de la ciudad hacia el oriente a lo largo del nuevo Boulevard del Ejército, en donde se desarrollo una nueva zona industrial. Esta expansión requirió buscar fuentes de agua diferentes del acuífero de San Salvador.

Podemos decir que Guluchapa y Los Chorros son los primeros sistemas que importaron agua para el Área Metropolitana de San Salvador. Posteriormente en 1975 se pone a funcionar un campo de pozos perforados al surponiente de Apopa. Conforme Apopa ha ido creciendo en los últimos años este proyecto ha dejado de abastecer San Salvador y su producción se consume totalmente en Apopa².

¹ Demanda y Producción de Agua en el AMSS - Eduardo Castillo - Revista ASIA No. 109 - Septiembre 1993.

² Idem

A mediados de los años setenta, se puso en desarrollo el Proyecto Zona Norte, el cual importa un caudal de 1500 Lts. / Seg. desde fuentes al costado norte del Volcán de San Salvador, en la cuenca del Río Sucio.

Actualmente podemos afirmar que la mayoría de los cauces y cuerpos superficiales receptores de agua de El Salvador se encuentran en serias condiciones por los altos índices de deforestación que en ellas se detecta, debido en gran medida a la falta de adecuados sistemas de recolección y tratamiento de las aguas de desecho que desembocan en ellos.

Sabemos que sin abastecimientos adecuados de agua potable, nuestra población se ve en dificultades de existir; además si no se cuenta con sistemas adecuados para evacuar las aguas negras y las aguas lluvias, la vida se vuelve desagradable y peligrosa.

Es en este sentido que surge la necesidad de preparar al futuro Ingeniero Civil en esta área a través de la materia "Abastecimiento de Agua Potable y Alcantarillado". Siendo el agua el más valioso de los recursos naturales, su uso racional se hace prioritario, mediante obras que garanticen este principio.

1.1.2 Planteamiento del Problema

Actualmente la materia de " Abastecimiento de Agua Potable y Alcantarillado", se ha desarrollado con la utilización de un documento básico únicamente para la parte de Abastecimiento de Agua Potable. Para el área de Alcantarillado y Teoría de Marston, no se cuenta con un documento básico, sino que se le ofrece al alumno la cátedra, complementada con material de diversos autores a través de fotocopias. En ocasiones, esta información puede ser bastante extensa, lo que dificulta la labor del docente para cubrir las explicaciones del mismo, debido al poco tiempo disponible.

Es aquí donde surge la necesidad de que la Cátedra cuente con un documento guía, que permita dar un mejor seguimiento a los temas recomendados por el programa de la materia. Lo anterior facilita al docente su exposición magistral, pues le permite ofrecer un desarrollo óptimo de todo el material con el que cuenta.

Esta modalidad permite así mismo, un mejor entendimiento del estudiante que cursa la asignatura, al disponer de un material debidamente seleccionado para tal efecto.

1.2 OBJETIVOS, ALCANCES Y LIMITACIONES

1.2.1 Objetivos

1.2.1.1 Objetivos Generales

- Proveer de un soporte técnico al estudiante de Ingeniería Civil, en la asignatura de Abastecimiento de Agua Potable y Alcantarillado, proporcionando el desarrollo sistematizado de los temas contenidos en el Programa de dicha materia.
- Dotar a estudiantes de la asignatura antes mencionada, de una guía básica de consulta que contenga los procedimientos generales para diseñar Sistemas de Abastecimiento de Agua Potable y Sistemas de Alcantarillado de Aguas Negras y Aguas Lluvias, así como también el cálculo de la resistencia de los tubos bajo carga para efectos de diseño.

1.2.1.2 Objetivos Específicos

- Ofrecer a los estudiantes, información teórica de los temas contemplados en la bibliografía básica, recomendada por el Programa de la asignatura Abastecimiento de Agua Potable y Alcantarillado.
- Desarrollar ejemplos prácticos en las áreas de Abastecimiento de Agua, Alcantarillado de Aguas Negras y Aguas Lluvias y Teoría de Marston, que se apeguen a los objetivos recomendados por el programa.
- Ofrecer al estudiante una recopilación de material actualizado relacionado con las áreas antes mencionadas, que sea de utilidad como un medio de consulta práctica.

1.2.2 Alcances

- La guía que se desarrollará, proporcionará los conceptos teóricos generales que conllevan a desarrollar en una forma adecuada el diseño de sistemas de abastecimiento de agua o de un sistema de alcantarillado de aguas negras o aguas lluvias.
- Esta guía contendrá los fundamentos didácticos básicos que contribuyen al desarrollo de los temas, así como la teoría fundamental y las referencias bibliográficas de consulta en la asignatura de Abastecimiento de Agua Potable y Alcantarillado.
- El documento presentará los criterios que se deben tomar y los pasos necesarios, para desarrollar un proyecto de esta naturaleza, del tipo de proyectos que comúnmente se realizan en nuestro país.
- Los ejemplos a desarrollar, pretenden aclarar las dudas que pueda tener el estudiante de la materia de Abastecimiento de Agua Potable y Alcantarillado, con respecto al diseño de los elementos que conforman tales sistemas y que son objeto de estudio de dicha materia.

1.2.3 Limitaciones

- El presente trabajo no busca la especialización del estudiante en un área o tema específico de la materia "Abastecimiento de Agua Potable y Alcantarillado", por lo que, no se profundizará en la investigación más de lo establecido y recomendado por los objetivos del programa de dicha materia.
- Se elaborarán ejemplos que contemplan el diseño en las tres áreas de estudio, los cuales contendrán el Diseño Hidráulico de los elementos que conforman los sistemas anteriormente mencionados, sin llegar a otro tipo de consideraciones técnicas ni económicas (excepto para el cálculo del diámetro económico para la línea de impelencia).

1.3 JUSTIFICACION

Todos sabemos que el agua es un recurso indispensable para la vida y el desarrollo del hombre, además podemos asegurar que al no coleccionar y evacuar adecuadamente las aguas negras y las aguas lluvias, éstas afectarían a las poblaciones, las cuales serían golpeadas por epidemias y pérdidas económicas.

Hay que tomar en cuenta que al realizar un sistema deficiente de abastecimiento de agua, así como de un sistema de alcantarillado de aguas negras o aguas lluvias, se tendrían graves consecuencias para el bienestar de las personas. Esta es un área que le compete al Ingeniero Civil, es por ello que se hace de suma importancia que el futuro profesional aprenda a diseñar estos sistemas. Hasta la fecha la Biblioteca de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura de la Universidad de El Salvador cuenta con libros muy buenos relacionados con el área antes mencionada, pero ninguno desarrolla ejemplos integrados del diseño de los elementos que conforman dichos sistemas.

Es en este sentido que el documento se enfocará en la elaboración de una guía para la materia de Abastecimiento de Agua Potable y Alcantarillado, que contenga la información teórica más importante, ejemplos de diseño y cálculo de los elementos de dichos sistemas, con la finalidad de facilitar el aprendizaje de dicha asignatura a los estudiantes que la cursan, garantizando una enseñanza óptima. Es en este sentido que el documento se enfocará en la elaboración de una guía para la materia de Abastecimiento de Agua Potable y Alcantarillado, que facilite el aprendizaje de dicha asignatura a los estudiantes que la cursan, para que puedan realizar adecuadamente los diseños de dichos sistemas, garantizando así un nivel de enseñanza óptimo en la Universidad de El Salvador.

Este trabajo, también será de mucha utilidad para los profesionales que realizan proyectos en el área de abastecimiento de agua potable y alcantarillado.

1.4 METODOLOGIA DE LA INVESTIGACION

El método a seguir para el desarrollo del presente trabajo, será principalmente la investigación bibliográfica.

En síntesis, el procedimiento consistió en la recopilación del material bibliográfico necesario, posteriormente se procederá a seleccionar la información adecuada, según lo recomendado por el programa de la materia " Abastecimiento de Agua y Alcantarillado ". Para finalizar, se hará una síntesis de lo más importante del material recopilado y seleccionado para después ordenarlo y someterlo a revisión de los Asesores y Coordinador del Trabajo de Graduación.

Además, se desarrollan ejemplos del diseño hidráulico de los elementos que conforman los sistemas en estudio; con lo cual se busca aclarar las dudas que en esta área pueda tener el estudiante, y que le sirvan de orientación para la elaboración de los trabajos ex-aula que la cátedra exige.

CAPITULO II

SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO

DE

AGUA POTABLE

CAPITULO II: ABASTECIMIENTO DE AGUA

2.1 DESARROLLO HISTORICO DE LOS SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

En todos los tiempos, las grandes ciudades se han preocupado del abastecimiento de agua. Las ciudades de la Edad Media, eran más pequeñas que en la antigüedad y el suministro público era prácticamente inexistente.

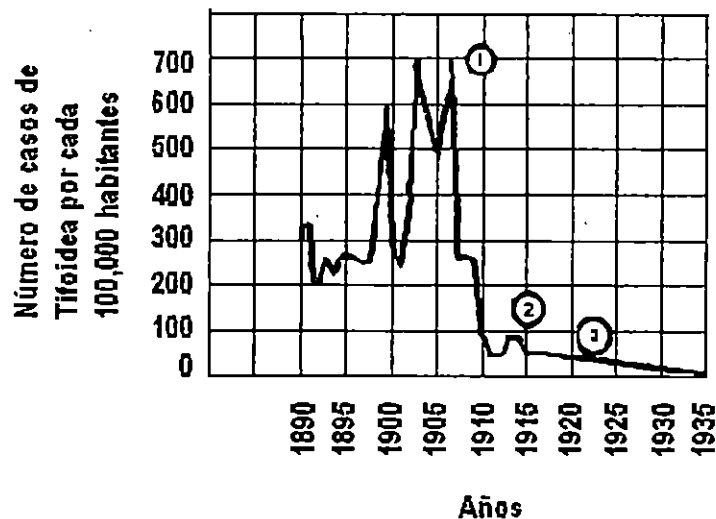
Los acueductos que habían en la antigua Atenas, Roma y otras ciudades cayeron en desuso y su utilidad fue casi olvidada.

Antiguamente, el ingeniero hidráulico confrontaba el problema de no disponer de un tipo de tubería que pudiera resistir siquiera moderadas presiones. Utilizó, arcillas, plomo y madera vaciada de pequeño diámetro pero los resultados no fueron muy satisfactorios trabajando bajo presión. Fue en el siglo XVII cuando se hicieron los primeros experimentos con el hierro fundido; pero fue hasta mediados del siglo XVIII que las tuberías de hierro fundido fueron suficientemente baratas para permitir su amplio uso.

Las ventajas que ofrecía contra roturas y escapes ampliaron su uso, igualmente con las tuberías de acero. El desarrollo de los métodos de elevación del agua hizo económicamente posible, incluso para los pueblos pequeños, la construcción de abastecimientos de agua y su entrega en las casas de los ciudadanos.

No se descubrió sino hasta mediados del siglo XIX, ni se confirmó científicamente hasta fines de dicho siglo, que el cólera, la fiebre tifoidea y otras infecciones entéricas podrían ser transmitidas mediante el agua y que las aguas negras contenían los agentes causantes de las enfermedades.

Muchas ciudades recolectaban el agua potable de regiones deshabitadas reduciendo de esta manera las enfermedades endémicas, pero otras se encontraron con que sus manantiales estaban contaminados y que esta contaminación se incrementaba al aumentar la población en su cuenca. Como consecuencia de estos poblados, de carácter industrial, surgidos de la revolución industrial del siglo XIX, se desarrollaron métodos de tratamiento, que aplicados adecuadamente, han eliminado el riesgo de contaminación. El efecto de tratamiento se muestra en la gráfica siguiente, para la ciudad de Filadelfia. (Ver fig. 2.1)



1. Filtros puestos en servicio en 1906.
2. Principio de la cloración.
3. Descubrimiento de portadores de gérmenes.

Fig. 2.1 Casos de Fiebre Tifoidea por 100000 habitantes en Filadelfia desde 1890

2.2 CONCEPTOS FUNDAMENTALES

El desarrollo de la Ingeniería Sanitaria ha contribuido al crecimiento de las ciudades. Sin un suministro adecuado de agua potable, las grandes ciudades no podrían existir y la vida en

ellas sería a la vez desagradable y peligrosa a menos que se eliminaran rápidamente los residuos domésticos y de otro origen.

Las aglomeraciones humanas en áreas relativamente pequeñas han hecho la tarea del Ingeniero Civil cada vez más compleja. Los suministros de agua subterránea son frecuentemente insuficientes para las grandes demandas y las aguas superficiales, polucionadas por ciudades y poblaciones esparcidas a lo largo de su curso, deben de tratarse cada vez con más cuidado conforme aumenta la densidad de población. Por otra parte, la industria pide más y mejor calidad de agua de cualquier procedencia que sea.

El planeamiento, diseño, financiamiento, construcción y operación de los modernos sistemas urbanos de aguas y aguas residuales, son por lo tanto, tareas bastantes complejas. Aun cuando por su naturaleza misma cada proyecto sea concebido en forma exclusiva, su ejecución requiere un procedimiento, información y decisión pública, así como materiales, equipo y apoyo tecnológico que solo pueden suministrarse completamente dentro de la organización de una estructura gubernamental y social altamente desarrollada y una comunidad industrial fuerte y diversificada. No es por lo tanto solamente factor de importancia la empresa de ingeniería, sino que también la madurez política, social e industrial.

Aún en su más específico sentido como empresa de ingeniería, el desarrollo satisfactorio de los proyectos de aguas y aguas residuales dependen de información demográfica, hidrológica, geodésica y geológica que pueda tenerse al alcance, obtenida a través de décadas de ordenada observación, registro y análisis sistemáticos.

La composición de los proyectos debe de ser definida en forma legal, higiénica, estética y económica. Para salvaguardar el interés público, debe haber un control, así como una promoción de los trabajos esenciales a través de las autoridades de salud pública, comisiones de recursos hidráulicos, organizaciones de obras o servicios públicos y agencias semi-públicas o auto-controladas. Debe además, existir el apoyo de instituciones docentes, de investigación y

profesionales interesados en el avance de las ciencias y tecnologías subyacentes, de proyectistas y prácticos con mucha habilidad imaginativa, de fabricantes responsables de equipo y de buenos superintendentes que mantengan en buen estado de funcionamiento los servicios de agua.

El planeamiento, diseño, construcción y supervisión de los sistemas de aguas y aguas residuales han sido por largo tiempo una responsabilidad de los ingenieros civiles.

La confianza en la calidad del abastecimiento del agua, es producto de los estudios hidrológicos y de los diseños hidráulicos y estructurales que sirven de base y dan forma a las obras de ingeniería necesarias, así como de la operación de los sistemas terminados. Si la calidad del agua no se controla en este sentido, las obras de abastecimiento de agua y de evacuación de residuales fallarían en su propósito.

A los ingenieros civiles con conocimiento sobre control de calidad del agua se les llegó a llamar Ingenieros Sanitarios de Salud Pública o de Salubridad del Medio Ambiente.

Las ciudades reciben agua para muchos fines:

- a. Para uso potable y culinario;
- b. Para lavado y baños;
- c. Para limpieza de ventanas, paredes, pisos;
- d. Para riego de prados y jardines;
- e. Para llenado de piscinas y estanques;
- f. Para exhibición de fuentes y cascadas;
- g. Para generar energía hidráulica y de vapor;
- h. Para procesos industriales;

- i. Para combatir incendios;
- j. Para eliminar desechos caseros perjudiciales y peligrosos (aguas negras) y aguas residuales industriales.

El suministro de agua debe ser satisfactorio en calidad y adecuado en cantidad, fácilmente accesible al usuario, relativamente económico y de fácil evacuación después de que ha satisfecho sus múltiples propósitos.

Para llenar los requerimientos modernos de calidad, los abastecimientos deben ser saludables y de buen sabor. Si el agua no atrae a los sentidos de la vista, gusto y olfato, la gente la evitará y consumirá en cantidades insuficientes para satisfacer sus necesidades fisiológicas, o bien recurrirá a aguas agradables a los sentidos pero posiblemente no potable.

Para ser saludable, el agua debe estar libre de organismos causantes de enfermedades, sustancias venenosas y cantidades excesivas de materia mineral y orgánica. Para tener una aceptación agradable, el agua debe carecer en especial de color, turbidez, sabor y olor, poseer una temperatura moderada en verano e invierno, y estar bien aireada.

El control de la calidad del agua debe intervenir en todas las fases de la Administración técnica de las obras hidráulicas, iniciándose con la preparación, supervisión y mantenimiento de las áreas de captación de las fuentes de abastecimiento y continuando a través de las tuberías, plantas de purificación y sistemas de distribución y llegando hasta los accesorios domésticos y equipos industriales a otros.

En el anexo 1 se presenta una lista de los parámetros bacteriológicos, físicos, químicos y radio activos, con sus límites de concentraciones máximos admisibles recomendados por el CONACYT (Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología) en el año de 1996, para El Salvador.

2.3 POBLACION DE PROYECTOS Y DENSIDAD DE POBLACION:

2.3.1 Población de Proyectos

La población crece por nacimientos, decrece por muertes, crece o decrece por migración y aumenta por anexión.

Cada uno de estos elementos está influido por factores sociales y económicos, algunos de los cuales son inherentes a la comunidad, otros son de origen nacional o mundial.

Es por lo tanto muy importante efectuar análisis exhaustivos de población, que estén basados en censos efectuados y que consideren además la realidad en el aspecto socioeconómico, de tal forma que los datos obtenidos de la población futura sean reales.

Cualquier sobre-estimación traerá como consecuencia un alto porcentaje de capacidad ociosa en el proyecto y como consecuencia mayores costos de inversión.

Se requieren dos tipos de estimaciones de población en el manejo y diseño de obras hidráulicas y para aguas residuales.

Las fuentes de información para hacer cualquier estimación de población incluyen:

- a. Censos, efectuados por Departamentos de Estadísticas
- b. Encuestas Sanitarias.
- c. Registros Escolares.
- d. Estadísticas de Consumo.
- e. Censos de Vivienda.

Los métodos para hacer previsiones incluyen:

- a. Ajuste matemático de curvas.
- b. Estudios gráficos.

A. Estimación para los años próximos y pasados recientes.

Pueden ser estimaciones para años intermedios entre censos o bien apreciaciones poscensales, a partir del último censo.

Matemáticamente, los valores de medio año se interpolan sobre la base de un cambio aritmético o geométrico.

Entre los métodos utilizados para la estimación de poblaciones están:

- a. Método Aritmético.
- b. Método Geométrico.
- c. Método Proporcional.
- d. Método Logístico.
- e. Método Comparativo.
- f. Método de Proporción de Crecimiento Curvilíneo.

B. Pronósticos de poblaciones para periodos de diseño más largos.

Las evaluaciones de la Población a largo plazo difieren apreciablemente de las estimaciones poscensales en el método como se calcula la población.

Si no fuese por factores sociales o económicos, tales como restricciones a inmigración, avances en higiene maternal e infantil que han reducido la tasa de mortalidad maternal e infantil y enfermedades infecciosas, adelantos en la nutrición que han aumentado la fertilidad y disminuido la incidencia de enfermedades, fluctuaciones en la economía nacional que han disminuido o aumentado el índice de nacimientos, etc. las poblaciones independientemente de su extensión (número de habitantes), seguirían la curva característica del crecimiento de los seres vivos dentro del espacio limitado (limites definidos de terreno) o con oportunidad económica limitada.

Esta curva tiene forma de S, identificándose tres secciones de la misma (Ver fig. 2.2):

- 1° Crecimiento temprano a un índice creciente bajo (crecimiento geométrico).
- 2° Índice de crecimiento alto (crecimiento aritmético).
- 3° Crecimiento tardío a un índice de tasa decreciente conforme se alcanza un valor de Saturación o límite superior.

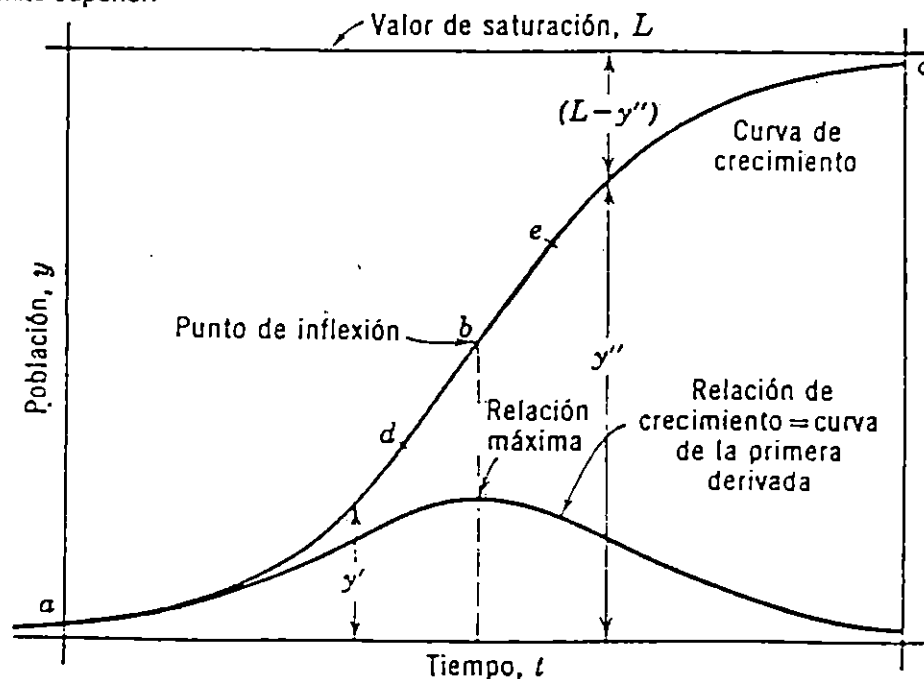


Fig. 2.2 Crecimiento idealizado de población. Nótese el incremento geométrico de a á d; crecimiento rectilíneo de d á e (aproximadamente); y aumento de primer orden de e á c.

2.3.2 Densidad de Población:

Las estimaciones de la población total de una comunidad son necesarias en el diseño y administración de sistemas de aguas y aguas de desechos. La distribución de agua y colección de aguas residuales dentro de un área, requieren, además; de estimaciones sobre la densidad de población, naturaleza de los ocupantes y uso de las áreas. La densidad de población se expresa generalmente como el número de personas por Km² o por hectárea.

En el siguiente Cuadro se dan algunos valores de densidades poblacionales, los cuales son válidos solo para ciudades de Estados Unidos, con excepción de los consumos para zonas comerciales e industriales, los cuales son válidos también para el país:

Cuadro 2.1 Densidades Poblacionales para ciudades de E.U.A

AREA		PERSONAS POR HECTAREA	PERSONAS POR KM ²
RESIDENCIAL	a. Viviendas para una familia (lotes grandes).	12-37	1235-3707
	b. Viviendas para una familia (lotes pequeños).	37-86	3707-8643
	c. Viviendas para familias múltiples (lotes pequeños).	86-247	8643-24710
	d. Viviendas de Apartamentos o Condominios.	247-2471 ó más	24710-247100
MERCANTILES Y COMERCIALES		37-74	3707-4707
INDUSTRIALES		12-37	1235-3707
TOTAL, EXCLUYENDO PARQUES, CAMPOS DEPORTIVOS Y CEMENTERIOS		24-123	2471-12355

FUENTE : * Abastecimiento de Agua y Remoción de Aguas Residuales *, Fair-Geyer-Okun

Para El Salvador el Reglamento de la OPAMSS (Oficina de Planificación del Área Metropolitana de San Salvador), propone las siguientes densidades poblacionales para zonas habitacionales; éstas han sido calculadas considerando cinco habitantes por vivienda (Según el Artículo V.3 de dicho reglamento):

Cuadro 2.2 Densidades Poblacionales para asentamientos habitacionales de El Salvador

ASENTAMIENTO	LOTE TIPO (m ²)	CLAVE	DENSIDAD (h / Ha)
Interés social	62.5	His - 80	800
Popular	62.5	Hp - 80	800
Residencial	125.0	Hr - 40	400
Residencial	250.0	Hr - 20	200
Residencial	500.0	Hr - 10	100
Residencial	1000.0	Hr - 5	50

Fuente: * Reglamento a la Ley de Desarrollo y Ordenamiento territorial del AMSS y de los Municipios Aledaños *, Oficina de Planificación del Área Metropolitana de San Salvador, 1996.

2.4 METODOS DE PROYECCION DE POBLACION

Según la Administración Nacional de Acueductos y Alcantarillados (A.N.D.A.) la población futura (Y_{m_2} o P_n) de una ciudad, será estimada con base a la población inicial (Y_1), levantamientos censales, estadísticas continuas y otras investigaciones demográficas tales como: muestreos, crecimiento vegetativo, fecundidad, población flotante, etc. (Ver Norma de A.N.D.A, numeral 2, Anexo 2).

Entre los métodos recomendados por A.N.D.A. para el cálculo de poblaciones futuras, Y_{m_2} , tenemos:

- Crecimiento lineal o método aritmético.
- Progresión geométrica o Método Geométrico.
- Logística de Verhulst o Método Logístico.
- Extensión de la propia curva de crecimiento según ajuste o interpolación, gráfica o analítica (En este trabajo sólo se desarrollará una aplicación gráfica del Método de Proporción de crecimiento curvilíneo).
- Extensión gráfica de la curva de crecimiento, según desarrollos análogos observados, en población de mayor dimensión. (También es conocido como Método Comparativo).

En el caso de proyectos de urbanizaciones la población se calculará en base al número de viviendas y el número de habitantes por unidad habitacional.

Simbología a utilizar en las siguientes Secciones para el cálculo de poblaciones

y_e = Número de habitantes registrados en el censo realizado en la fecha t_e .

y_t = Número de habitantes registrados en el censo realizado en la fecha t_t que es posterior a t_e .

y_{m1} = Número de habitantes calculado para la fecha t_{m1} , intercensal.

y_{m2} = Número de habitantes calculado para la fecha t_{m2} poscensal. También llamada Población futura de proyectos " P_n " (Normas A.N.D.A, Numeral 2 de la Primera Parte).

n = Intervalo de tiempo entre las fechas t_e y t_{m1} (intercensal) ó entre t_t y t_{m2} . También, período de años entre la población actual y la población futura

P_n = Población futura

P_a = Población actual

i = tasa de incremento poblacional

2.4.1. Método Aritmético:

Consiste en añadir a la población existente el mismo número de habitantes por cada futuro período.

Gráficamente este crecimiento se representa por una línea recta (Ver fig. 2.3). El crecimiento anual o decenal puede obtenerse a partir del crecimiento que muestra el último censo.

Este método es de valor limitado, pero es aplicable a ciudades antiguas, a las muy desarrolladas y también a ciudades pequeñas no industrializadas, que dependen de un bien desarrollado territorio agrícola. Matemáticamente podemos decir, que el crecimiento es aritmético si el aumento de la población dy en el intervalo de tiempo de dt no varía y es independiente del tamaño de la población, es decir:

$$\frac{d_y}{d_t} = k_a$$

donde: $k_a = \text{constante}$

$$k_a = \frac{y_l - y_e}{t_l - t_e}$$

en donde: $y_e =$ Población del censo realizado en la fecha t_e

$y_l =$ Población del censo realizado en la fecha t_l

Las poblaciones y_{m1} y y_{m2} , se pueden determinar por las siguientes fórmulas:

Estimación Aritmética Intercensal:

$$y_m = y_e + \frac{(y_l - y_e)}{(t_l - t_e)}(t_m - t_e)$$

Estimación Aritmética Poscensal:

$$y_m = y_l + \frac{(y_l - y_e)(t_m - t_e)}{(t_l - t_e)}$$

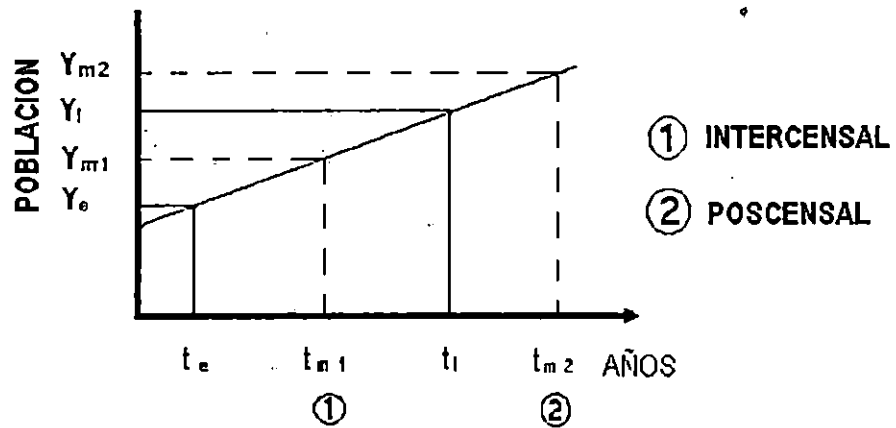


Fig. 2.3 Gráfica del Crecimiento Aritmético

Se puede ver por lo tanto, que el crecimiento aritmético es análogo al crecimiento por interés simple, pudiendo expresar la fórmula del crecimiento poblacional de la manera siguiente:

$$P_n = P_a(1 + in)$$

- En donde:
- P_n = Población futura
 - P_a = Población actual
 - n = período de años entre la población futura y la población actual,
Intervalo de tiempo entre las fechas t_n y t_a .
 - i = Tasa anual de incremento poblacional aritmético

Expresando "i" y "n" de la siguiente manera :

$$i = \left(\frac{P_n - P_a}{P_n} \right) \times \left(\frac{1}{n} \right)$$

$$n = t_n - t_a$$

2.4.2 Método Geométrico o de Porcentaje Uniforme de Crecimiento:

Algunas ciudades crecen en proporción correspondiente a un porcentaje uniforme de la población del presente periodo. Esta proporción de crecimiento, representada gráficamente, lleva a una curva de interés compuesto (Ver Fig. 2.4). Debe de usarse con precaución, ya que puede dar resultados demasiados elevados, especialmente si la ciudad es joven, con industrias rápidamente expansivas, condición que puede existir solo durante un tiempo relativamente corto. Al aplicar el porcentaje obtenido en este periodo conducirá a una sobre estimación de la población. El porcentaje puede también aplicarse a ciudades antiguas que no experimenten una gran expansión, con un porcentaje de crecimiento de un 20-30% cada decenio. Es de hacer notar que el índice de crecimiento de las ciudades disminuye conforme estas se van engrandeciendo.

Matemáticamente, se dice que el crecimiento es geométrico, si el aumento de la población dy en el intervalo de tiempo dt es proporcional al tamaño de la población "y".

Es decir:

$$\frac{d_y}{d_t} = k_g$$

k_g = Factor de proporcionalidad.

La integración entre los límites y_e (población del censo anterior) y y_l (población del censo posterior) y los límites t_e (fecha del censo anterior) y t_l (fecha del censo posterior) da:

$$k_g = \frac{\ln y_l - \ln y_e}{t_l - t_e}$$

De acuerdo a esto, las poblaciones y_{m1} y y_{m2} se pueden determinar por las siguientes fórmulas:

Estimación Geométrica Intercensal:

$$\ln y_{m1} = \ln y_e + \frac{\ln y_l - \ln y_e}{t_l - t_e} (t_m - t_e)$$

Estimación Geométrica Poscensal:

$$\ln y_{m2} = \ln y_l + \frac{\ln y_l - \ln y_e}{t_l - t_e} (t_m - t_l)$$

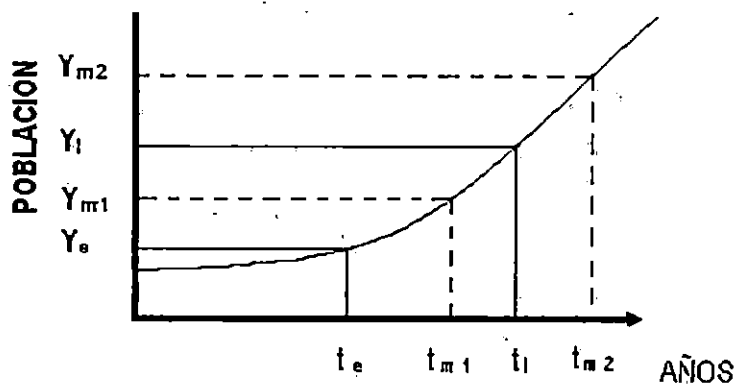


Fig. 2.4 Curva Característica del Crecimiento Geométrico

Las estimaciones geométricas por lo tanto, usan logaritmos de las poblaciones y las estimaciones aritméticas de las poblaciones mismas.

Como se mencionó previamente, el crecimiento geométrico es análogo al crecimiento por interés compuesto, pudiéndose expresar las fórmulas de la manera siguiente:

$$P_n = P_a(1+i)^n$$

$$i = \sqrt[n]{\frac{P_n}{P_a}} - 1$$

$$n = t_n - t_a$$

donde: P_n = Población futura
 P_a = Población actual
 n = período de años entre la población futura y la población actual,
Intervalo de tiempo entre las fechas t_n y t_a .
 i = Tasa anual de incremento poblacional aritmético

EJEMPLO 1

La población de la ciudad de Ahuachapán, según el censo de 1971, era de 53,179 habitantes; para el año de 1992, fecha del último censo, aumentó a 85,460 habitantes. Con esos datos calcular los porcentajes de crecimiento poblacional aritmético y geométrico, entre 1971 y 1992.

Censos de la población de Ahuachapán:

Año 1971 = 53,179 hab. (y_0)

Año 1992 = 85,460 hab. (y_1)

$$\begin{aligned} \text{Diferencia de población (} y_t - y_e \text{)} &= 85,460 - 53,179 \\ &= 32,281 \text{ hab.} \end{aligned}$$

$$\text{Diferencia de fechas (} t_t - t_e \text{)} = 21 \text{ años}$$

a) Porcentaje de Incremento Aritmético

$$\frac{y_t - y_e}{y_e} \times 100 = \frac{32,281}{53,179} \times 100 = 37.8\% \text{ en 21 años}$$

$$\frac{37.8\%}{21} = 1.8\% \text{ anual (Tasa de Incremento Aritmético)}$$

b) Porcentaje de Incremento Geométrico

$$i = \sqrt[n]{\frac{P_n}{P_a}} - 1$$

$$i = \sqrt[21]{\frac{85,460}{53,179}} - 1$$

$$i = (1.607)^{0.0476} - 1 = 1.023 - 1$$

$$i = 2.3\% \text{ Anual (Tasa de Incremento Geométrico)}$$

EJEMPLO 2

La ciudad de Chalatenango registró una población de 21,633 habitantes en el censo de 1971 y una de 29,048 habitantes en el censo de 1992.

Estimar las poblaciones a medio año (al 1° de julio)

- a) Para el 5° año Intercensal.
- b) Para el 9° año Poscensal.

Calcular mediante incremento aritmético y geométrico.

Supóngase que la fecha de los censos es el 1° de abril.

a) Estimación Intercensal para el 5° año

$$t_m - t_e = 5.25 \text{ años}$$

$$t_l - t_e = 21 \text{ años}$$

$$\frac{t_m - t_e}{t_l - t_e} = \frac{5.25}{21} = 0.25$$

Incremento Aritmético

$$y_l = 29,048 \text{ hab.}$$

$$y_e = 21,633 \text{ hab.}$$

$$y_l - y_e = 7,415 \text{ hab.}$$

$$0.25 \times 7,415 = 1,854 \text{ hab.}$$

$$y_{m1} = 21,633 + 1,854 \text{ hab.}$$

$$y_{m1} = 23,487 \text{ habitantes}$$

Incremento Geométrico

$$\ln y_l = 10.276705$$

$$\ln y_e = 9.981975$$

$$\ln y_l - \ln y_e = 0.294730$$

$$0.25 \times 0.294730 = 0.073682$$

$$\ln y_{m2} = 9.981975 + 0.073682$$

$$y_{m2} = 23288 \text{ habitantes}$$

b) Estimación Poscensal para el 9° año

$$t_m - t_1 = 9.25 \text{ años}$$

$$t_1 - t_e = 21 \text{ años}$$

$$\frac{t_m - t_1}{t_1 - t_e} = \frac{9.25}{21} = 0.44$$

Incremento Aritmético

$$y_1 = 29,048 \text{ hab.}$$

$$y_e = 21,633 \text{ hab.}$$

$$y_1 - y_e = 7,415 \text{ hab.}$$

$$0.44 \times 7,415 = 3,263 \text{ hab.}$$

$$y_{m2} = 29,048 + 3,263 \text{ hab.}$$

$$y_{m2} = 32,311 \text{ habitantes}$$

Otra forma de calcular la población utilizando la ecuación de interés simple es:

$$i = \left(\frac{P_n - P_a}{P_n} \right) \left(\frac{1}{n} \right)$$

$$i = \left(\frac{29048 - 21633}{29048} \right) \left(\frac{1}{21} \right) = 0.0122$$

$i = 1.22\%$ (Tasa de Crecimiento Aritmético Anual)

$$P_n = P_a(1 + in)$$

$$P_n = 29048 [1 + (0.0122)(9.25)]$$

$$P_n = 32,315 \text{ habitantes}$$

Incremento Geométrico

$$\ln y_t = 10.276705$$

$$\ln y_e = 9.981975$$

$$\ln y_t - \ln y_e = 0.294730$$

$$0.44 \times 0.294730 = 0.129681$$

$$\ln y_{m2} = 10.276705 + 0.129681$$

$$y_{m2} = 33,071 \text{ habitantes}$$

Otra forma de calcular la población futura utilizando fórmulas análogas al interés compuesto

$$i = \sqrt[t-t_0]{\frac{y_t}{y_0}} - 1$$

$$i = \sqrt[9]{\frac{29048}{21633}} - 1$$

$i = 1.41\%$ (Tasa de Crecimiento Geométrico Anual)

$$P_n = P_a(1+i)^n$$

$$y_{m2} = 29048(1 + 0.0141)^{9.25}$$

$$y_{m2} = 33,075 \text{ habitantes}$$

NOTA: Se puede observar que las estimaciones geométricas son más altas para los años Poscensales y menores para los años Intercensales.

2.4.3 Método Logístico

La curva logística es una curva S, la cual describe la teoría del crecimiento biológico de VERHULST en términos matemáticos. Es aplicable solamente a grandes poblaciones, es decir, grandes ciudades, estados o naciones.

La fórmula de PEARL sobre la teoría de VERHULST describe una curva logística en la forma:

$$y = \frac{L}{1 + me^{nt}} = \frac{L}{1 + e^{(lnm+nt)}}$$

en donde: $y =$ población a un tiempo t desde su origen supuesto.

$L =$ límite superior o población de saturación.

$m, n =$ Coeficientes, que pueden calcularse a partir de valores de " y " observados o generalizados gráficamente.

Si solamente se escogen tres pares de valores característicos:

$$y_0, (t_0 = 0)$$

$$y_1, t_1$$

$$y_2, (t_2 = 2t_1)$$

El valor de la población de saturación L y los coeficientes m y n de la curva, se calculan a partir de las 3 ecuaciones simultáneas siguientes:

$$L = \frac{2y_0y_1y_2 - (y_1^2(y_0 + y_2))}{(y_0y_2 - y_1^2)}$$

$$m = \frac{L - y_0}{y_0}$$

$$n = \frac{1}{t_1} \ln \left[\left(\frac{y_0(L - y_1)}{y_1(L - y_0)} \right) \right]$$

Alternativamente, puede ser conveniente desarrollar una escala logística para ajustar líneas rectas a pares de valores observados. Para hacer esto, las poblaciones se expresan, en términos de una magnitud de saturación estimada L y verificada gráficamente. El porcentaje de saturación (P):

$$P = \frac{100y}{L}$$

$$P = \frac{100}{(1 + me^{mt})}$$

ó también

$$\ln \left[\frac{(100 - P)}{P} \right] = \ln m + nt$$

Esta se convierte en la ecuación de una línea recta con intersección "ln m" en la ordenada y pendiente "- n " para $\ln[(100-P)/P]$ trazada contra "t" (o valores de $\ln[(100-P)/P]$ escalonados en cualquier dirección a partir de una ordenada 50 percentil o central).

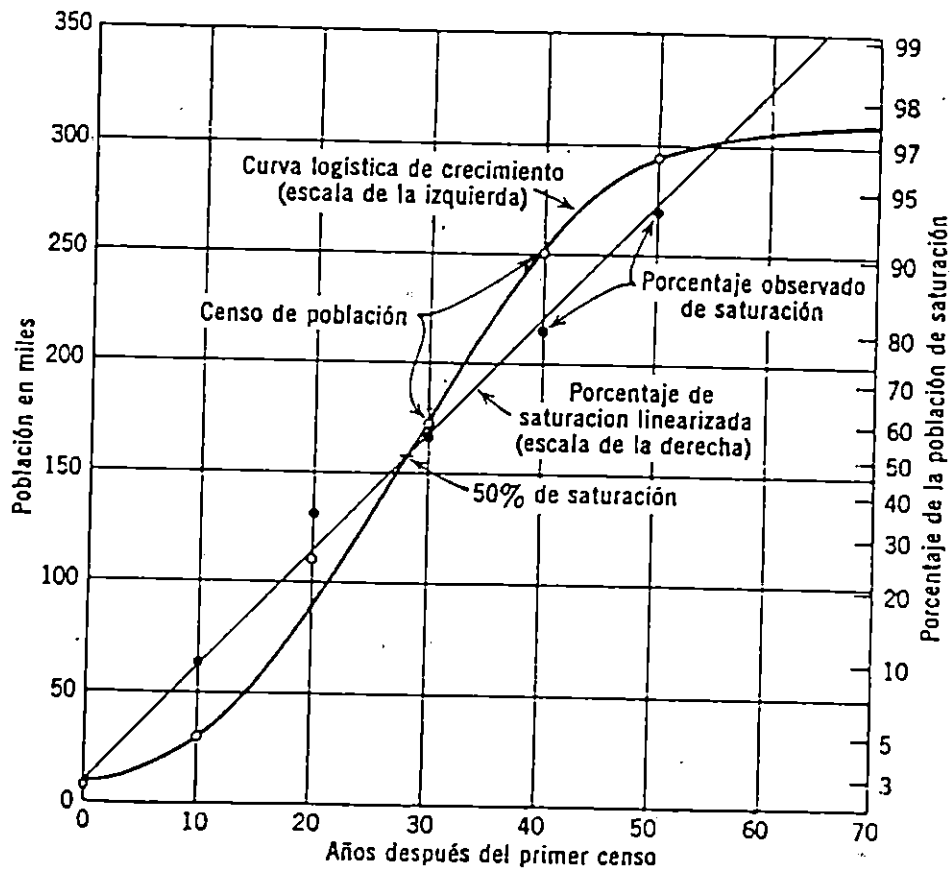


Fig. 2.5 Crecimiento logístico de una ciudad. La escala del lado derecho está trazada como $\ln[(100 - P) / P]$ ubicando el 50% al centro aproximadamente al centro de la escala vertical.

Ejemplo 3

Hasta 1961 la ciudad de Santa Ana poseía una población de 121,095 habitantes, para 1976 el número de habitantes se incremento a 171,290 habitantes y para 1991 la población constaba de 208,100 habitantes.

Con estos datos encuentrese:

- La población de saturación (L).
- Los coeficientes m y n.
- La ecuación de una curva logística que satisfaga el crecimiento experimentado.

- $y_0 = 121,095$ hab.
 $y_1 = 171,090$ hab.
 $y_2 = 207,660$ hab.

$$L = \frac{[(2 \times 121095 \times 171090 \times 207660) - (171090^2 \times (121095 + 207660))]}{[(121095 \times 207660) - 171090^2]} = 246920$$

$$L = 246,920 \text{ habitantes}$$

- $m = \frac{246920 - 121095}{121095} = 1.0391$

$$n = \frac{1}{15} \ln \frac{[(121095)(246920 - 171090)]}{[(171090)(246920 - 121095)]} = -0.0568$$

- $y = \frac{246920}{1 + (1.0391e^{-0.0568t})}$

$$P = \frac{100}{1 + (1.0391e^{-0.0568t})}$$

Cuadro 2.3 Número de habitantes para la ciudad de Santa Ana, según Método Logístico y su respectivo Porcentaje de Saturación

No. DE AÑOS A PARTIR DEL PRIMER CENSO	$Y = \frac{246920}{1 + 1.0391e^{-0.0568t}}$ (hab)	$P = \frac{100}{1 + 1.0391e^{-0.0568t}}$ %
-40	22289	9.02
-20	58290	23.61
0	121093	49.04
20	185145	74.98
40	223026	90.32
60	238708	96.67
80	244222	98.91
100	246849	99.65

e) Ahora procedemos a calcular los respectivos porcentajes de saturación, para graficarlos en forma de una línea recta. Para ello, utilizaremos la ecuación, $P = \frac{100}{(1 + me^{nt})}$, a

partir de los valores encontrados dando como resultado: $P = \frac{100}{1 + 1.0391e^{-0.0568t}}$

Para linealizar la gráfica en lugar de ocupar una escala aritmética para representar los respectivos porcentajes de saturación, crearemos una escala para el eje " Y " igual a " $-\ln (100 - P) / P$ ", donde P es el porcentaje de saturación.

Por ejemplo, la marca del 10% la ubicaremos a una distancia $^{-} \ln (100 - 10) / 10 = 2.20$, partiendo del centro ubicado justo a la mitad de la gráfica, es decir en el 50% de saturación.

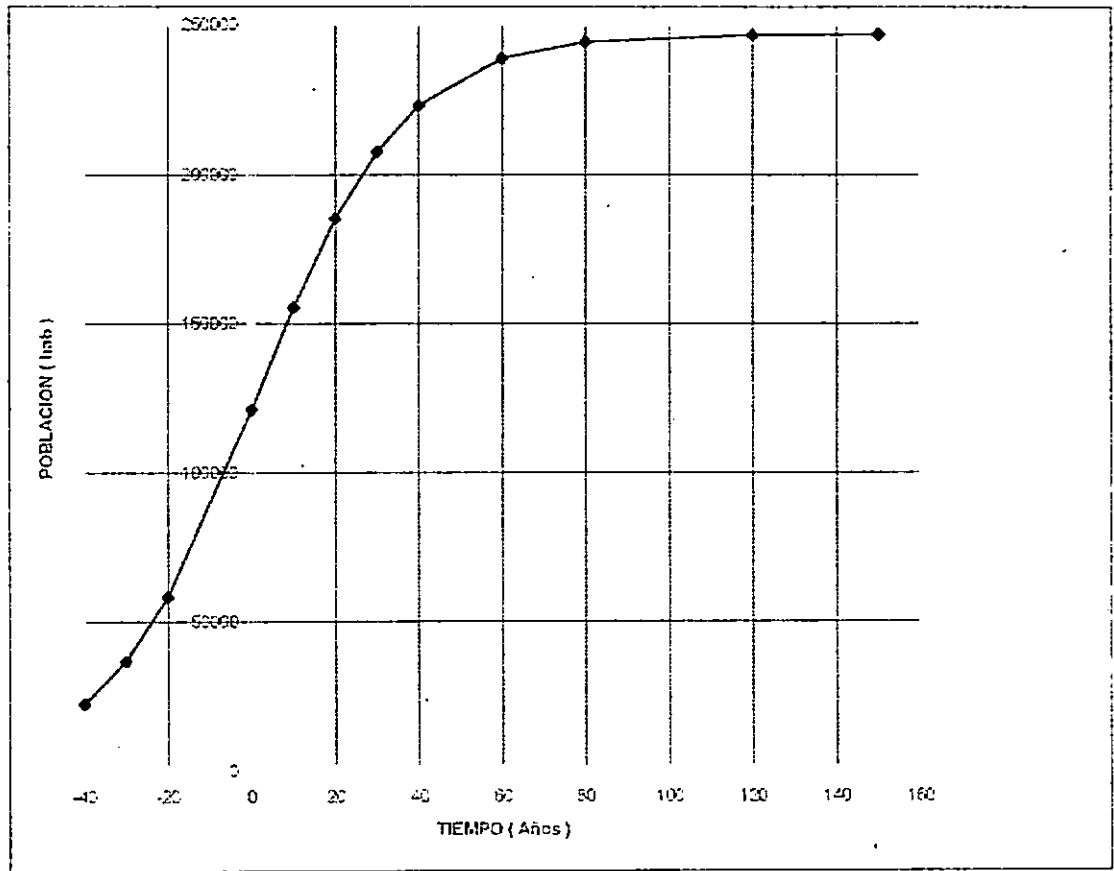


Fig. 2.6 Curva Logística para la ciudad de Santa Ana

2.4.4. Método de Proporción de Crecimiento Curvilíneo

Este método supone que, si se traza la curva de incremento de población para varios periodos decenales anteriores, puede extenderse al siguiente la tendencia de las porciones conocidas.

Este método es probablemente el más exacto, no obstante su solo empleo es inseguro.

En este método el buen criterio de la persona que conoce la zona donde se está aplicando es esencial.

Para aplicar este método es recomendable conocer por lo menos datos de la población de tres periodos anteriores, con la finalidad de que la tendencia a trazar sea lo más apegada posible a la realidad. En la Fig. 2.7 se puede observar la manera recomendada de aplicar el método.

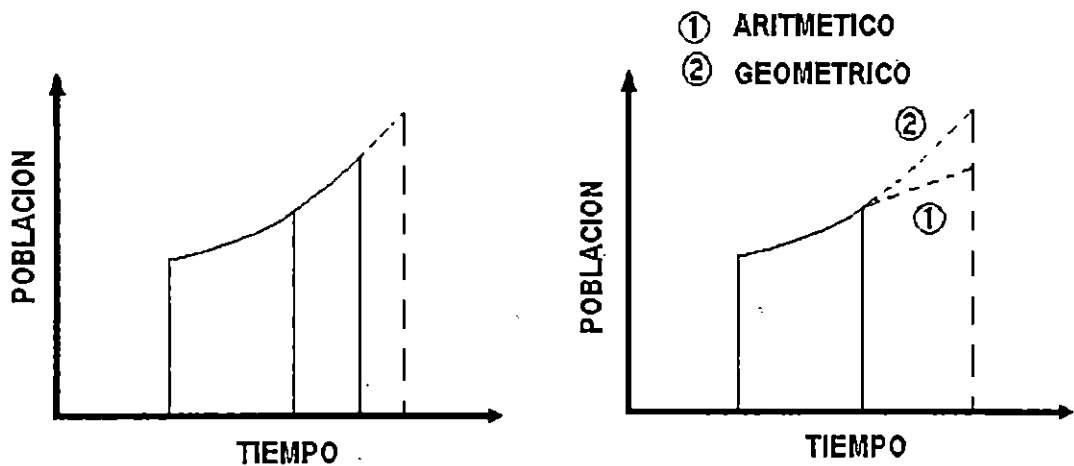


Fig. 2.7 En las gráficas puede observarse a) la forma correcta de aplicación del método de proyección de proporción de crecimiento curvilíneo b) Forma incorrecta, se genera una gran incertidumbre

Ejemplo 4

Para el año de 1992 la población de Ahuachapán era de 85460 pobladores; utilizando el Método de Proporción de Crecimiento Curvilíneo, estimar la población de la ciudad de Ahuachapán para el año 2000.

En el Cuadro 2.5 se dan los valores del número de habitantes de dicha ciudad en diferentes fechas, según los respectivos censos.

Cuadro 2.4 Número de habitantes de la ciudad de Ahuachapán para los años 1961 - 1992

Año	No. de habitantes
1961 (A)	40539
1971 (B)	53179
1992 (C)	85460

FUENTE : Dirección General de Estadística y Censos

Con los datos anteriores construimos la gráfica para determinar la tendencia del crecimiento poblacional; posteriormente prolongamos la gráfica siguiendo dicha tendencia hasta tocar el punto de interés.

De la gráfica obtenemos que la población para el año 2000 será de 98000 habitantes.

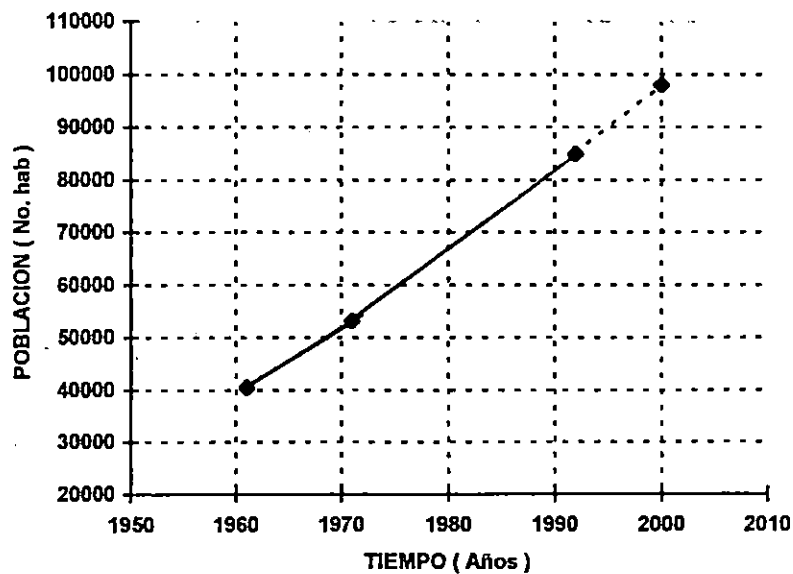


Fig. 2.8 Tendencia del crecimiento poblacional para la ciudad de Ahuachapán

2.4.5. Método Comparativo.

El Método Comparativo consiste en trazar curvas de ciudades que una o más décadas atrás habían alcanzado la población actual de la ciudad estudiada.

En este método es necesario investigar otras poblaciones semejantes en costumbres, actividades, desarrollo, clima y situación geográfica, a la población en estudio y suponer que ésta tendrá un desarrollo similar. Las poblaciones comparadas deberán tener una población superior a la estudiada en el momento que se haga el proyecto.

Para la solución de un problema por este método, se dibuja una gráfica semejante al método anterior. Una vez graficada la población en estudio y las semejantes a ésta se tomarán todas las curvas a partir del último registro de la población en estudio y se pasarán paralelas, haciendo coincidir la parte inicial de éstas con la parte final de la estudiada. A través de estas líneas se traza una intermedia que sea representativa de la población futura.

Por ejemplo, en la figura 2.9 se ha trazado la curva de la ciudad A hasta 1950, año en que su población era 51,000 habitantes. La ciudad B alcanzó los 51,000 habitantes en 1910 y su curva está trazada desde 1910 en adelante.

De un modo análogo se trazan las curvas, para las ciudades C, D y E, desde los años en que alcanzaron la población A en 1950.

La curva A puede entonces prolongarse, admitiéndose que estará influida por las mismas proporciones de crecimiento de las otras ciudades. En tanto sea posible, las ciudades escogidas deben reflejar condiciones que existan en la ciudad estudiada, lo cual es un poco difícil, ya que se trata de épocas diferentes.

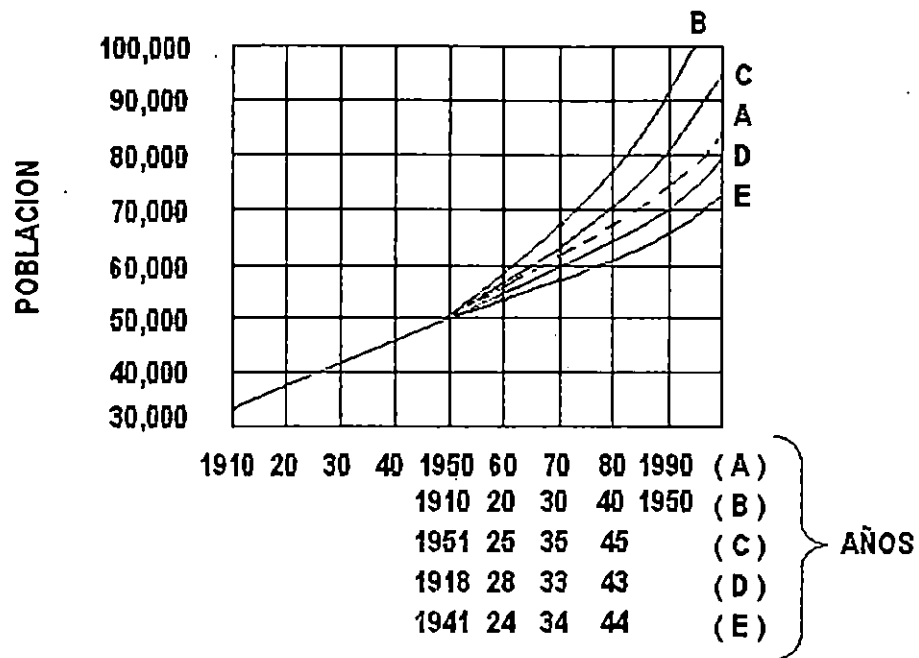


Fig. 2.9 Método Comparativo para determinar la cifra de población. La línea de trazos indica el crecimiento poblacional previsto para la ciudad A. Las escalas A, B, C, D y E corresponden a las respectivas curvas.

Ejemplo 5

Para el año de 1992 la población del Municipio de Atiquizaya contaba con 28,213 habitantes, actualmente se desea proyectar el crecimiento poblacional de dicha ciudad, para averiguar en qué año se llegará a 50,000 habitantes.

Para el análisis se utilizará el método comparativo; tomando como referencias las curvas de las ciudades de Ahuachapán, Sonsonate, Chalchuapa e Izalco, las cuales sobrepasaron los 50,000 habitantes hace varios años. En el Cuadro 2.6 se presentan los datos poblacionales según los censos de 1930, 1950, 1961, 1971 y 1992.

Cuadro 2.5 Número de habitantes según Censos

Año	Ahuachapán	Sonsonate	Chalchuapa	Izalco	Atiquizaya
1930	28,072	20,054	22,727	19,879	11,420
1950	30,546	23,509	28,039	22,255	14,366
1961	40,359	35,531	34,865	29,080	18,552
1971	53,179	50,092	42,918	36,673	24,739
1992	85,460	77,773	64,828	54,595	28,213

FUENTE: "Censos de los años 1930, 1950, 1961, 1971 y 1992 ", Dirección Nacional de Estadística y Censos.

Primero trazamos la curva de la ciudad de Atiquizaya hasta 1992, año en que su población era de 28.2 millares de habitantes. La ciudad de Ahuachapán alcanzó los 28.2 millares de habitantes en 1931 y su curva está trazada desde 1931 en adelante. De un modo análogo se trazan las curvas para las ciudades de Sonsonate, Chalchuapa y Atiquizaya, desde los años en que alcanzaron la población de Atiquizaya en 1992.

Si prolongamos la curva de la ciudad de Atiquizaya haciéndola pasar justo al centro de las otras curvas, podemos observar que la población será de 50,000 habitantes en el año 2019.

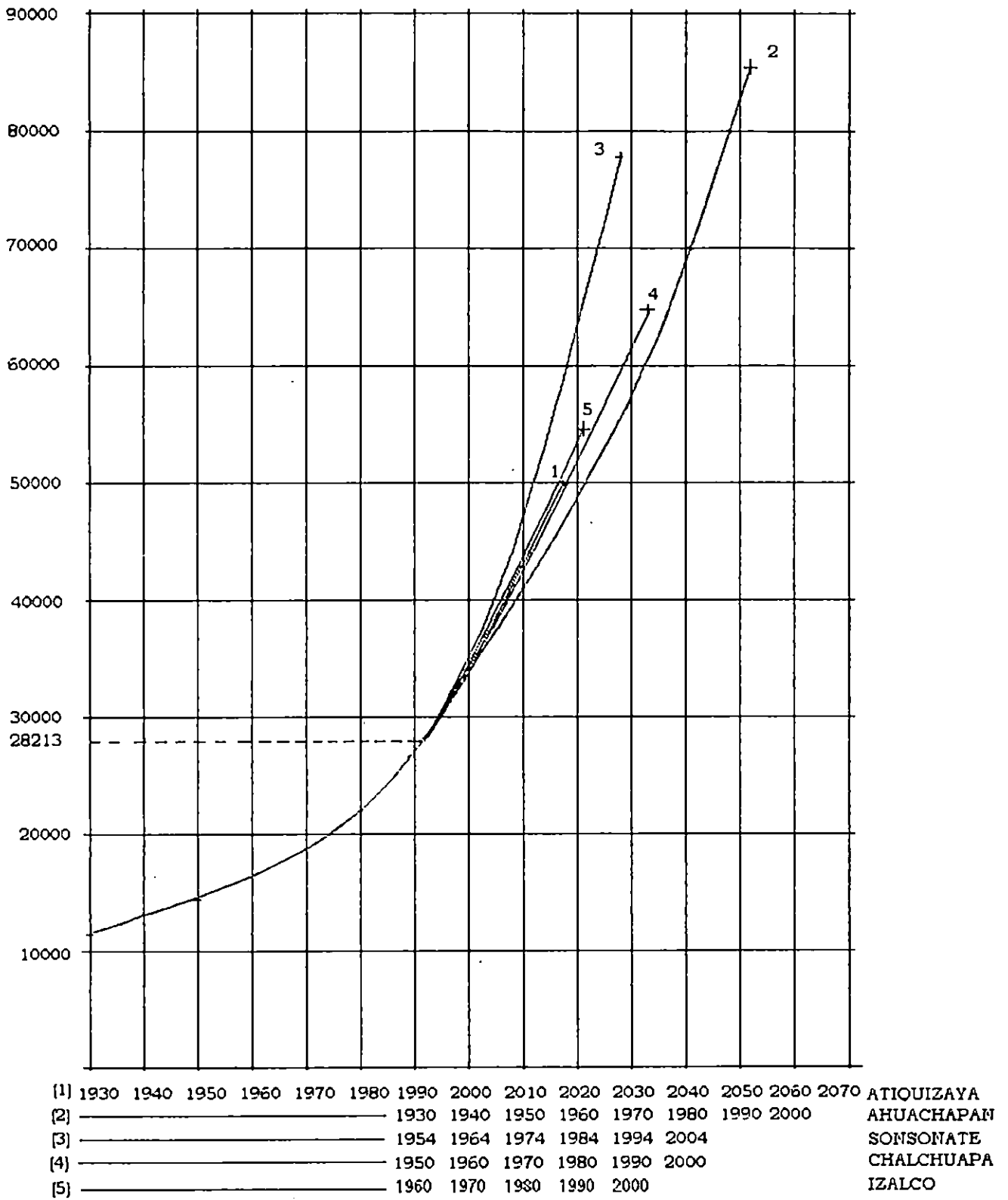


Fig. 2.10 Método Comparativo para determinar la cifra de población. La línea de trazos indica el crecimiento poblacional previsto para Atiquizaya.

2.5 PERIODO DE DISEÑO Y VIDA UTIL DE PROYECTOS.

2.5.1 Período de Diseño.

El periodo de diseño de un sistema de abastecimiento de agua o de sus componentes (estructuras y equipo), es el lapso de tiempo que media entre la puesta en servicio y el momento en el que su uso sobrepase las condiciones establecidas en el diseño, por falta de capacidad para prestar un buen servicio.

De acuerdo a lo anterior hay dos aspectos principales en la determinación del periodo de diseño:

1. La durabilidad o vida útil de las instalaciones, (estructuras y equipo)
2. Su capacidad para prestar buen servicio para las condiciones previstas, para lo cual, se deberá haber considerado:
 - a. Facilidad o dificultad para realizar ampliaciones o adiciones a las obras existentes o planeadas.
 - b. Relación anticipada de crecimiento de la población, de posibles cambios en los desarrollos de la comunidad tanto industrial, como comercial.
 - c. Comportamiento de las obras durante sus primeros años cuando no estarán sujetas a capacidad completa.

Tomando en cuenta las características de la demanda y la producción, el periodo de diseño de un proyecto de abastecimiento de agua deberá ser de 20 años como máximo.

Los periodos de diseño para los diferentes componentes de un sistema serán los siguientes:

- a. Fuentes superficiales, ríos, manantiales, etc. Deberán tener un caudal mínimo suficiente para atender las necesidades de la población futura al final de 20 años.
- b. Fuentes subterráneas, pozos, galerías, etc. Deberán tener un caudal mínimo suficiente para atender las necesidades de la población futura al final de 10 años, con facilidad de ampliar dicha fuente por etapas a fin de satisfacer la demanda de agua al final de 20 años.
- c. Obras de captación de fuentes superficiales. Deberán ser dimensionadas para un período de diseño de 20 - 30 años. Una presa y un embalse, ya que, son difíciles y costosos de agrandar, podrán proyectarse para un período de duración de 25 - 50 años.
- d. Equipos eléctricos de Estación de bombeo 10 años como máximo.
- e. Plantas de tratamiento. De 10 - 15 años considerando los aspectos necesarios que faciliten la ampliación futura de la planta.
- f. Línea de Aducción. Serán dimensionadas para 20 años sean por gravedad o por bombeo. Si la población futura al final de 20 años no puede ser estimada con cierto grado de seguridad o la línea es larga, será necesario proveer una capacidad adicional como margen de seguridad.
- g. Tanques de Almacenamiento metálicos. De 10 a 15 años.
- h. Tanques de Almacenamiento de concreto y de ladrillo armado. Deberán ser dimensionados para 20 años.
- i. Tuberías principales de la red de Distribución o mayores de 12". Deberán dimensionarse para un período de 20 - 25 años.

j. Tuberías de la Red de Distribución o menores de 12". Deberán dimensionarse para un periodo de 10 - 20 años, previendo desarrollos futuros mediante etapas.

2.5.2 Vida útil de las instalaciones

Antes de formular el proyecto de instalación de agua, hay que decidir el tiempo que la construcción servirá a la comunidad, antes de que deba abandonarse o ampliarse por resultar ya inadecuada. Por ejemplo, un deposito debe ser construido de tal capacidad que suministre suficiente cantidad de agua durante 30 años, o la capacidad de una planta de depuración de agua puede ser inadecuada si la demanda se incrementa al cabo de 10 años.

Estos periodos se denominan periodos de vida y tienen una relación muy importante con el monto de los fondos que deben ser invertidos en la construcción de las instalaciones de agua y alcantarillado.

Puesto que las ciudades crecen en población el periodo de vida depende principalmente del grado de crecimiento y el problema consiste en proveer tan exactamente sea posible, la población futura dentro de 10, 20, ó 30 años.

En A.N.D.A., se establecen los siguientes periodos de durabilidad:

INSTALACION	VIDA NORMAL (Años)
Pozos	20
Equipos de Bombeo (bombas y motores)	10
Bombas de mano	5
Sub - estaciones eléctricas	25
Equipos cloradores	10
Redes de Distribución de Ho Fo	50
Redes de Distribución de PVC	20
Hidrantes	50

INSTALACION	VIDA NORMAL (Años)
Válvulas	25
Acometidas	20
Medidores	8
Tanques metálicos	25
Tanques no metálicos	50
Edificios	50
Presas de hormigón armado	50
Plantas de tratamiento de concreto armado	50
Equipos de construcción	2
Perforadoras de pozos y grúas	12
Vehiculos	5
Muebles y útiles	10

2.6. ESTUDIO DE DEMANDAS

2.6.1. Consumo de Agua:

Antes de formular un proyecto de suministro de agua, es necesario determinar la cantidad requerida, lo que exige obtener la información sobre el número de habitantes que serán servidos y su consumo de agua per capita, junto con un análisis de los factores que pueden afectar el consumo.

Es corriente expresar el consumo de agua en litros por habitante por día, cifra que se obtiene dividiendo por el número total de individuos de la ciudad el consumo total diario de agua. Para muchas finalidades es conveniente el consumo medio diario, que se obtiene dividiendo por la población el consumo diario promedio de un año.

Debe tenerse en cuenta sin embargo, que utilizando la población total, puede en algunos casos, producir, inexactitudes, si una gran parte de la población, esta servida en forma privada por fuentes propias. Una cifra más exacta sería entonces el consumo diario por persona servida.

Las tuberías de servicio suministran agua a: habitaciones, propiedades mercantiles o comerciales, establecimientos industriales y edificios públicos.

Para poblaciones de Estados Unidos se han establecido los siguientes datos de consumos³:

Doméstico	40.0 % del consumo total
Industrial	21.3 % del consumo total
Comercial	14.0 % del consumo total
Público	10.0 % del consumo total
Perdidas y desperdicios	14.7 % del consumo total
	100 % CONSUMO TOTAL

El consumo doméstico de agua proporciona diferentes usos en la siguiente forma (Datos válidos para ciudades de E.U.A)⁴ :

Descarga de sanitarios	41 %
Lavado de baños	37 %
Uso culinario	6 %
Agua Potable	5 %
Lavado de ropa	4 %
Limpieza general del hogar	3 %
Riego de jardín	3 %
Lavado de carro	1 %
TOTAL	100 %

³ Fair - Geyer - Okun, " Abastecimiento de Agua Potable y Remoción de Aguas Residuales ", Vol. I

⁴ Idem

El consumo (Expresado en litros por persona por día), para ciudades norteamericanas, tiende a los valores que se muestran en el siguiente Cuadro (Datos proporcionados por Fair-Geyer-Okun):

Cuadro 2.6 Distribución del Consumo Total de Agua para ciudades de E.U.A

Clase de Consumo	Rango Normal (lppd)	Promedio (lppd)
Doméstico	57 – 265	190
Comercial e industrial	37.9 - 379	245
Público	19 - 75.5	37.9
Consumo no registrado	37.9 - 151	94

Las variaciones tan amplias en el consumo, mostrados en los Cuadros anteriores son debidas a los siguientes factores :

- a. El Clima
- b. Nivel de Vida
- c. Facilidades de alcantarillados
- d. Tipo de actividad: mercantil, comercial e industrial
- e. Costo de agua
- f. Existencia de abastecimientos privados
- g. Calidad de agua
- h. Presión de la distribución
- i. Medidores
- j. Administración y Operación del Sistema

Las temperaturas extremas aumentan el consumo del agua: los climas calientes y áridos porque se incrementa el número de baños, aire acondicionado e irrigación y los climas fríos, por el agua que se descarga a través de grifos para evitar que las tuberías de servicios y los sistemas de distribución se congelen. Los niveles elevados de vida significan un consumo alto de agua; para la cocina, cuartos de baño y lavanderías, riego de prados y jardines, lavado de carros, etc.

Cuando los sistemas de alcantarillado no se amplían conforme a los sistemas de distribución de agua, las instalaciones privadas para evacuación de aguas negras pueden sobrecargarse y sufrir averías. Cuando menos cuesta el agua, mayor es generalmente su consumo, particularmente para fines industriales. Son reglas aproximadas en E.U. que:

- 1o. El consumo varía en razón inversa a la tarifa.
- 2o. Que los incrementos en la tarifa pueden, durante un tiempo, reducir el consumo en aproximadamente la mitad de su porcentaje de aumento.

El agua suministrada para servicio público deberá ser limpia, de buen gusto y segura para fines culinarios y potables, ser blanda para fines de lavado y fría para efectos de condensación y satisfacer las necesidades de calidad para la industria. Las presiones elevadas en el suministro dan por resultado:

- 1o. Una descarga rápida y aumento del desperdicio de agua por los accesorios.
- 2o. Un crecimiento de las fugas en conjunto.

La medición del consumo fomenta el ahorro del agua y normaliza la demanda de agua. El costo de medición del agua incluyendo la lectura y reparación de medidores es alto, por lo que se deberá balancear el costo de la medición contra el valor del agua conservada por reducción de desperdicios.

El consumo comercial e industrial depende de las condiciones locales, del tipo de industria y de los procesos de producción y comprende el agua suministrada a establecimientos comerciales e industriales, como hoteles, hospitales, cervecerías, emparadoras, lavanderías, fábricas de papel y acero, etc.

El consumo público comprende las dotaciones para edificios públicos: escuelas, centros médicos, riego de parques.

2.6.2 Consumo de agua para El Salvador

A continuación se da una estimación del consumo domestico en litros por persona por día (l/p/d), propuestos en el Primer Seminario Nacional de Agua Potable para el AMSS, celebrado en 1984.

Cuadro 2.7 Consumo doméstico de agua en El Salvador

ACTIVIDAD	l / p / d	PROMEDIO	%
Bebida	2	2	1
Higiene Corporal	20 - 50	30	18
Higiene General	30 - 40	35	18
Evacuación de excremento	100 - 120	115	56
Riego	0 - 20	10	5
Perdidas 2 %	3 - 5	4	2
TOTAL	155 - 237	196	100

Cada una de las actividades presentadas en el Cuadro anterior contienen otras subactividades que se describen a continuación:

- Bebida: Consumo directo de agua o a través de otras bebidas o alimentos.
- Higiene corporal: lavado de boca, manos y baño corporal.
- Higiene general: Lavado de ropa, vivienda y el carro.
- Evacuación de Excrementos.
- Riego: Para riego de plantas en macetas, jardines, etc.
- Pérdidas: Pérdidas por el mal manejo del agua o fugas en accesorios.

Además del consumo doméstico, en una ciudad existen otros tipos de consumo de agua, tales como: Institucional, Industrial, Recreacional, etc.; además de las pérdidas en la red de distribución.

El consumo Institucional es el que se efectúa en el servicio de agua para instituciones públicas como hospitales, rastros, escuelas, guarderías, cuarteles, etc.; en actividades de limpieza de vías públicas y mercados; y en riego de parques y arriates. En un estudio realizado por A.N.D.A., se estimó que el consumo institucional representa un 5 % del consumo doméstico⁵.

El consumo Industrial incluye el suministro de agua para las personas que trabajan en las instalaciones industriales, y el consumo para el proceso mismo de determinada producción cuando se trata de industria húmedas como: tenerías, rastros, industrias de alimentos, de bebidas, de hilados y tejidos, etc.

A pesar de que el desarrollo industrial del país no es muy avanzado, en las cercanías del Área Metropolitana de San Salvador existen diversas industrias " húmedas " cuyo consumo

⁵ Estrada, Ing. Pedro Miguel, " Disponibilidad de Recursos Hidráulicos. Fuentes de Suministro de Agua Potable para El AMMSS ", Revista Asia, No 114, Año 1994

representa un porcentaje apreciable del consumo municipal total. En un estudio realizado en el año ochenta y tres se identificaron noventa y un industrias húmedas y no obstante que su consumo no se conoce con precisión se puede afirmar que el consumo industrial en el AMSS alcanza un 25 % del consumo municipal⁶.

El consumo recreacional es el que se lleva a cabo principalmente en piscinas públicas, fuentes, etc. que en el caso de San Salvador es prácticamente despreciable.

La normativa de A.N.D.A plantea en su numeral 1 - 5, que la dotación doméstica urbana es de 125 - 350 lts / persona / día, la cual debe considerar además, pérdidas por fugas y desperdicios del 20 %.

Según estadísticas de A.N.D.A. para el año 1997 los consumos de agua según el tipo de usuario, y sus respectivos porcentajes del consumo total anual fueron (Ver Anexo 3):

Cuadro 2.8 Consumo de Agua según tipo de Usuario

Clase de Usuario	Consumo (m ³)	% del Consumo Total anual del país
Domiciliar	143,228.9	70.19
Comercial	32,139.3	15.75
Industria	4,611.3	2.26
Gobierno Central	11,345.7	5.56
Instituciones Autónomas	1,999.8	0.98
Municipalidades	3,815.9	1.87
Áreas Marginales	6,917.6	3.39
Total	204,058.8	100.00

Fuente: Departamento de Facturación y Aviso y Dirección de Informática, Administración Nacional de Acueductos y Alcantarillados

⁶ Idem

Cada vez que las circunstancias lo permitan, la dotación por habitante por día, (L/p/d) para el consumo doméstico, deberá establecerse en base a estudios de consumos de la localidad en estudio; pero si no se dispone de información confiable sobre el consumo, se establecen como consumos mínimos permisibles, los ofrecidos en las normas de ANDA (Primera parte , Numeral 5), y que se detallan a continuación:

Cuadro 2.9 Consumos Específicos de agua

ACTIVIDAD		DOTACION
Dotación total Urbana		≥ 220 L / p / D
Locales Comerciales		20 L / m ² / D
Hoteles		500 L / hab / D
Pensiones		350 L / hab / D
Restaurantes		50 L / m ² / D
	Externos	40 L / alum / D
Escuelas	Internados	200 L / p / D
	Personas no residentes	50 L / p / D
Hospitales		600 L / cama / D
Clinicas	Medicas	500 L / con / D
	Dentales	1000 L / con / D
Vivienda	Mínima	150 L / p / D
	Media	230 - 300 L / p / D
	Apartamentos	150 L / p / D
Mercados, puestos		15 L / m ² / D
Cines, teatros		3 L / asiento / D
Oficinas		6 L / m ² / D
Bodegas		20 L / m ² / D
Gasolineras		300 L / bomba / D
Estacionamientos		2 L / m ² / D
Industria		80 L / p / D
Jardines		1.5 L / m ² / D
Lavanderías		50 L / kg / r. sec
Cantareras		≥ 30 L / p / D

2.6.3 Variaciones en la Demanda

La demanda varía con:

- a. Las estaciones del año
- b. Los días de la semana
- c. Las horas del día

Existen máximos de estación durante el calor y la sequía del verano, cuando se consumen grandes volúmenes de agua para refrescar al hombre, regar prados y jardines, uso de lavadoras, etc. y máximos de estación durante el frío extremo en el invierno:

- 1o. Cuando se deja correr el agua al drenaje para evitar que los servicios y tuberías domésticos se congelen; y
- 2o. Cuando existen muchas fugas en las uniones de tuberías, porque los metales se contraen con el frío. las variaciones de día a día reflejan la actividad doméstica e industrial: los domingos para descansar y los lunes para lavar.

Las fluctuaciones de hora a hora producen un máximo cercano al medio día y un mínimo en las primeras horas de la mañana.

Deben conocerse las variaciones normales de consumo, para diseñar apropiadamente las tuberías de abastecimiento, los depósitos de servicio y las líneas de distribución.

Deberá haber además, un margen adecuado por consumos súbitos, fuertes e imprevisibles, para combatir incendios.

Dos conceptos fundamentales para comprender como varía la demanda son:

- 1o. Conforme más pequeña es la comunidad, las desviaciones del promedio en la demanda diaria son mayores.

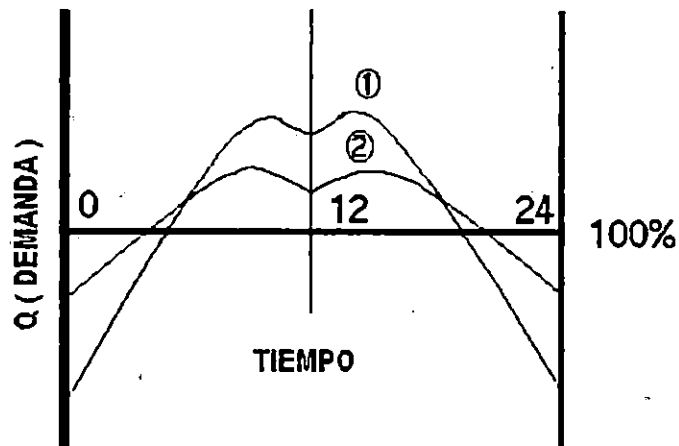


Fig. 2.11 Desviación del promedio de la demanda en un día para: 1) Ciudad pequeña y 2) Ciudad Grande

- 2o. Conforme más corto es el periodo de tiempo considerado, mayores son las desviaciones del promedio de la demanda.

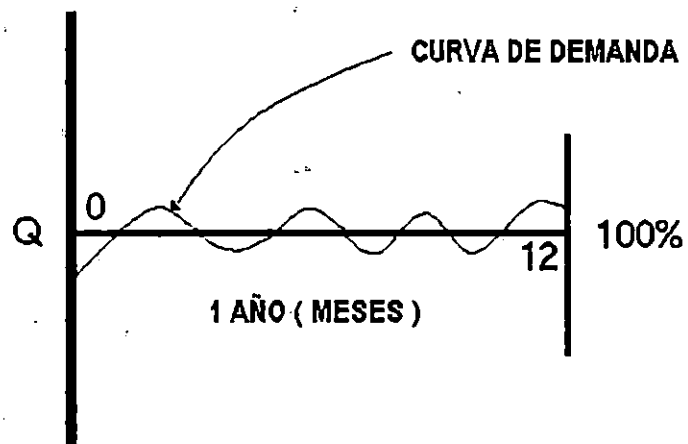


Fig. 2.12 Desviación del promedio de la demanda en un año

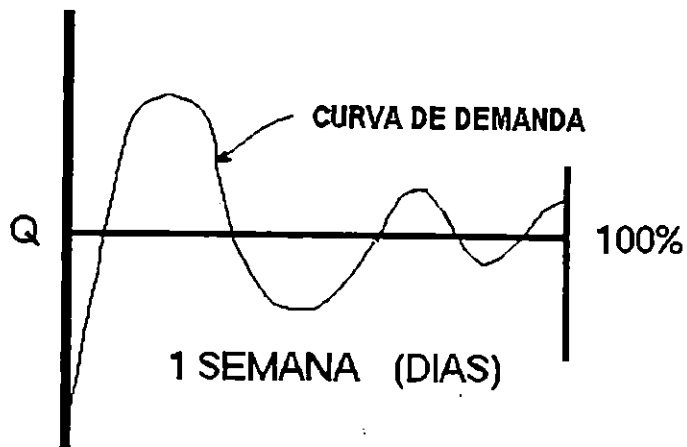


Fig. 2.13 Desviación del promedio de la demanda, en una semana.

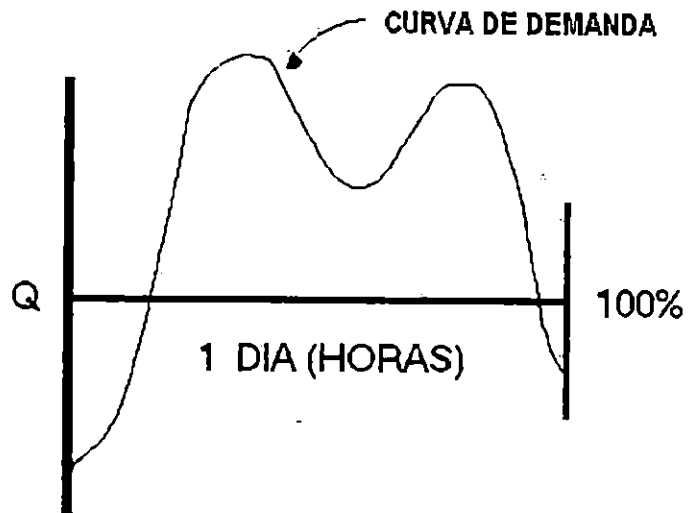


Fig. 2.14 Desviación del promedio de la demanda, en un día.

Las variaciones de consumo originadas por diversas causas, están representadas por:

- a. La demanda máxima diaria o día de máximo consumo en el año.
- b. Demanda máxima horaria.

$$L_1 + h_2 = 2500 \text{ w.}$$

8"

$$10'' \rightarrow 1.74.$$

627
 10/10/14
 T.S.

Ambas demandas, se expresan como un porcentaje de la demanda media diaria anual.

2.6.4 Factores de Demanda

Los siguientes factores son utilizados en diseño, para la variación de la demanda:

Cuadro 2.10 Factores de Variación de la Demanda

ORGANISMO, INSTITUCION O AUTOR	RELACION: $\frac{Maximo_{diario}}{Pr omedio_{diario}}$	RELACION $\frac{Maximo_{horario}}{Pr omedio_{diario}}$
Fair Geyer Okum	(De 1.2 a 2.0): 1 Promedio = 1.5: 1	(De 2.0 a 3.0): 1 Promedio = 2.5: 1
A. N. D. A.	(De 1.2 a 1.5): 1	(De 1.8 a 2.4): 1
A. I. D. I. S. Guatemala	(De 1.1 a 1.3): 1	a) Cabeceras departamentales y poblaciones > 10000 habitantes = 2.1: 1 b) Cabeceras Municipales y rurales = 2.0:1 c) Servicios públicos = 1.5: 1
NORMAS CENTRO AMERICANAS.	1.2 : 1	2.0 : 1

Para la Demanda Mínima Horaria las normas de ANDA establecen un factor de 0.1 a 0.3 veces la Demanda Media Diaria.

2.6.5 Demanda por Incendio

El Consejo Nacional de Aseguradores contra Incendio (National Board of Fire Underwriters) da la siguiente fórmula para calcular el caudal que debe encontrarse disponible el agua para combatir un incendio serio, en la parte central de mucho congestionamiento y de alto valor de una ciudad de 200,000 habitantes o menos:

$$Q = 1020 \sqrt{P} [1 - (0.01\sqrt{P})]$$

Q = g.p.m.
P = Población en miles de habitantes

Para comunidades que exceden de 200,000 habitantes, según el Consejo se requiere capacidades de 12,000 g.p.m. y de 2,000 a 8,000 g.p.m. en adición para combatir un segundo incendio. Para distritos residenciales de una ciudad el Consejo recomienda entre 500 a 6000 g.p.m.

Las Normas del INOS (Instituto Nacional de Obras Sanitarias) de Venezuela establecen que para el sector comercial e industrial de una ciudad:

$$Q = 15 \sqrt{x}$$

En donde: Q = lts/seg.
x = Población en miles

El valor de Q nunca debe ser menos de 32 lts/seg., y si el sector está densamente construido no debe ser menor de 64 lts/seg.

Ciertos autores, establecen que en la reserva contra incendio se considerará lo siguiente:

Cuadro 2.11 Volúmenes mínimos de las reservas contra incendios por Sistema de Abastecimiento de Agua

Extensión de la Zona (Ha)	Capacidad del Reservorio Adicional (mts³)
Hasta 50	173
50 a 200	230
200 a 500	460

La reserva para incendio se considera capaz de abastecer uno o más hidrantes con 16 lts/seg. durante cierto número de horas, según las características, tamaño y valor comercial de la zona.

Algunos autores recomiendan la siguiente distribución de hidrantes de acuerdo a la extensión del área a cubrir, y el número de horas que deben abastecer de agua en caso de un incendio (Ver Cuadro 2.12).

Cuadro 2.12 Número de Hidrantes por área

Tamaño de la Zona (Ha)	No. de Hidrantes c / 16 lts / seg.	No. de horas
Hasta 50	1	3
50 a 200	1	4
200 a 400	2	4

Para casos especiales de zonas de alto riesgo y/o de alto valor histórico, social o económico, el diseñador propondrá la reserva para incendio, justificando el criterio adoptado en resguardo de la propiedad y la vida y dentro de las limitaciones de la economía del Proyecto.

Según la normativa de A. N. D. A en su numeral 7 de la Parte Primera, en hidrantes para incendio se considerará un consumo de agua de 12 lts / seg. en 2 horas, una presión dinámica residual mínima de 10 metros de columna de agua (m.c.a) y un radio de acción de 150 mts. medidos desde el eje de la calle.

Además, A.N.D.A. establece que los hidrantes serán del tipo tráfico y se ubicarán en bocas calles, con una separación máxima de 300 m y tubería de alimentación con diámetro mínimo de 4 pulgadas.

2.6.6 Demanda Coincidente

Existe poca probabilidad de que ocurra un gran incendio que coincida con la demanda de hora máxima. De acuerdo a esto, el consumo total probablemente no iguala a la suma de la demanda por incendio y por el consumo horario máximo. En cambio, la suma de la demanda por incendio y el gasto diario máximo parece ser razonable en todas las situaciones, excepto las anormales.

A.N.D.A. en su Norma Técnica establece que se debe comparar $Q_{\text{max. diario}} + Q_{\text{incendio}}$ con $Q_{\text{max. horario}}$ y tomar el mayor de los dos valores para diseño, siempre y cuando la red a diseñar posea hidrantes. El caudal propuesto por ANDA para cubrir incendios es de 12 litros por segundo.

En redes donde no habrán hidrantes, caso de localidades pequeñas, aldeañas sin servicio de bomberos, estas se diseñarán con base al caudal máximo ^(diario) _{↳ horario}

2.7 SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

En la fig. 2.15 se observa que las partes de que consta un sistema hidráulico urbano son las siguientes : fuente, captación, conducción, tratamiento de potabilización, conducción, tratamiento de agua residual y disposición . El sistema de abastecimiento de agua potable es un subsistema del sistema hidráulico urbano y está integrado por los siguientes elementos (- Fig 2.15) : fuente, captación, conducción, tratamiento de potabilización, regularización y distribución.

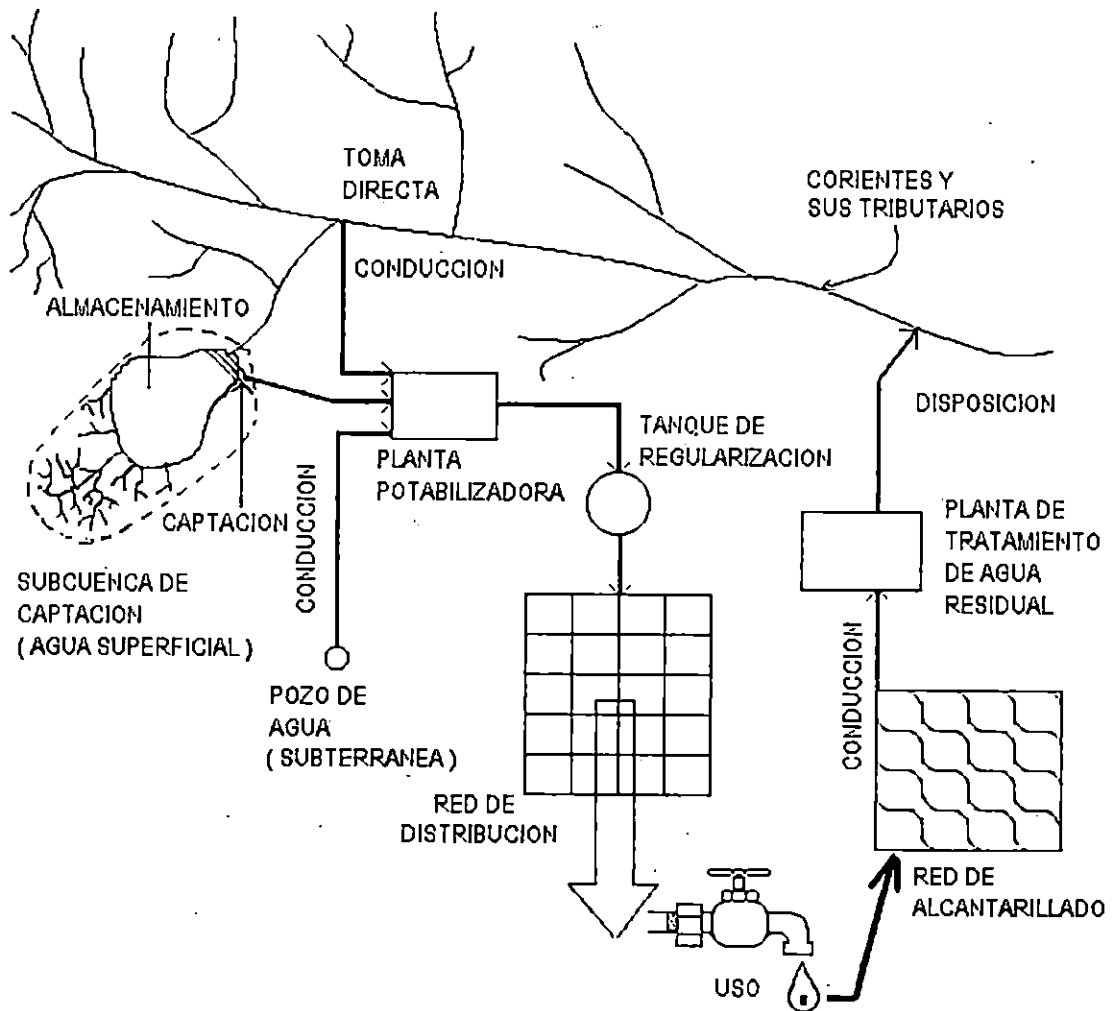


Fig. 2.15 Configuración general de un sistema hidráulico urbano

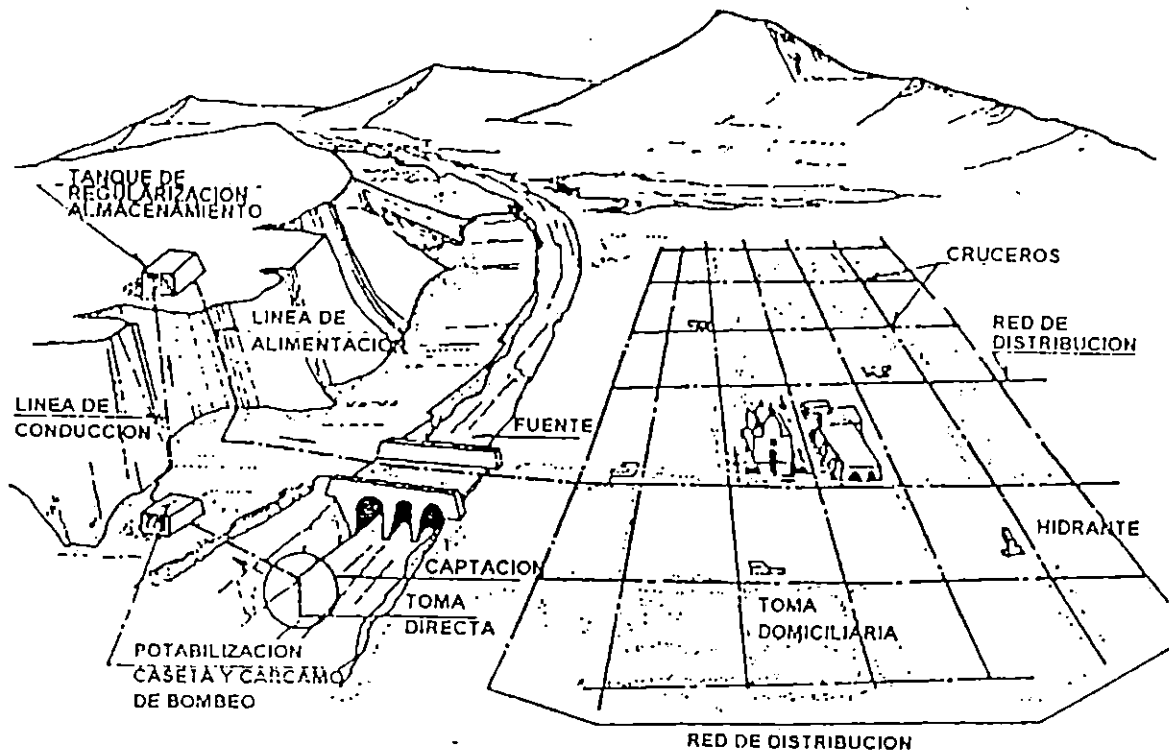


Fig. 2.16 Esquema general de un sistema de abastecimiento de agua potable

2.7.1 Partes Específicas de Sistemas de Abastecimiento de Agua

2.7.1.1 Fuentes de Abastecimiento.

En la naturaleza se encuentran las siguientes fuentes de abastecimiento:

- a) Agua Superficial;
- b) Agua Subterránea;
- c) Agua Atmosférica y
- d) Agua Salada

Se recurre a las aguas atmosféricas y a las saladas muy raras veces y solamente cuando no existe otra posibilidad ya sea porque las aguas subterráneas y superficiales sean escasas o de muy mala calidad, o también en ocasiones por factores económicos.

Por lo tanto, hay dos grandes fuentes de abastecimiento de agua potable: las aguas superficiales y las aguas subterráneas. Cada una de ellas tiene diferentes características que pueden verse en el Cuadro 2.13.

Las aguas superficiales incluyen ríos, lagos y acuíferos superficiales que no estén confinados.

Las fuentes subterráneas están generalmente mejor protegidas de la contaminación que las fuentes superficiales, por lo que su calidad es más uniforme.

Cuadro 2.13 Principales diferencias entre las aguas superficiales y aguas subterráneas

CARACTERISTICA	AGUA SUPERFICIAL	AGUA SUBTERRANEA
temperatura	Variable según las estaciones	Relativamente constante
turbiedad, materias en suspensión	Variable, a veces elevadas	Bajas o nulas
Mineralización	Variable en función de los terrenos, precipitación, vertidos, etc.	Bajas o nulas
Hierro y Manganeseo	Generalmente ausente excepto en el fondo de los cuerpos de agua en estado de eutroficación	Generalmente presentes
Gas carbónico agresivo	Generalmente ausente	Normalmente ausente o muy bajo
Amoniaco	Presente sólo en aguas contaminadas	Presencia frecuente sin ser índice de contaminación
Sulfuro de Hidrógeno	Ausente	Normalmente presente
Silice	Contenido moderado	Contenido normalmente elevado
Nitratos	Muy bajos en general	Contenido a veces elevado
Elementos vivos	Bacterias, virus y plancton	Ferrobacterias
Oxígeno disuelto	Normalmente próximo a la saturación	Normalmente ausente o muy bajo

2.7.1.2 Captación

Las obras de captación son las obras civiles y equipos que se utilizan para reunir y disponer adecuadamente del agua superficial o subterránea de la fuente de abastecimiento. Dichas obras varían de acuerdo a la naturaleza de la fuente de abastecimiento, su localización y magnitud.

2.7.1.3 Conducción

Se denomina " Línea de conducción ", a la parte del sistema constituida por el conjunto de conductos, obras de arte y accesorios destinados a transportar el agua procedente de la fuente de abastecimiento; desde el lugar de la captación hasta un punto que puede ser un tanque de almacenamiento, a un cárcamo para una segunda conducción, o a una planta potabilizadora.

2.7.1.4 Tratamiento de las aguas

El término " Tratamiento ", se refiere a todos aquellos procesos que de una u otra manera sean capaces de alterar favorablemente las condiciones de un agua. El tratamiento no está, en general, constituido por un sólo proceso, sino que será necesario, de acuerdo con las características propias del agua cruda, integrar un " Tren de procesos " esto es, una serie de procesos capaz de proporcionar al agua las distintas características de calidad que sea necesaria para hacerla apta para su utilización.

Cuando el tratamiento que se le da al agua es para hacerla apta para la bebida, se le llama " Potabilización " a este tratamiento y " Planta Potabilizadora " a la obra de ingeniería civil en la que se construyen las unidades necesarias para producir el agua potable.

2.7.1.5 Almacenamiento y Regularización

El término "almacenamiento para distribución", se ha de entender que incluye el almacenamiento de agua en el punto de tratamiento, lista para distribución; no así el embalse de aguas para propósito de abastecimiento o utilización a largo plazo. Este último es propiamente un elemento de las obras de captación.

La función principal del almacenamiento para distribución es hacer posible que la planta de tratamiento siga trabajando durante el tiempo en el que, en otra forma, los elementos se encontrarían ociosos, y almacenar el agua anticipadamente a su necesidad real, en uno o más lugares de la zona de servicio, cercanos a su consumidor final.

Por otra parte la regularización tiene por objeto transformar el régimen de alimentación de agua proveniente de la fuente que generalmente es constante en régimen de demanda que es variable en todos los casos, una que la población consume agua en forma variada, incrementándose su consumo por la mañana y por la noche, descendiendo en el mediodía y en la madrugada.

Objetivos de los Tanques de Almacenamiento

- a. Compensar las fluctuaciones en el consumo
- b. Suplir de agua a la red en caso de interrupciones en la fuente o la línea de conducción.
- c. Agua para combatir incendios
- d. Economía
- e. Regular presiones en la red

Tipos de Tanques:

- a. Superficiales (Rectangulares o Circulares)
- b. Elevados (De varias formas)

Materiales :

- a. Mampostería de piedra
- b. Concreto
- c. Block de concreto
- e. Metálicos

En cuanto a la ubicación de los Tanques de Almacenamiento, ésta puede variar de acuerdo a las condiciones propias de cada sistema de abastecimiento de agua; pero podemos identificar las más comunes:

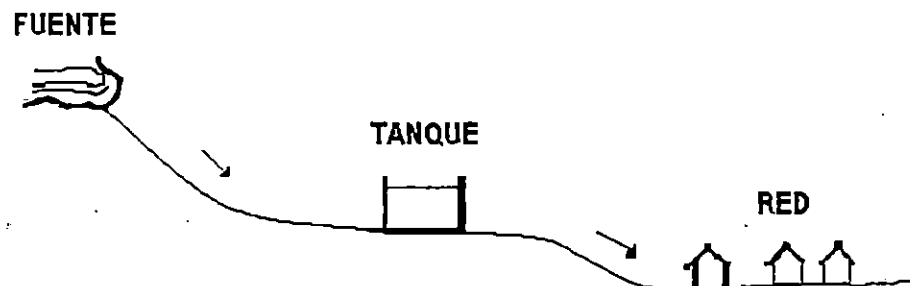


Fig. 2.17 Tanque ubicado entre la fuente y la red

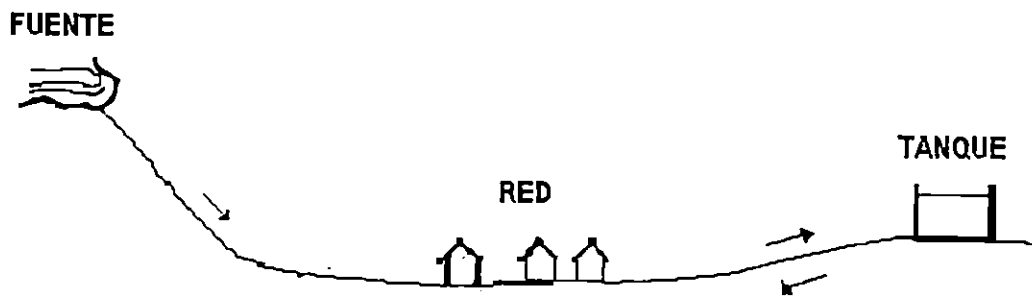


Fig. 2.18 Tanque flotando en la línea (De Cola)

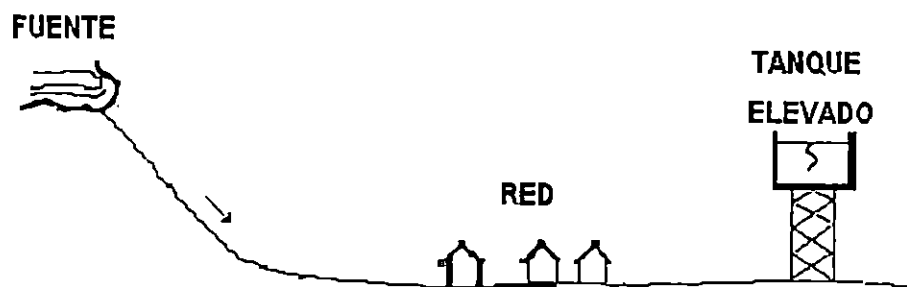


Fig. 2.19 Tanque flotando en la red

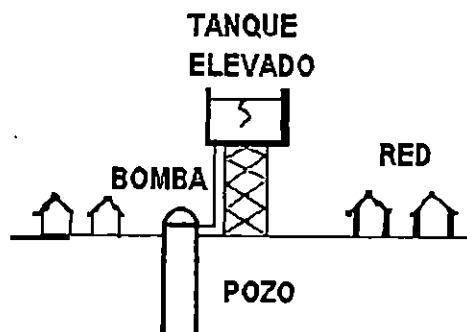


Fig. 2.20 Tanque elevado

2.7.1.6 Distribución

Después de la regularización, el sistema debe entregar el agua a los propios consumidores. Es obvia la importancia del sistema de distribución, si se toma en cuenta que más de la mitad de la inversión total en un sistema de abastecimiento de agua corresponde a la distribución del agua potabilizada.

Para ser adecuado, un sistema de distribución debe poder proporcionar un amplio suministro de agua potable, cuándo y dónde se requiera dentro de la zona de servicio. El sistema debe mantener presiones adecuadas para los usos residenciales, comerciales, e industriales normales, al igual que ha de proporcionar el abastecimiento necesario para la protección contra incendio.

A veces se requieren bombeos auxiliares para poder servir a las zonas más elevadas o a los consumidores más remotos. El sistema de distribución incluye bombas, tuberías, válvulas de regulación, tomas domiciliarias, líneas principales y medidores.

2.7.2 Tipos de Sistemas de Abastecimiento de Agua

Los elementos descritos en las secciones anteriores pueden ser conjugados de diferentes formas, atendiendo a las características propias de la fuente a explotar y de las necesidades de la localidad a la que se abastecerá.

En las figuras siguientes, se muestran algunos ejemplos de sistemas de las obras hidráulicas, en los que se muestran diferentes formas en las que se combinan los elementos de los sistemas de Abastecimiento de agua.

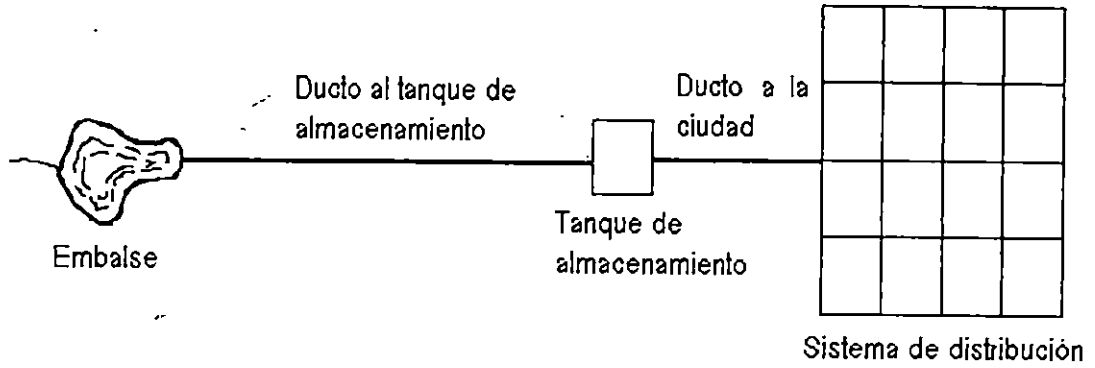


Fig. 2.21 Sistema de Obras Hidráulicas para captación y distribución de Agua Potable

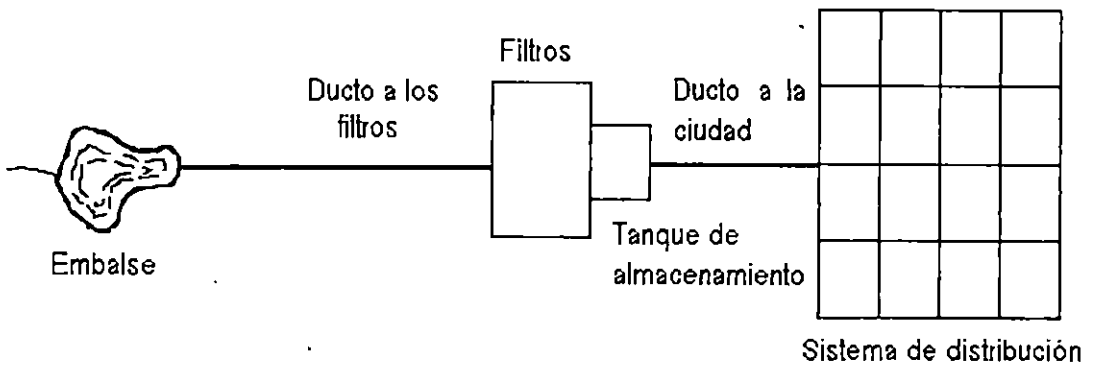


Fig. 2.22 Sistema de Obras Hidráulicas para captación y distribución de Agua Potable

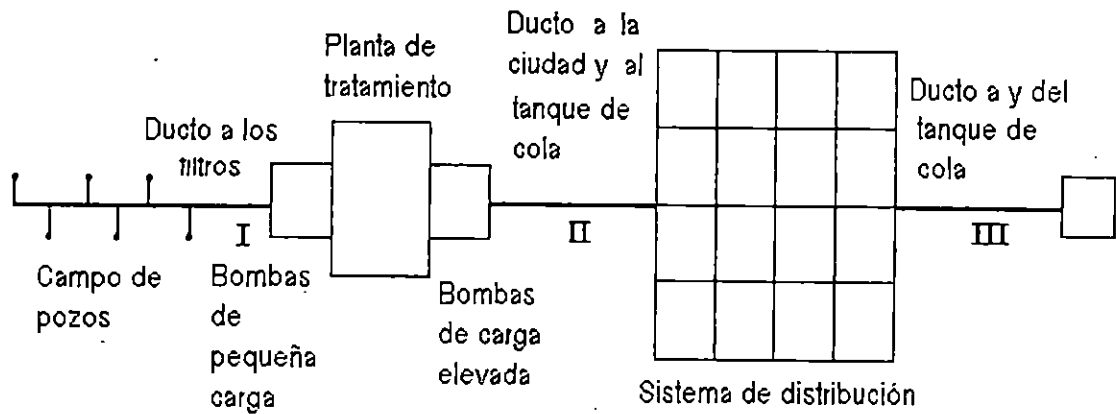


Fig. 2.23 Sistema de Obras Hidráulicas para captación y distribución de Agua Potable

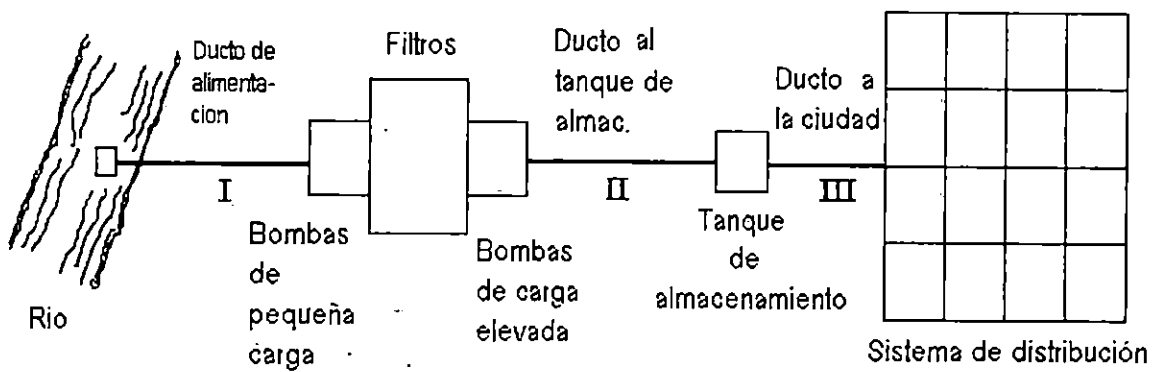


Fig. 2.24 Sistema de Obras Hidráulicas para captación y distribución de Agua Potable

2.8 CAMARAS DE BOMBEO

Espacio ó sala de la estación de bombeo destinada para colocar el equipo de bombeo y la succión, dichas cámaras son de dos tipos:

- a) Cámaras húmedas: son los depósitos que sirven para conectar la succión y es donde se tiene la entrada del agua y el almacenamiento necesario de la misma. Esta puede no existir como tal sino que puede ser simplemente una fuente natural.
- b) Cámaras secas: en ésta generalmente se colocan los equipos de bombeo, es un compartimiento contiguo diferente a la cámara húmeda (ver las figuras 2.25 y 2.26)

De acuerdo al tipo de cámara, podríamos clasificar las estaciones de bombeo en " Primarias y Secundarias ".

Las estaciones primarias toman el agua de alguna fuente de abastecimiento o de algún cárcamo y la llevan o conducen a otro almacenamiento, al tratamiento, a la red directamente o a una combinación.

Las estaciones secundarias o elevadoras mejoran las condiciones de una primaria incrementando presión o caudal, pero con la alimentación de una o varias primarias.

Las estaciones primarias pueden construirse de dos tipos: a) Estaciones de dos cámaras
b) Estaciones de una cámara.

- a) Estaciones de dos cámaras: Se consideran dos compartimentos. En uno se tendrá la entrada del agua y un depósito que sirva para conectar la succión; En el otro, que se denomina cámara seca se colocan los equipos de bombeo. La primera cámara puede no existir como tal, sino que puede ser simplemente una fuente natural (Ver Figs. 2.25 y 2.26).

- b) Estaciones de una cámara: Generalmente se usan para bombas de eje vertical y consisten en una sola cámara donde se tiene la entrada del agua, el almacenamiento necesario y los equipos de bombeo (Ver Fig. 2.27).

Las estaciones secundarias o elevadoras sólo pueden tener cámara seca, ya que la succión está conectada directamente a la tubería de descarga de una estación primaria.

Las bombas pueden ser instaladas en la elevación superior o inferior del nivel de las aguas que serán bombeadas. En el caso primero, decimos que habrá una "Altura de Succión", siendo indispensable la instalación de válvulas de pie o de dispositivos especiales para cebar la bomba. En el segundo caso, las bombas quedarán ahogadas, teniendo una "Carga de Succión"; se recomienda en este último caso la instalación de válvulas de compuerta en las tuberías de entrada a la bomba (ver Fig. 2.28).

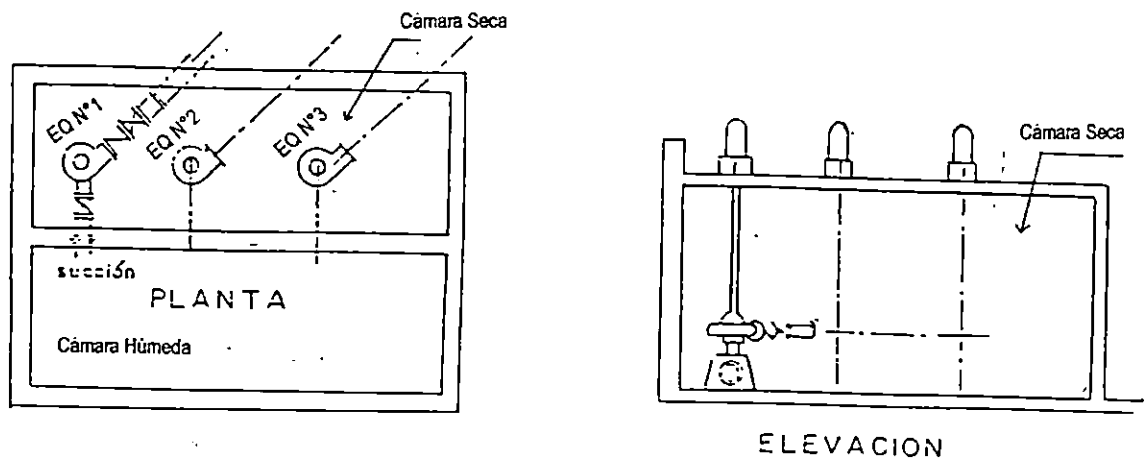


Fig. 2.25 Bombas de eje vertical en dos cámaras (Húmeda y Seca).

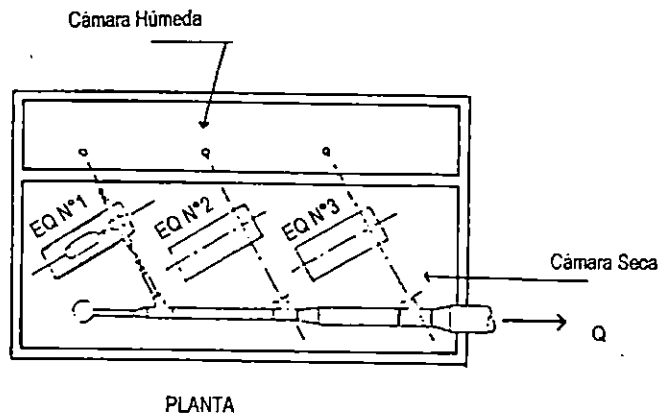


Fig. 2.26 Bombas de Eje Horizontal en dos cámaras (Húmeda y Seca).

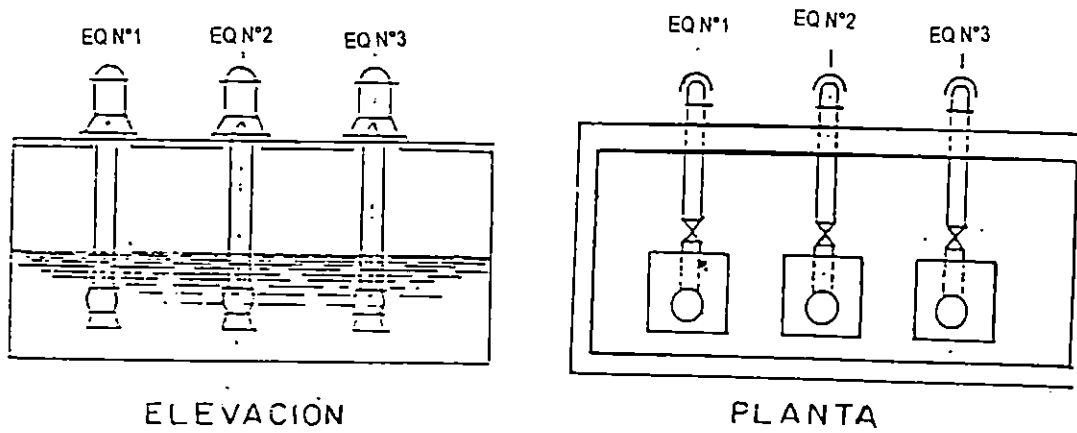


Fig. 2.27 Bombas de Eje Vertical en una cámara (Húmeda).

2.8.1 Dimensiones de las Cámaras.

Las cámaras secas se dimensionarán de acuerdo con el número y dimensión de las unidades a instalarse. Sin embargo, deberá considerarse el espacio para lo siguiente:

1. Válvulas y accesorios
2. Controles eléctricos
3. Amortiguadores de Golpe de Ariete
4. Tubos de paso, derivación
5. Apoyos y Anclajes

Las unidades se colocarán de forma que ocupen el mínimo espacio, y dejando a la vez espacios para la circulación entre las unidades y para las bases de éstas.

Las cámaras húmedas (En algunos casos el Tanque de succión, ver el numeral 2.9.2), en estaciones de dos cámaras se dimensionarán según se tenga una instalación con cargas de succión o altura de succión (Ver Figs. 2.28 y 2.29). Pero en ambos casos las dimensiones deberán ser las adecuadas para facilitar el asentamiento de las piezas, permitir el acceso y evitar grandes velocidades y agitación de las aguas (Torbellinos nocivos).

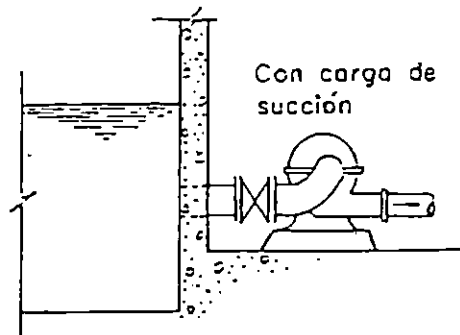


Fig. 2.28 Cámara con carga de succión.

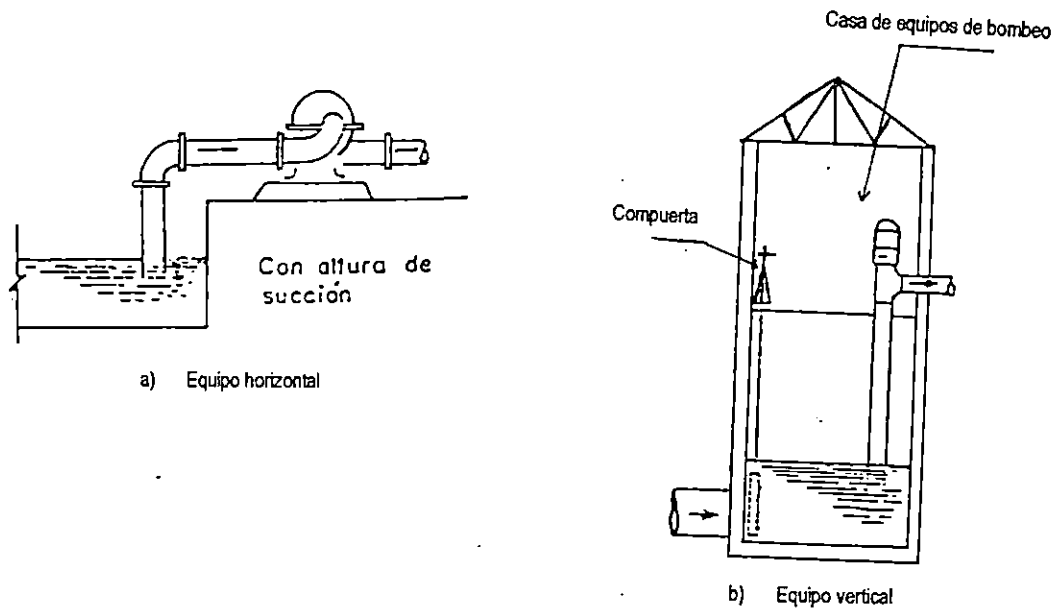


Fig. 2.29 Cámara con altura de succión

2.8.2 Cárcamos de Bombeo (Cámara Húmeda) y Canales de Acceso

Los cárcamos de bombeo generalmente son rectangulares, cuadrados o circulares

La velocidad del agua en la entrada del tubo de aspiración debe ser inferior a $0.90 \text{ m/s}^{(7)}$.

Las especificaciones de la altura del agua entre el nivel mínimo y la unión de la rejilla, o la boca de entrada de la tubería (Es decir la sumergencia) recomendadas por Acevedo Neto son mostradas en la Fig. 2.30.

El valor de la sumergencia es también aumentado por otros factores como los siguientes:
La temperatura del agua y la elevación sobre el nivel del mar.

⁽⁷⁾ Azevedo Neto, " Manual de Hidráulica", Editorial Harla, 1973.

También en la medida de lo posible esta altura debe impedir la entrada de aire
(Ver Fig. 2.30).

a) Condición hidráulica

$$h \geq \frac{v^2}{2g} + 0,20$$

b) Para impedir la entrada de aire

$$h \geq 2,5 D + 0,10.$$

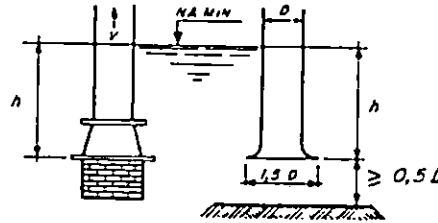


Fig. 2.30 Condiciones para determinar la sumergencia (h) y distancia del tubo de aspiración al fondo del Cárcamo.

Deben evitarse descargas de agua arriba del nivel del cárcamo de bombeo y eliminarse las posibilidades de introducción de aire en el agua. Los cárcamos o tanques deben ser alimentados por compuertas o tuberías sumergidas, evitándose al máximo, las turbulencias

En los cárcamos de bombeo circular la entrada de agua no debe ser tangencial, para evitarse cualquier tendencia de rotación del líquido (Ver Fig. 2.31- A).

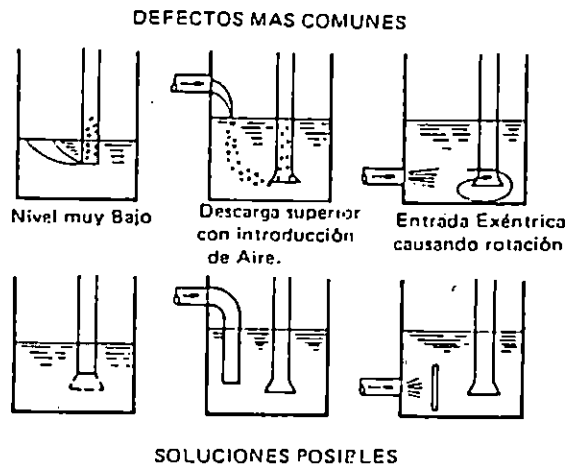


Fig. 2.31- A Disposiciones de la descarga a los Cárcamos de Bombeo para evitar turbulencias.

Las velocidades deseables en los canales de acceso para los cárcamos de bombeo deben quedar comprendidas entre 0.30 y 0.90 m/s.

La distribución del flujo y las líneas de corriente, en los cárcamos de bombeo, ejercen gran influencia sobre el trabajo de las bombas. El flujo irregular, el régimen turbulento, los cambios bruscos de corriente, el efecto dañino de paredes continuas y la rotación son efectos que se debe evitar.⁽⁸⁾

Son medidas aconsejables la adopción de velocidades moderadas (Inferiores a 0.90 m/s), la cuidadosa adopción de dimensiones; la introducción de cortinas o paredes guías.

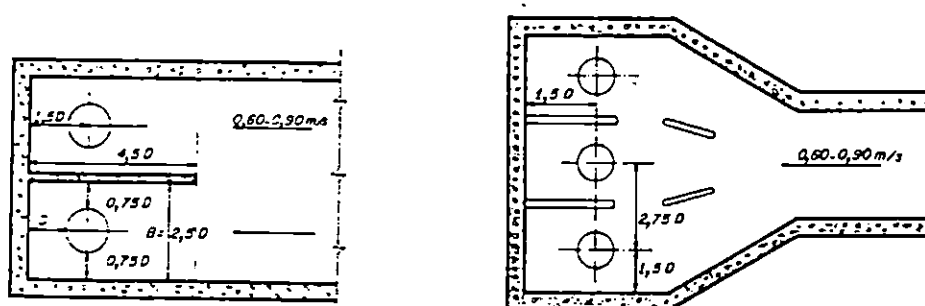


Fig. 2.31 - B Cortinas o paredes guías

Las paredes o cortinas directrices deben extenderse a, por lo menos, diez veces el diámetro de la boca de aspiración. Si varias bombas estuvieran situadas en línea, en una misma cámara, es deseable evitar que el agua pase sucesivamente por las secciones de las bombas hasta alcanzar la última unidad. Si esta situación no se puede evitar por las condiciones locales debe especificarse adecuadamente las bombas y ampliar el ancho del cárcamo, reduciendo así la velocidad del flujo.

⁽⁸⁾ Acevedo Neto, "Manual de Hidráulica", Editorial Harla, 1973



2.8.3 Piezas Especiales

En la extremidad de la tubería de succión debe ser instalada una rejilla con área libre (aberturas) superior a dos veces la sección del tubo de aspiración. Las piezas de reducción de diámetro en la entrada de las bombas deben ser de tipo excéntrico.

En las tuberías de bombeo deben ser instaladas válvulas de retención o válvulas especiales de cierre hermético, válvula check, para impedir el retorno del líquido a través de las bombas. Las válvulas de compuerta deben estar asentadas después de esas válvulas.

2.8.4 Tubería de Succión

El diámetro de la tubería de succión debe ser tal que la velocidad en su interior no supere 2 m / s^2 , en el caso de agua fría.

La altura de succión, definida como la distancia entre el eje de la bomba y la superficie del líquido a ser bombeado, más las pérdidas de carga en la tubería de succión, debe ser la menor posible y satisfacer las especificaciones establecidas por el fabricante de las bombas. Teóricamente, la altura de succión máxima es de 10.33 m, a nivel del mar (una atmósfera). El valor admisible para la altura depende del peso específico, de la temperatura y de la presión de vapor, como también de la presión atmosférica.

Algunos valores de succión se muestran en el siguiente cuadro:

Cuadro 2.14 Valores Teóricos de las Alturas Máximas de Succión

Altitud m.s.n.m	Presión Atmosférica m.c.a	Límite práctico de succión Mt.
0	10.33	7.60
300	10.00	7.40
600	9.64	7.10
900	9.30	6.80
1200	8.96	6.50
1500	8.62	6.25
1800	8.27	6.00
2100	8.00	5.70
2400	7.75	5.50
2700	7.50	5.40
3000	7.24	5.20

Datos tomados de Acevedo Neto, "Manual de Hidráulica", Editorial Harla, 1973.

En el cuadro anterior :

m.s.n.m: metros sobre el nivel del mar

m.c.a : metros de columna de agua

La altura de succión admisible para un determinado tipo de bomba depende de otras condiciones y deberá ser verificada en cada caso. Los valores dados en el Cuadro anterior representan los valores máximos que pueden tomar las alturas de succión sin tomar en cuenta las características de los equipos elevadores.

Deben ser evitadas las bolsas de aire en la tubería de succión mediante la adopción de las siguientes medidas:

- a) Utilización de dispositivos de reducción excéntricos, para evitar la formación de bolsas de aire en la parte superior de las tuberías de succión.
- b) Colocación de la tubería de succión con ligero declive en dirección al punto de succión. Esto cuando la bomba no trabaje ahogada. Este declive debe ser gradual de la bomba hacia la fuente de alimentación. No debe ser instalada ninguna sección de la tubería arriba de la boca

de entrada de la bomba; si existe algún obstáculo en la trayectoria de la cañería de descarga, es preferible conducir a ésta por debajo de dicho obstáculo.

- c) Construcción del cárcamo de bombeo para evitar agitación de líquido, lo que resultaría en la entrada de aire en la tubería de succión.
- d) Si más de una bomba funciona en el mismo cárcamo de bombeo, deben ser empleadas tuberías de succión independientes.
- e) La extremidad de la tubería de succión deberá quedar a una altura por debajo del nivel mínimo del líquido que se va a bombear, suficiente para impedir la entrada de aire en la tubería de succión (ver figura 2.30).

Se recomienda la colocación de una rejilla o filtro en la extremidad de la tubería de succión evitando de esta forma la entrada de impurezas y materias extrañas en las bombas. Este dispositivo deberá tener un área útil de pasaje de 2 veces más, como mínimo, que el área de paso de la tubería de succión.

Si la bomba trabaja ahogada, se recomienda la colocación en la tubería de una válvula de compuerta, con el fin de poder interrumpir el flujo para eventuales reparaciones o sustituciones (ver figura 2.28).

Las bombas centrífugas deben poseer, en la extremidad de la tubería de succión una válvula de pie, a fin de mantener la bomba cebada (llena de líquido).

2.8.5 Tubería de Descarga

En la tubería de impelencia y en la tubería de descarga de la bomba deberán ser instaladas, una válvula de retención o válvula check y una válvula de compuerta. La primera tiene por objeto evitar que el líquido retome cuando la bomba es desconectada, impidiendo que los impulsores de la bomba giren en sentido contrario al de su rotación. También sirve de protección contra la sobrepresión originada por el golpe de ariete. La válvula de compuerta sirve,

además, para interrumpir el flujo en caso de eventuales reparaciones y sustituciones de tramos de tubería y/o accesorios.

La válvula de retención debe ser colocada entre la válvula de compuerta y la bomba, permitiendo así inspeccionarla cuando sea necesario.

Si se utilizan reducciones en la tubería de descarga, las mismas deben estar situadas entre la válvula de retención y la bomba.

Las características de la tubería de descarga son determinadas por la pérdida de carga, velocidad y viscosidad del líquido, siendo que el diámetro deberá ser, siempre que sea conveniente, dos medidas mayores que el diámetro de salida de la bomba y nunca menor que este último.

2. 8. 6 Equipos de Bombeo

Los equipos de bombeo se seleccionarán para atender el caudal máximo diario durante un periodo de 10 años y 20 horas al día de bombeo. Al final de ese periodo habrá un mínimo de 2 equipos cada uno capaz de atender la demanda máxima (Ver Norma Técnica de A.N.D.A. Numeral 11).

Cuando existan más de dos equipos, se seleccionará de tal manera que al estar fuera de servicio un equipo, por reparación o mantenimiento preventivo, los restantes puedan satisfacer la demanda máxima.

Cada equipo de bombeo deberá contar en su descarga con válvula check, válvula de compuerta y manómetro después de la válvula check.

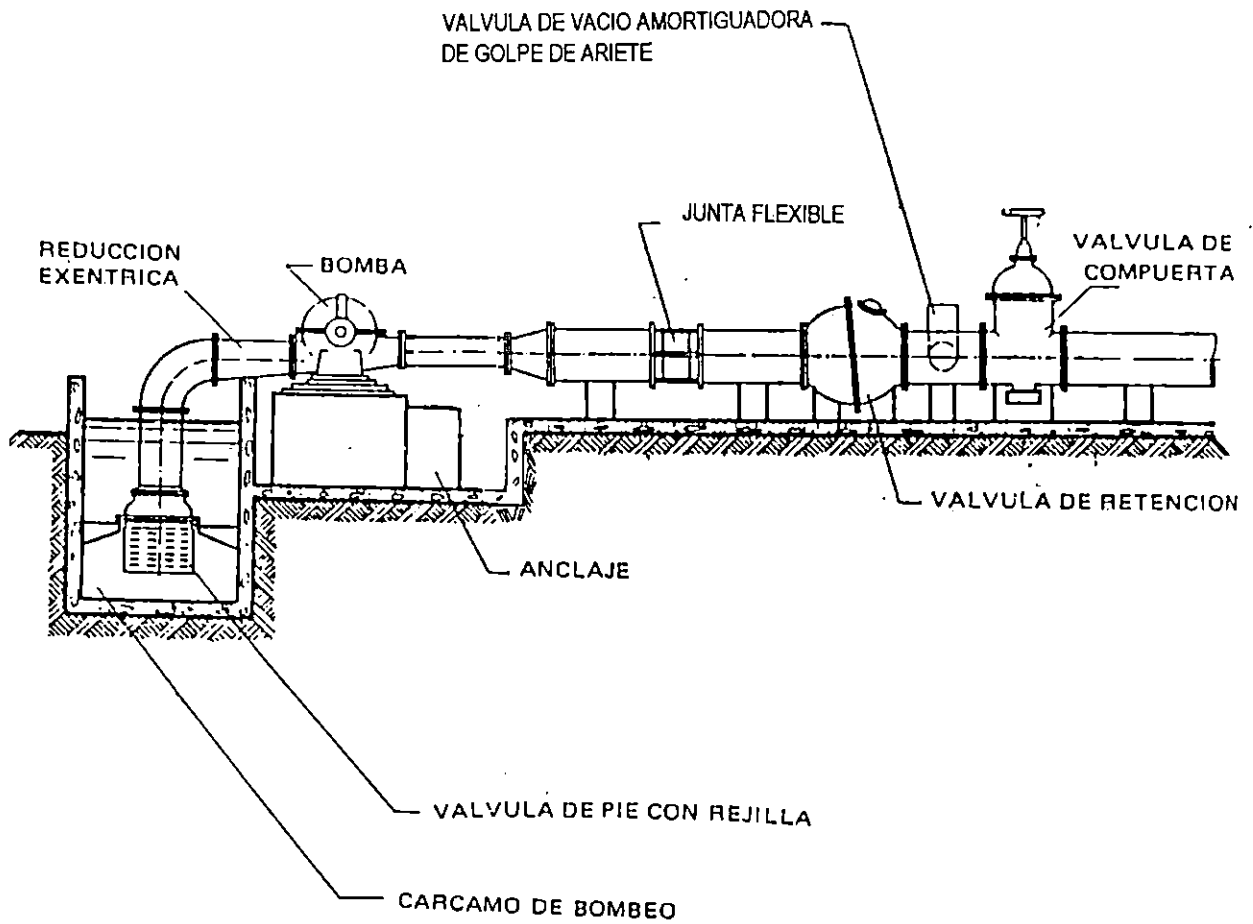


Fig. 2.32 Esquema de montaje de un Equipo de Bombeo

2.9 ALMACENAMIENTO

2.9.1 Tanques de Distribución

2.9.1.1 Capacidad de los Tanques de Distribución

A) Caso de un tanque alimentado por línea de conducción por gravedad, es decir, con un caudal constante

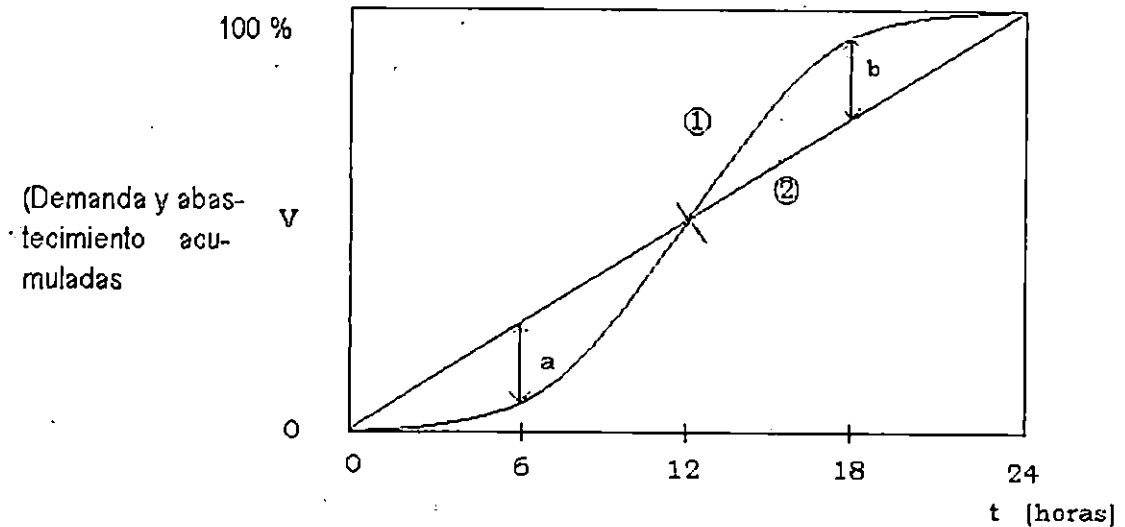


Fig. 2.33 1). Curva de Demanda; 2) Curva de Abastecimiento.

El volumen de almacenamiento para la Fig. anterior viene dado por:

$$\text{Volumen} = |a_{\text{máximo}}| + |b_{\text{máximo}}|$$

B) Caso de un Tanque alimentado por línea de conducción por bombeo.

1. suponiendo que la bomba trabaja un periodo al día, por ejemplo entre las 8 horas a las 14 horas

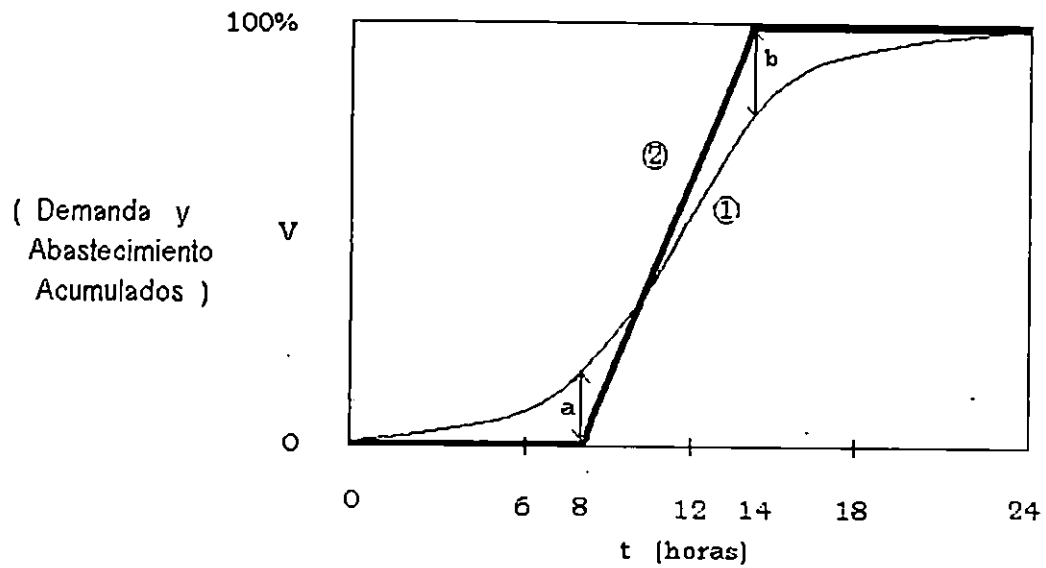


Fig. 2.34 1) Curva de demanda (es la misma que el caso anterior) y 2) Curva de abastecimiento.

Para la figura anterior el volumen de almacenamiento viene dado por:

$$\text{Volumen} = |a_{\text{máximo}}| + b_{\text{máximo}}$$

2. Suponiendo que la bomba trabaja durante varios periodos al día.

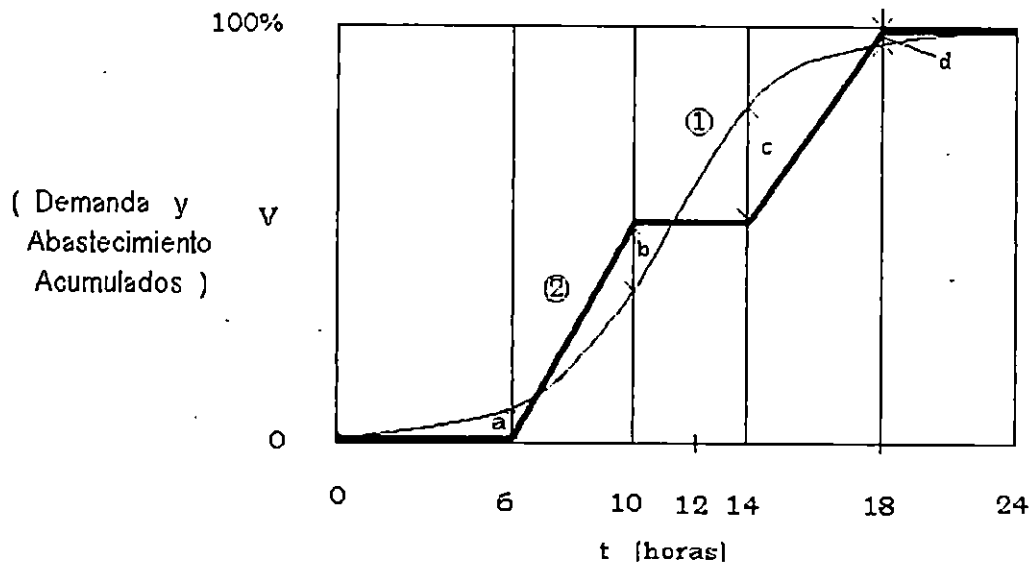


Fig. 2.35. 1) Curva de demanda; 2) Curva de Abastecimiento

En el gráfico anterior tenemos dos periodos de bombeo, el primero, de las 6 horas hasta las 10 horas, y el segundo, de las 14 horas a las 18 horas. Las Gráficas están identificadas como: 1) Curva de demanda (la misma que el caso anterior) y 2) Curva de abastecimiento

Almacenamiento = Máxima suma de:

$$\begin{array}{l} |a_{\text{máx}} + b_{\text{máx}}| \\ |b_{\text{máx}} + c_{\text{máx}}| \\ |c_{\text{máx}}| + |d_{\text{máx}}| \\ |d_{\text{máx}}| + |a_{\text{máx}}| \end{array}$$

En los ejemplos 6 y 7, se presentan casos de diseño hidráulico de tanques de almacenamiento, tanto para bombeo diurno como nocturno.

La curva de demanda se construye mediante la información obtenida de un programa de investigación, lo cual no es muy corriente. Si no se tienen los medios para llevar a cabo este programa, una manera de construirla es suponiendo que la curva de demanda se comporta como una curva de la función del Seno. Los resultados que se obtienen son un poco mayores que la realidad.

2.9.1.2 Detalles en el Diseño de Tanques de Distribución.

Las tuberías de entrada y salida deben estar diametralmente opuestas. Ambas tuberías deben de estar provistas de una válvula de compuerta.

Es preferible que la entrada sea por la parte superior, con el objeto de :

- a) Saber si está entrando agua al tanque
- b) Si la línea de conducción es por bombeo, evitar que haya variaciones de carga para la bomba (aunque pequeñas).
- c) Contar con algún método de aforo.

2.9.1.3 Profundidad de los Depósitos

La profundidad es una función de la economía que resulta al comparar el total de costos: metro cuadrado de terreno, losa de cubierta y recubrimiento aislante; en relación con el costo de las paredes. Entre mayores sean los primeros costos en comparación con el último, mayor será la profundidad del tanque.

2.9.1.4 Fondo

Generalmente se construyen con losas planas de concreto armado a las que se les da un espesor mínimo de 15 cm, para garantizar su impermeabilidad.

No conviene en tanques al nivel del suelo, colocar las cañerías de entrada y de limpieza atravesando la losa de fondo; ya que cualquier falla de dichas cañerías originaría fugas capaces de producir hundimientos no previstos, que causarían rajaduras en la losa del fondo o la falla completa del depósito. Para evitar este peligro las tuberías de: Entrada, salida y de limpieza se instalan atravesando la pared del depósito (Este criterio no es aplicable a tanques metálicos).

Se recomienda dar una pendiente del 1.5% al 2% al fondo de los tanques para que el agua de limpieza alcance su respectiva cañería.

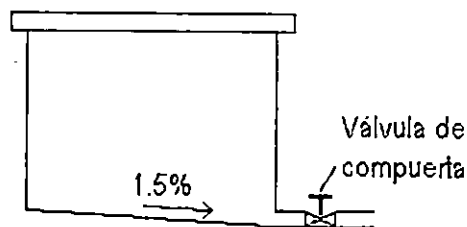


Fig. 2.36

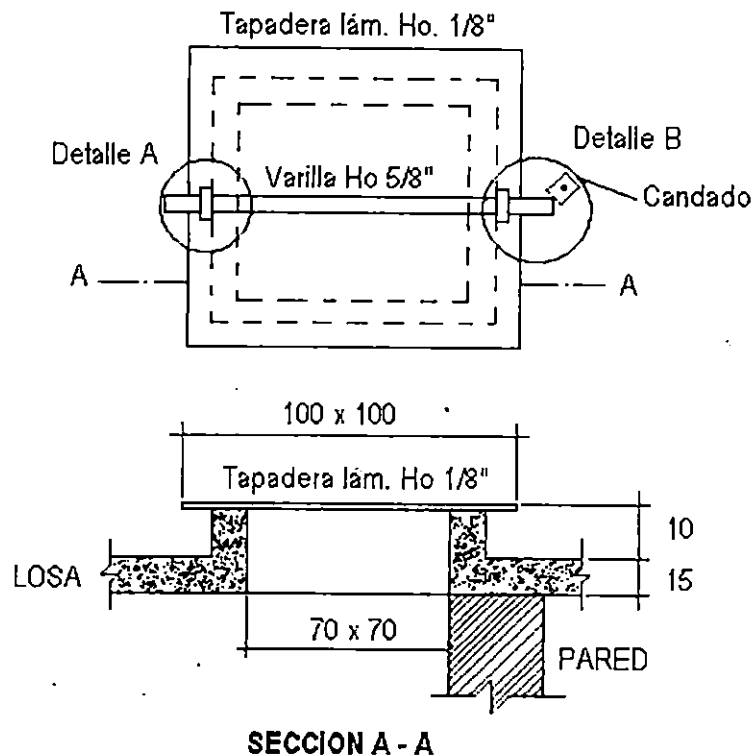
Detalle del fondo (Pendiente y accesorios) de los tanques de almacenamiento.

2.9.1.5 Elementos Accesorios de los Depósitos

Boca de Inspección

Se dejará en la losa de cubierta y tendrá dimensiones adecuadas para permitir un acceso fácil al interior del depósito. Una dimensión aceptable es 70 x 70 cm.

Para evitar el acceso de personas extrañas, alimañas, etc., al interior del depósito, la boca de inspección se protege con una tapadera metálica o de concreto, provista con candado, y construida con una forma tal que no permita el paso del agua lluvia al interior del depósito.



Nota: Dimensiones en cm., excepto donde se indique lo contrario.

Fig. 2.37 Detalles de la entrada de inspección de los tanques

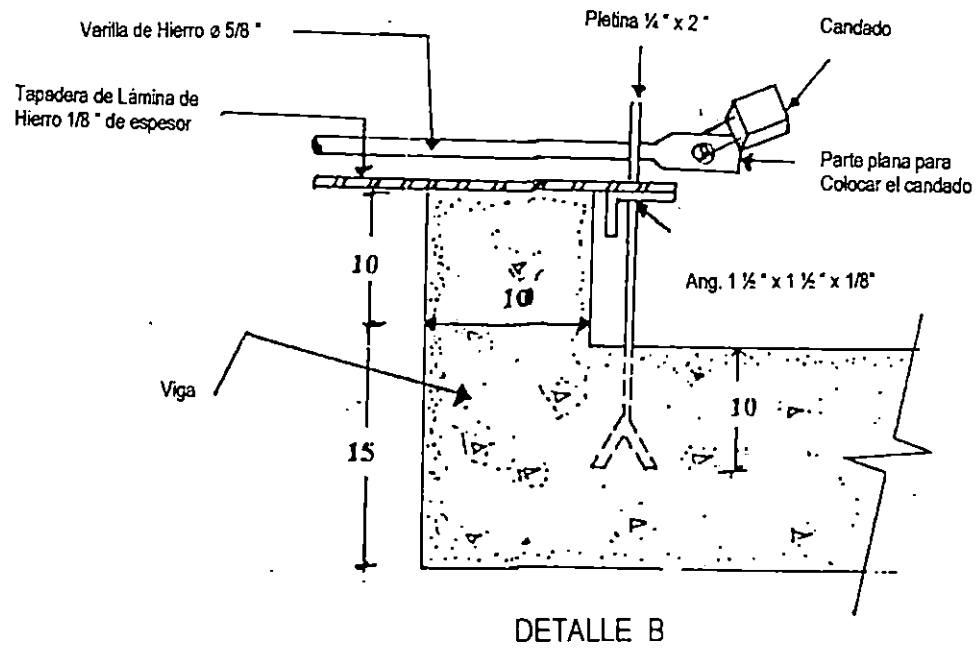
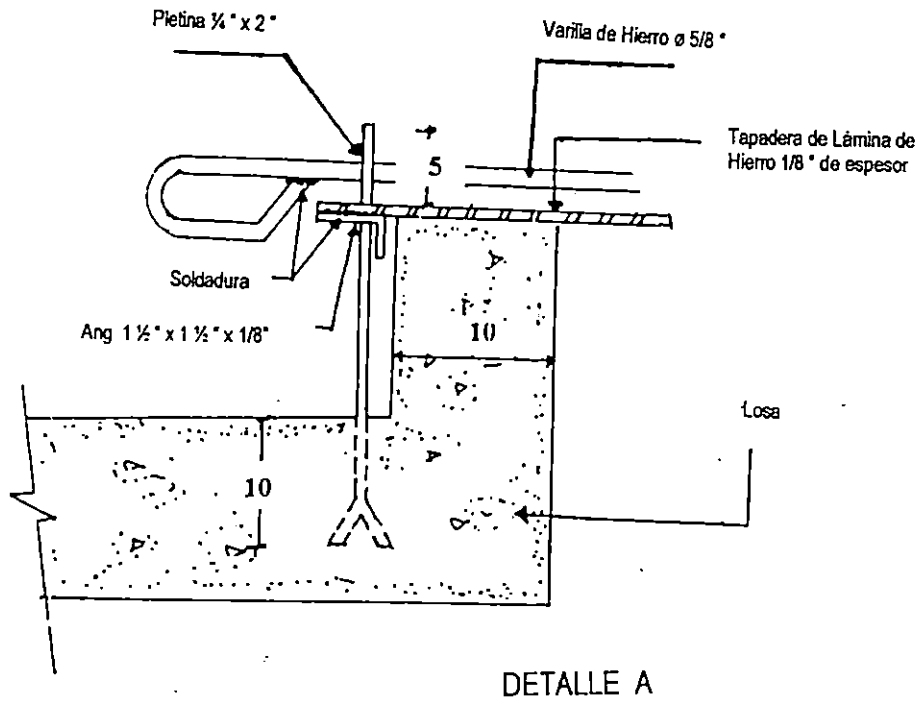


Fig. 2.38 Detalles A y B de las entradas de inspección

Respiradero

Este tipo de accesorios se colocan en los tanques, con la finalidad que el agua almacenada en ellos se airee. Además evitan la acumulación de gases (como el cloro), que podrían ser perjudiciales para las personas que se pudieran introducir en los tanques con la finalidad de limpieza o inspección de los mismos.

Comúnmente los respiraderos son metálicos, construyéndose en forma de bastón o de Te para evitar la entrada de aguas lluvia. Sus extremos se protegen con espesas mallas de cobre, que impiden la entrada de alimañas, cuerpos extraños, etc., al interior del depósito.

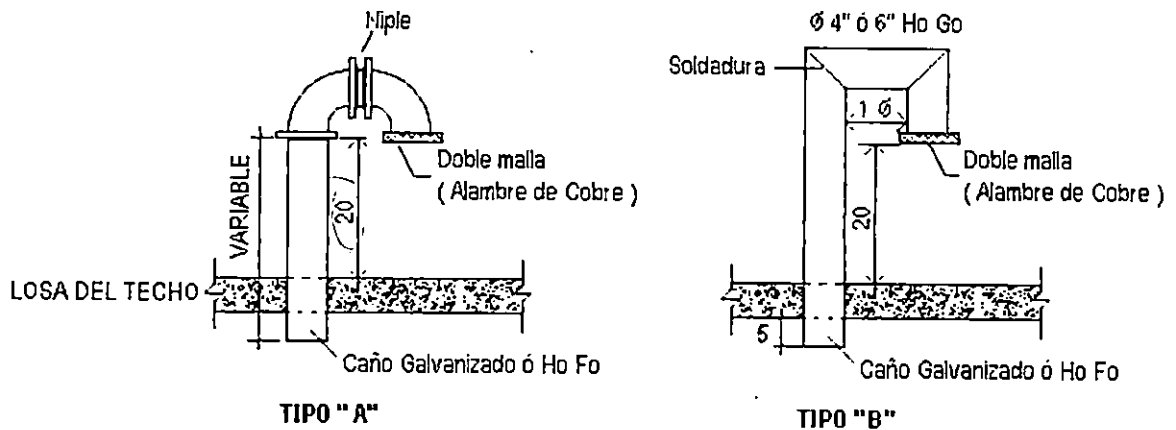


Fig. 2.39 Detalle de la colocación de la ventilación en un tanque de almacenamiento

El número de respiraderos a colocar en los tanques está de acuerdo a la capacidad del tanque y según recomendaciones de A.N.D.A. se muestra en el siguiente cuadro.

Cuadro 2.15 Número de Respiraderos en Tanques de acuerdo a la Variación de Volúmenes

Volumen del tanque (M3)	Número de respiraderos	Diámetro de los respiraderos (Pulgadas)	Tipo de Accesorios
Hasta 100	1	3	Tipo A
100 – 500	2	3	
500 – 1000	2	4	Tipo B
1000 – 2000	3	4	
2000 – 6000	3	6	

Escaleras

Todo depósito debe estar dotado de escaleras internas y externas; en la actualidad estas se construyen metálicas, o se empotran varillas de hierro en forma de U en las paredes, formando peldaños. Antiguamente este tipo de estructuras se construían de concreto armado o de mampostería de piedra (Ver detalle en la Fig. 2.40).

Como las escaleras son metálicas, estas deben cubrirse con pinturas especiales, para evitar que las escaleras se corroan se puede utilizar en la primera mano Kromiik Metal Primer ó Q.D. Red lead Primer para la segunda mano Ebonol ó Interior Water Tank Coating⁹

Rebose

El rebose sirve para: a) fijar la capacidad máxima del depósito; b) evitar que el agua durante las horas de consumo mínimo alcance la cubierta y ejerza sobre ella un empuje hacia arriba; provocando su colapso.

⁹ Manual de Arquitectos e Ingenieros de Sherwin Williams

Generalmente en tanques pequeños hasta de 100 m³ el rebose se coloca a 25 cm. como mínimo bajo la cubierta y se protege con un sifón para evitar la entrada de bichos al interior del depósito.

DETALLE DE ESCALERAS

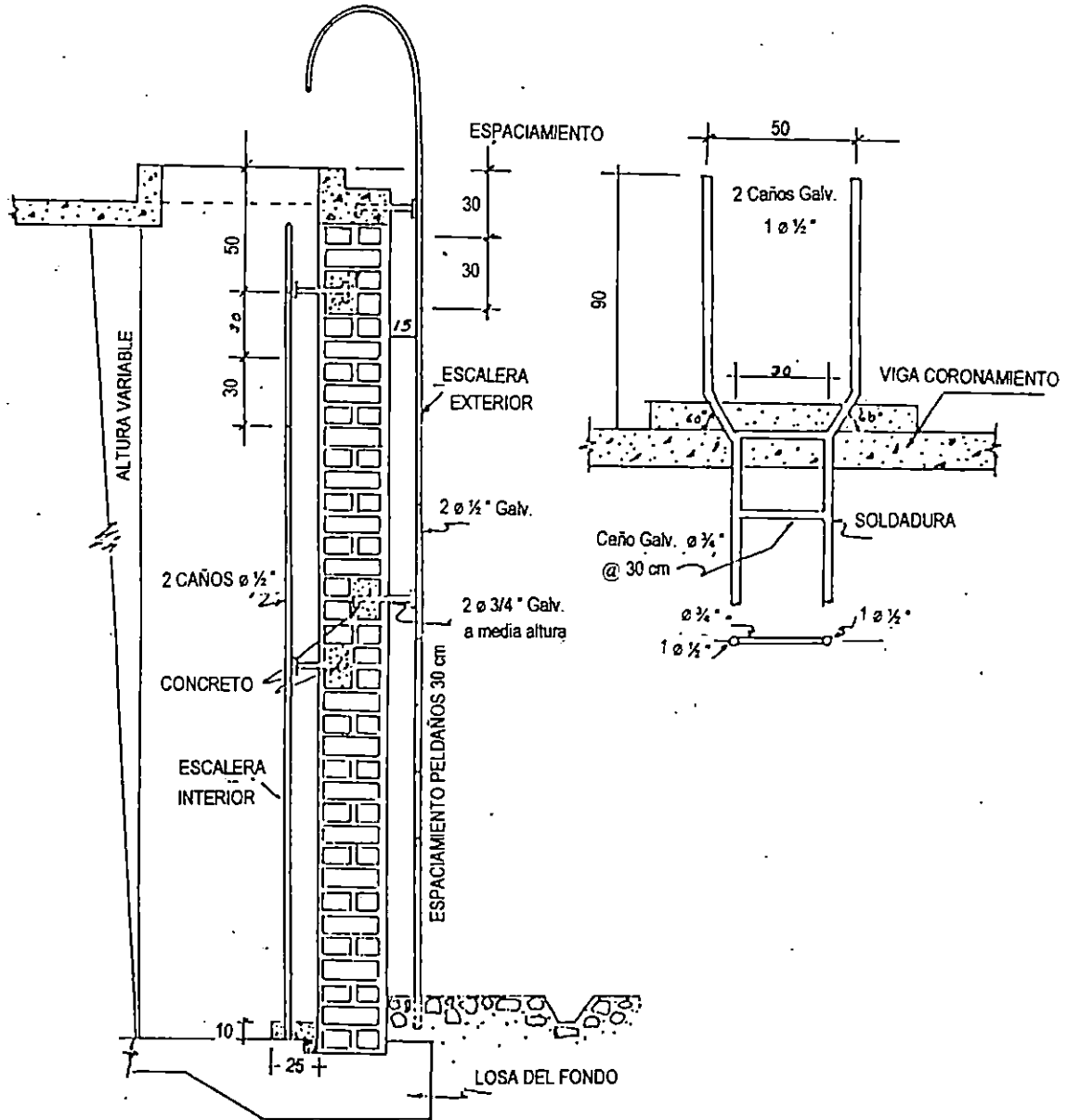


Fig. 2.40 Detalle de Escaleras de Inspección en Tanques

La cañería de rebose cuando es posible debe conectarse a la de limpieza, delante de su válvula. Ver detalle en Fig. 2.43 (A).

La tubería de rebose debe estar provista de una malla de acero inoxidable con el objeto de no permitir el acceso de animales

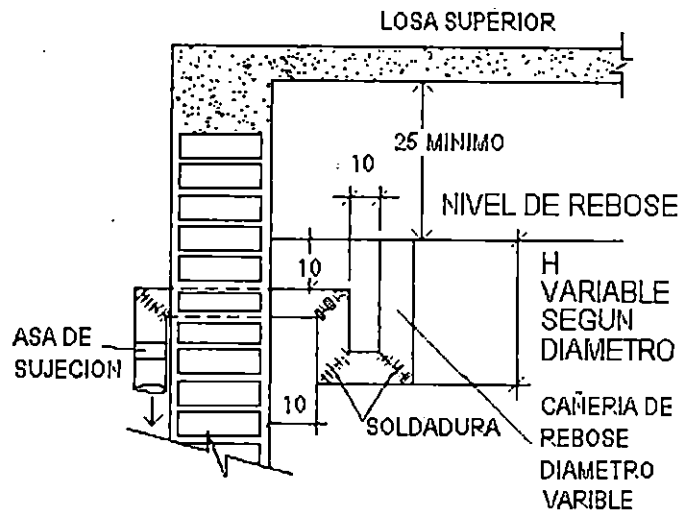


Fig. 2.41 Detalle de la instalación de la tubería de rebose de los tanques de almacenamiento.

Si consideramos una velocidad de aproximación del agua a la tubería de rebose igual a 0.50 m/s; y si además proponemos velocidades entre 1 m/s y 2 m/s como razonables para la entrada del agua al tanque obtenemos los siguientes valores para los diámetros de rebose:

Cuadro 2.16 Diámetro de Rebose recomendados

Diámetro de Tubería de Entrada	$V_{Entrada} = 2 \text{ m/s}$	$V_{Entrada} = 1 \text{ m/s}$
2 ½	6	4
3	6	6
4	8	6
6	12	10

Indicador de Volumen de Agua

Este aparato sirve para indicar en un instante dado, el volumen de agua almacenado en el depósito.

El más sencillo de estos indicadores consta de un flotador que desliza en guías verticales comunicando su movimiento por medio de un cable metálico, a un índice que marca sobre una escala graduada los volúmenes contenidos en el tanque (Ver Detalle en Fig. 2.42).

Cañería de Entrada y Salida

La cañería de entrada y de salida es la misma en los tanques de equilibrio, siendo en cambio diferente en los de distribución. En estos últimos, es necesario para evitar interrupciones durante la limpieza o reparación del tanque, comunicar por medio de una derivación (By Pass) la cañería de entrada a la de salida .

Para evitar que basuras y sedimentos se transporten por la tubería de salida, se instala en la boca una granada (Colador), la cual para que no cause excesivas pérdidas de carga, deberá tener un área total de agujeros igual a 2 veces el área de la cañería de salida.

La granada se coloca como mínimo a 10 cm. (pies) sobre el fondo. Esto se hace para dar lugar a que los cuerpos en suspensión sedimenten sin causar obstrucción en ella o que lleguen al usuario (Ver Detalle en Fig. 2.43). Cuando el tanque es de equilibrio no se acostumbra instalar granada .

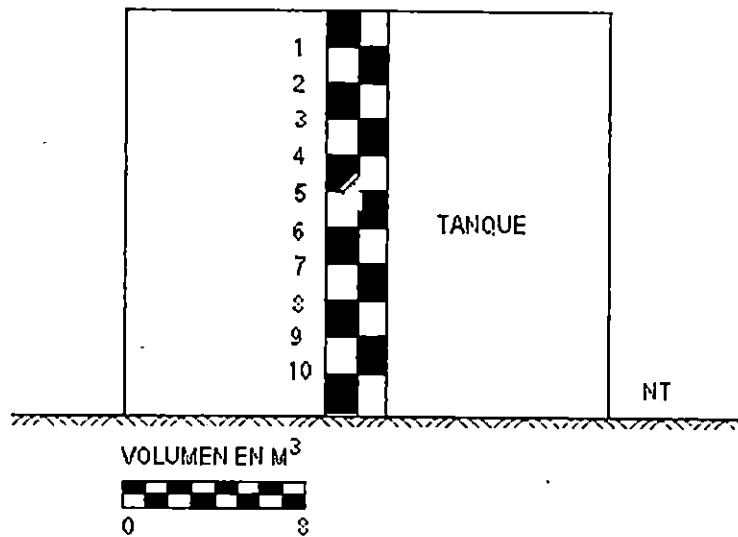


Fig. 2.42. Detalle del Indicador de Volumen en los Tanques de Almacenamiento

Cañería de Limpieza

Sirve para dar salida al agua ocupada en el aseo de los tanques o para desalojar el volumen de agua en caso de emergencia. El diámetro de esta cañería será lo suficiente para que el depósito sea vaciado en corto tiempo (Ver detalle en la Fig. 2.43).

El diseño del diámetro de esta tubería, puede obedecer a dos criterios principalmente:

- La limpieza propiamente dicha. Para este caso el volumen a desalojar, generalmente, no va a ser igual al volumen total del tanque, ya que se aprovecha a limpiar el tanque cuando éste ya ha desalojado gran parte de su almacenamiento.
- La evacuación de los volúmenes almacenados, como producto de una emergencia. Este tipo de diseño generalmente esta en función del tiempo (¿ Con qué velocidad deseo vaciar el

tanque ?). Por ejemplo, con ocasión de un sismo, puede ser de vital importancia vaciar el tanque rápidamente. Si éste sufrió daños considerables a causa del movimiento, que ponen en peligro la estabilidad de la estructura y no se evacúa el agua oportunamente podría colapsar la estructura.

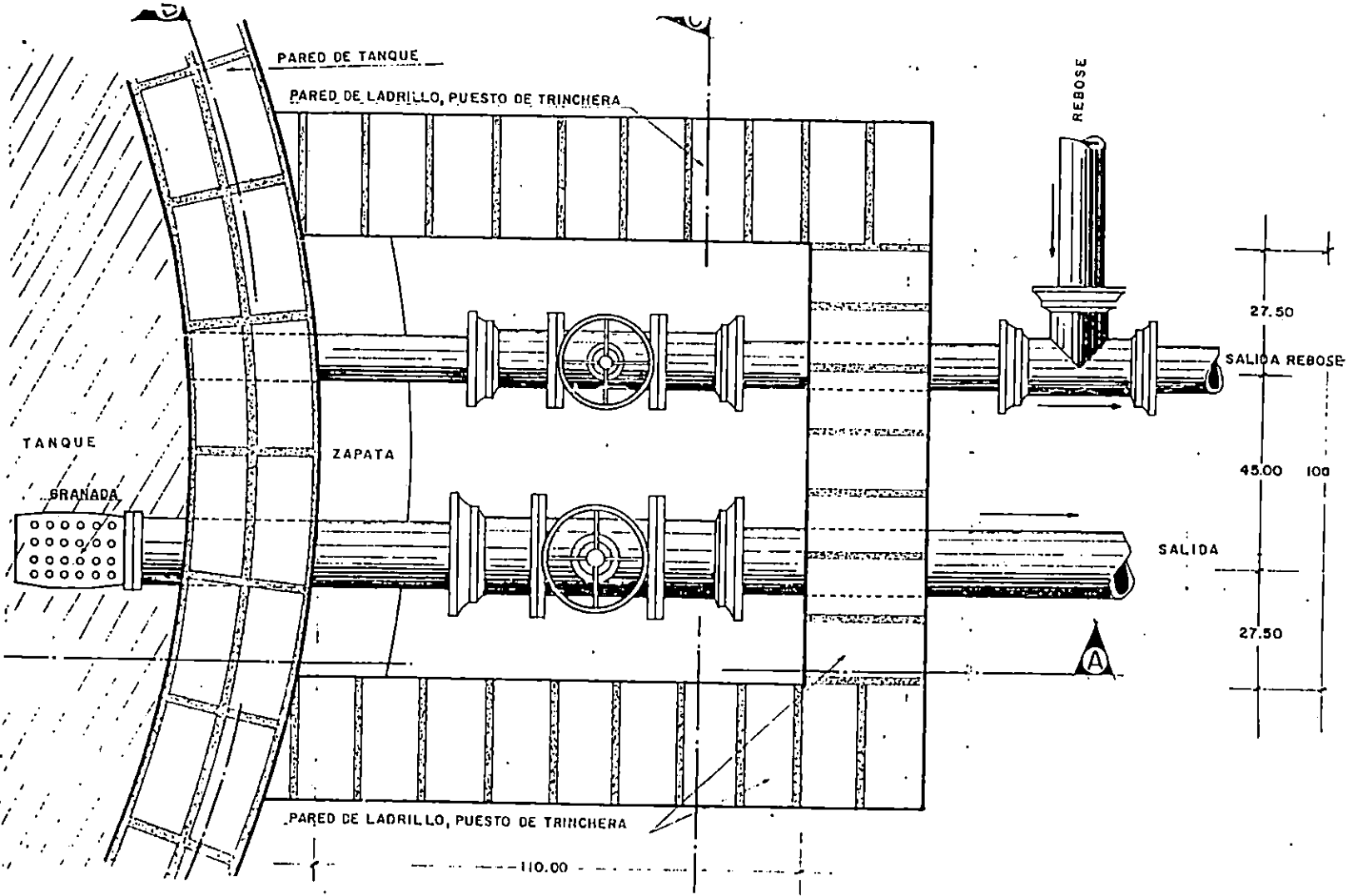
Para decidir con base en que criterio se diseñará esta tubería, hay que estudiar antes la situación del drenaje existente; es decir, hay que tomar en cuenta que en ningún momento se deberá sobrepasar la capacidad de evacuación del sistema de drenaje existente en el lugar.

En el Cuadro que sigue se recomiendan diferentes diámetros para la Cañería de Limpieza según el Volumen de los tanques, pero hay que aclarar que en cada diseño se debe analizar las condiciones particulares del proyecto por lo que estos diámetros pueden ser sujetos de revisión.

Cuadro 2.17 Diámetro de Tubería de Limpieza según el Volumen de los tanques

Volumen del tanque m ³	Diámetro de la Tubería de Limpieza (pul.)
Hasta 100	6
100 – 500	8
500 – 1000	10
1000 – 2500	12
2500 – 5000	14
5000 – 10000	16

Fig. 2.43 (A) Detalles Constructivos de Tuberías de entrada, salida y de limpieza; y de la Caja de Válvulas.



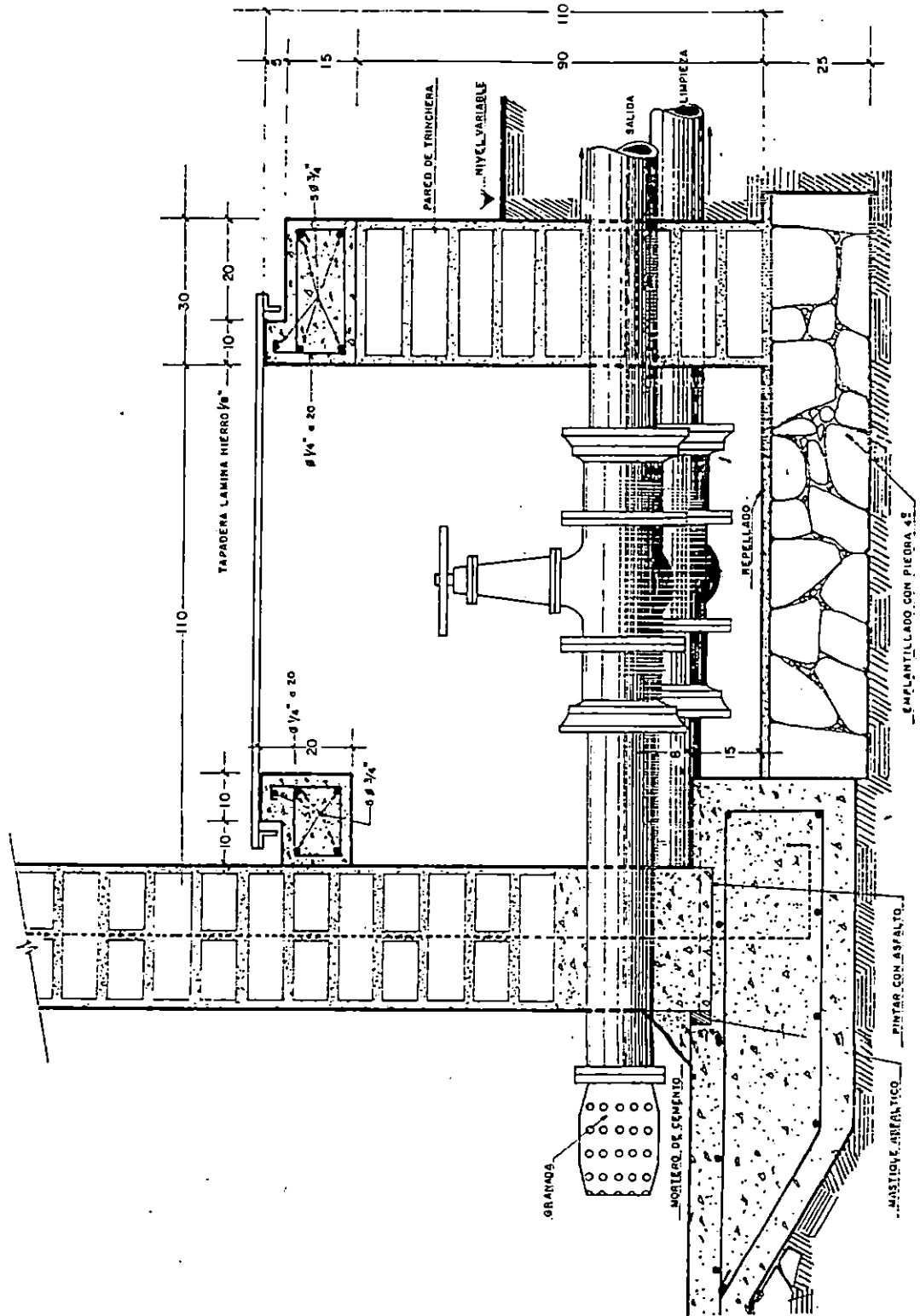


Fig. 2.43 (B) Detalles Constructivos de Tuberías de entrada , salida y de limpieza; y de la Caja de Válvulas.

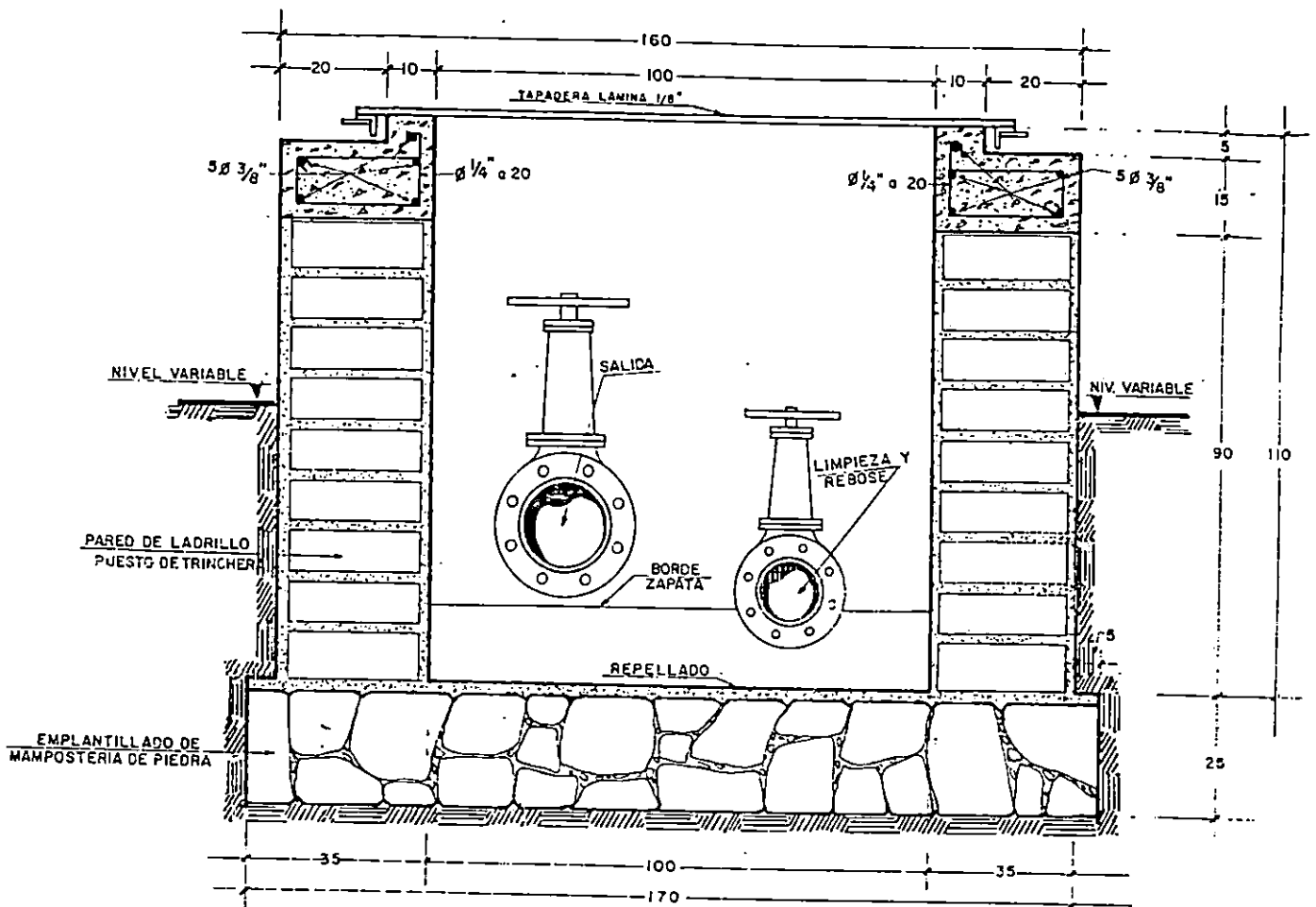


Fig. 2.43 (C) Detalles de la Tubería de salida y de la Tubería de Limpieza

Ejemplo 6

Para el presente ejemplo se considera el abastecimiento de una ciudad de 5500 habitantes, para la cual se conocen los siguientes datos:

- Consumo diario (En días de máxima demanda) = 1400 m³
- Consumo mensual (En el mes de máxima demanda) = 30000 m³
- Consumo anual. = 275000 m³

Además, se cuenta con los datos de la variación horaria de la demanda, para el día de consumo máximo, los cuales se muestran en el cuadro 2.18, en la columna 2. Estos los volúmenes de consumo horario (V_{CH}), están expresados como porcentajes del Volumen de consumo diario (V_{CD}).

Cuadro 2.18: Datos del Consumo Horario en el día de máxima demanda para la población en estudio del Ejemplo 6

Tiempo en Horas	$\frac{V_{CH}}{V_{CD}} \%$
0-1	1.0
1-2	1.0
2-3	1.0
3-4	1.0
4-5	1.0
5-6	1.0
6-7	5.0
7-8	5.0
8-9	5.0
9-10	5.0
10-11	6.0
11-12	6.0
12-13	8.0
13-14	8.0
14-15	5.0
15-16	6.0
16-17	6.0
17-18	8.0
18-19	6.0
19-20	6.0
20-21	4.0
21-22	2.0
22-23	1.5
23-24	1.5
TOTAL	100 %

Calcular el volumen de almacenamiento para compensación horaria de un tanque de distribución para los dos casos siguientes:

- a) Almacenamiento con abastecimiento por gravedad con una producción igual que el consumo

- b) Almacenamiento para un abastecimiento por gravedad, con una producción mayor que el consumo. La fuente producirá $70 \text{ m}^3/\text{h}$, obteniendo un volumen de producción al final del día de $V_{PD}=1680 \text{ m}^3$

DATOS

- Caso A

Producción igual a Demanda

$$V_{CD} = 1400 \text{ m}^3$$

$$V_{PD} = 1400 \text{ m}^3$$

Datos del consumo horario de la población en estudio

- Caso B

Producción diaria mayor que el consumo diario

$$Q_{PH} = 70 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$V_{CD} = 1400 \text{ m}^3$$

$$V_{PD} = 1680 \text{ m}^3$$

Datos del consumo horario de la población en estudio

SOLUCION

Los caudales horarios de consumo y de producción se expresan como porcentajes del consumo diario.

- a) CASO 1 : La producción diaria es igual al consumo diario.

$$V_{CD} = 1400 \text{ m}^3$$

$$V_{PD} = 1400 \text{ m}^3$$

Como la producción es igual al consumo diario, si dividimos el volumen de consumo diario entre el número de horas del día obtenemos el caudal de producción horaria (Q_{PH}), y si éste lo dividimos entre el V_{CD} y lo multiplicamos por 100 % obtenemos el porcentaje de producción horaria de la fuente respecto al Volumen total de consumo diario.

$$\text{Caudal promedio de producción horaria } Q_{PH} = \frac{Q_{CD}}{24} = \frac{1400}{24} \approx 58.33 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$\frac{V_{PH}}{V_{CD}} \times 100\% = \frac{58.33}{1400} \times 100\% = 4.16 \approx 4.2\%$$

Tabulando los datos obtenidos en un Cuadro (Ver Cuadro 2.18), colocamos en la columna (2) los volúmenes horarios de agua que se consumen en el día de máxima demanda, expresados como porcentaje del volumen diario de consumo. En la columna (3) colocaremos los volúmenes de agua que la fuente produce, expresados también como porcentaje del consumo diario.

Posteriormente, a la columna (3) le restamos la columna (2), es decir producción menos consumo. Si el resultado es negativo lo colocamos en la columna de Déficit (Consumo mayor que la producción), si por el contrario el resultado es positivo el resultado lo colocamos en la columna de Excesos (Producción mayor que consumo).

Una vez hecho esto, sumamos en forma vertical los valores de la columna de déficit y aparte los valores que conforman la columna de exceso. El valor absoluto de los resultados deber ser igual, porque se produce lo que se consume.

$$|\sum \Delta_{DEFICIT}| = \sum \Delta_{EXCESO}$$

$$26.2 \% = 26.2 \%$$

Cuadro 2.19 Variación Horaria de la demanda y Volúmenes Acumulados cuando la producción es igual a la demanda.

Tiempo en Horas	$\frac{V_{CH}}{V_{CD}}$ %	CASO 1 Producción diaria = Consumo diario			
		$\frac{V_{PH}}{V_{CD}}$ %	Δ_{EXCESO} %	Δ_{FALTA} %	
0-1	1.0	4.2	3.2		
1-2	1.0	4.2	3.2		
2-3	1.0	4.2	3.2		
3-4	1.0	4.2	3.2		
4-5	1.0	4.2	3.2		
5-6	1.0	4.2	3.2		
6-7	5.0	4.2		0.8	
7-8	5.0	4.2		0.8	
8-9	5.0	4.2		0.8	
9-10	5.0	4.2		0.8	
10-11	6.0	4.2		1.8	
11-12	6.0	4.2		1.8	
12-13	8.0	4.2		3.8	
13-14	8.0	4.2		3.8	
14-15	5.0	4.2		0.8	
15-16	6.0	4.2		1.8	
16-17	6.0	4.2		1.8	
17-18	8.0	4.2		3.8	
18-19	6.0	4.2		1.8	
19-20	6.0	4.2		1.8	
20-21	4.0	4.2	0.2		
21-22	2.0	4.2	2.2		
22-23	1.5	4.2	2.7		
23-24	1.5	3.4	1.9		
TOTAL	100 %	100 %	26.2 %	26.2 %	

Estos valores obtenidos en la Sumatoria de valores representan un porcentaje del volumen diario de consumo. Es decir el volumen de almacenamiento del tanque será igual a 26.2 % del volumen diario consumido.

$$V_{\text{ALMAC DEPOS}} = \Delta_{\text{FALTA}} \times V_{\text{CD}} = 26.2\% \times 1400 = 370 \text{ m}^3$$

b) CASO II : Producción es mayor que el consumo diario.

Se tiene que $V_{\text{CD}} = 1400 \text{ m}^3$. Supondremos que: $Q_{\text{PH}} = 70 \text{ m}^3/\text{h}$

$$V_{\text{PD}} = 70 \times 24 = 1680 \text{ m}^3$$

En este caso la diferencia debe ser almacenada en depósito (O se produce derrame del exceso) .Primero calculamos que porcentaje de agua es producido en una hora (V_{PH}), respecto al volumen diario que se consume (V_{CD}).

$$V_{\text{PH}} = 70 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$\frac{V_{\text{PH}}}{V_{\text{CD}}} = \frac{70}{1400} \times 100\% = 5\%$$

Elaboramos un cuadro similar al anterior y colocamos el porcentaje calculado anteriormente en la columna (3). Luego seguimos el mismo procedimiento que en el Caso 1 para calcular Δ_{EXCESO} y Δ_{DEFICIT} .

Posteriormente hacemos una Sumatoria de todos los Δ_{EXCESO} y otra de los Δ_{DEFICIT} . Observamos que los valores de las sumatorias son diferentes, esto se debe a que como dijimos la fuente va a estar produciendo un volumen de agua mayor que el volumen que es demandado por la red.

$$\sum \Delta_{\text{EXCESO}} = 15 \%$$

$$\sum \Delta_{\text{DEFICIT}} = 35 \%$$

Cuadro 2.20 Variación Horaria de la demanda y Volúmenes Acumulados, cuando la producción es mayor que la demanda.

Tiempo en Horas	V _{CH} %	CASO 2 Producción diaria > Consumo diario		
		V _{BH} %	Δ_{EXCESO} %	Δ_{DEFIC} %
0-1	1.0	5.0	4.0	
1-2	1.0	5.0	4.0	
2-3	1.0	5.0	4.0	
3-4	1.0	5.0	4.0	
4-5	1.0	5.0	4.0	
5-6	1.0	5.0	4.0	
6-7	5.0	5.0	0.0	
7-8	5.0	5.0	0.0	
8-9	5.0	5.0	0.0	
9-10	5.0	5.0	0.0	
10-11	6.0	5.0		1.0
11-12	6.0	5.0		1.0
12-13	8.0	5.0		3.0
13-14	8.0	5.0		3.0
14-15	5.0	5.0		0.0
15-16	6.0	5.0		1.0
16-17	6.0	5.0		1.0
17-18	8.0	5.0		3.0
18-19	6.0	5.0		1.0
19-20	6.0	5.0		1.0
20-21	4.0	5.0	1.0	
21-22	2.0	5.0	3.0	
22-23	1.5	5.0	3.5	
23-24	1.5	5.0	3.5	
TOTAL	100 %	120 %	35 %	15 %

Para calcular el volumen de almacenamiento tenemos primero que analizar las consecuencias que traería elegir uno u otro porcentaje (15% ó 35%) para definir el volumen del tanque.

Si tomamos el porcentaje del 15% del volumen diario de consumo para diseñar el tanque , significa que si la fuente produce un 35%, una vez se llene este, el resto de agua se va a derramar.

EJEMPLO 7

Calcular para los datos del ejemplo anterior, el volumen de almacenamiento de un tanque, para compensación de la variación horaria de la demanda, para un sistema con abastecimiento por bombeo, analizando los siguientes casos: a) 10 horas de bombeo diurno b) 16 horas de bombeo diurnas c) 10 horas de bombeo nocturno.

DATOS

- $V_{CD} = 1400 \text{ m}^3$
- $V_{BD} = 1400 \text{ m}^3$
- Datos de la Demanda diaria utilizados en el problema anterior (Cuadro 2.17).

SOLUCION

La primer tarea a realizar es encontrar los volúmenes de bombeo horario (V_{BH}) para cada caso planteado (10 horas de bombeo y 16 horas de bombeo). En todos los casos el volumen bombeado en el día será igual al volumen consumido al final del día (V_{CD}).

- Bombeo de 10 horas

$$V_{BH} = Q_{BH} \times 1 \text{ hora}$$

$$Q_{BH} = \frac{V_{CD}}{10} = \frac{1400}{10} = 140 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$V_{BH} = 140 \text{ m}^3/\text{h} \times 1 \text{ hora} = 140 \text{ m}^3$$

Luego expresamos este volumen de bombeo horario (V_{BH}) como porcentaje del volumen de consumo diario (V_{CD}).

$$\frac{V_{BH}}{V_{CD}} \times 100\% = \frac{140}{1400} \times 100\% = 10\%$$

- Bombeo de 16 horas

El procedimiento a seguir es el mismo que en el literal anterior

$$Q_{BH} = \frac{V_{CD}}{16} = \frac{1400}{16} = 87.5 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$V_{BH} = 87.5 \text{ m}^3/\text{h} \times 1 \text{ hora} = 87.5 \text{ m}^3$$

$$\frac{V_{BH}}{V_{CD}} \times 100\% = \frac{87.5}{1400} \times 100\% = 6.25\%$$

Luego pasamos a colocar los datos para cada uno de los casos en el cuadro 2.20. En la columna (2) están tabulados los datos de la demanda horaria usados en el ejemplo 6.

PRIMER CASO:

a) Diez horas de Bombeo Diurno

Para el caso 1 (Diez horas de bombeo diurno) se considerará que el periodo de bombeo va desde las 8.00 a.m. hasta las 18.00 p.m., colocando en la columna (3) del cuadro 2.20 los volúmenes de bombeo en porcentaje en las horas correspondientes.

Luego como en el ejemplo 6 calculamos los Δ_{EXCESO} Y $\Delta_{DEFICIT}$ y los colocamos en sus respectivas columnas. Posteriormente procedemos a sumar los Δ_{EXCESO} y $\Delta_{DEFICIT}$ obteniendo:

$$\Sigma \Delta_{EXCESO} = \Sigma \Delta_{DEFICIT}$$

$$37.0 \% = 37.0 \%$$

El volumen útil del tanque de almacenamiento será igual al 37.0 % del Volumen de consumo diario.

$$V_{ALMAC} = 37.0 \% V_{CD}$$

$$V_{ALMAC} = 0.37 (1400) = 518.0 \text{ m}^3$$

Cuadro 2.21 Variaciones horarias de la demanda y Volúmenes Acumulados para el Ejemplo 7, Caso 1

Tiempo en horas	V _{CH} %	CASO 1 10 Horas diurno		
		V _{BH} %	Δ _{DEFICIT} %	Δ _{EXCESO} %
0-1	1.0		1.0	
1-2	1.0		1.0	
2-3	1.0		1.0	
3-4	1.0		1.0	
4-5	1.0		1.0	
5-6	1.0		1.0	
6-7	5.0		5.0	
7-8	5.0		5.0	
8-9	5.0	10.0		5.0
9-10	5.0	10.0		5.0
10-11	6.0	10.0		4.0
11-12	6.0	10.0		4.0
12-13	8.0	10.0		2.0
13-14	8.0	10.0		2.0
14-15	5.0	10.0		5.0
15-16	6.0	10.0		4.0
16-17	6.0	10.0		4.0
17-18	8.0	10.0		2.0
18-19	6.0		6.0	
19-20	6.0		6.0	
20-21	4.0		4.0	
21-22	2.0		2.0	
22-23	1.5		1.5	
23-24	1.5		1.5	
TOTAL.	100%	100%	37%	37%

SEGUNDO CASO:

b) Diez horas de Bombeo Nocturno

El procedimiento a seguir es el mismo que en el caso anterior. En el cuadro 2.21 se observan los resultados.

Cuadro 2.22 Variaciones horarias de la demanda y Volúmenes Acumulados para el Ejemplo 7, Caso 2

Tiempo en horas	V _{CH} %	CASO 3 10 Horas nocturnas		
		V _{BH} %	Δ_{FALTA} %	Δ_{EXCESO} %
0-1	1.0	10.0		9.0
1-2	1.0	10.0		9.0
2-3	1.0	10.0		9.0
3-4	1.0	10.0		9.0
4-5	1.0	10.0		9.0
5-6	1.0	10.0		9.0
6-7	5.0		5.0	
7-8	5.0		5.0	
8-9	5.0		5.0	
9-10	5.0		5.0	
10-11	6.0		6.0	
11-12	6.0		6.0	
12-13	8.0		8.0	
13-14	8.0		8.0	
14-15	5.0		5.0	
15-16	6.0		6.0	
16-17	6.0		6.0	
17-18	8.0		8.0	
18-19	6.0		6.0	
19-20	6.0		6.0	
20-21	4.0	10.0		6.0
21-22	2.0	10.0		8.0
22-23	1.5	10.0		8.5
23-24	1.5	10.0		8.5
TOTAL.	100%	100%	85 %	85 %

Después de hacer la sumatoria de todos los valores de Déficit y de Exceso, obtenemos que:

$$\Sigma \Delta_{\text{EXCESO}} = \Sigma \Delta_{\text{DEFICIT}}$$
$$85.0 \% = 85.0 \%$$

Resultando un volumen de almacenamiento igual a:

$$V_{\text{ALMAC}} = 85 \% V_{\text{CD}}$$
$$V_{\text{ALMAC}} = 0.85 (1400) = 1200 \text{ m}^3$$

TERCER CASO:

c) Dieciséis horas de bombeo Diurno

El procedimiento inicial básicamente es el mismo, calculamos los Δ_{EXCESO} y Δ_{DEFICIT} igual que en los casos anteriores.

Posteriormente hacemos una suma parcial de los Δ_{EXCESO} y $\Sigma \Delta_{\text{DEFICIT}}$ (En el cuadro 2.22, los números que aparecen demarcados en negrita). Como podemos observar los valores de Δ a través del día alcanzan valores positivos o negativos en más de una ocasión, por lo que el cálculo del volumen de almacenamiento se hará por etapas.

En la columna (4) colocamos los valores de Δ correspondientes a los resultados de las sumatorias parciales con sus respectivos signos (+ si es Exceso y - si es Déficit).

En la columna (5) se colocan los resultados de la sumatoria de los Δ que se van acumulando en el transcurso del día.

Cuadro 2.23 Variaciones horarias de la demanda y Volúmenes Acumulados para el Ejemplo 7, Caso 3

Tiempo en horas	V _{CH} %	CASO 3 16 Horas diarias			Δ	ΣΔ
		V _{BH} %	Δ _{FALTA} %	Δ _{EYCESO} %		
0-1	1.0		1.0			
1-2	1.0		1.0			
2-3	1.0		1.0			
3-4	1.0		1.0			
4-5	1.0		1.0			
5-6	1.0		1.0			
			6.0		-6.0	
6-7	5.0	6.25		1.25		
7-8	5.0	6.25		1.25		
8-9	5.0	6.25		1.25		
9-10	5.0	6.25		1.25		
10-11	6.0	6.25		0.25		
11-12	6.0	6.25		0.25		
				5.5	+5.5	
12-13	8.0	6.25	1.75			
13-14	8.0	6.25	1.75			
			3.5		-3.5	
14-15	5.0	6.25		1.25		
15-16	6.0	6.25		0.25		
16-17	6.0	6.25		0.25		
				1.75	+1.75	
17-18	8.0	6.25	1.75			
			1.75		-1.75	
18-19	6.0	6.25		0.25		
19-20	6.0	6.25		0.25		
20-21	4.0	6.25		2.25		
21-22	2.0	6.25		4.25		
				7.0	+7.0	
22-23	1.5		1.5			
23-24	1.5		1.5			
			3.0		-3.0	
TOT.	100%	100%	9.0%	9.0%	0	

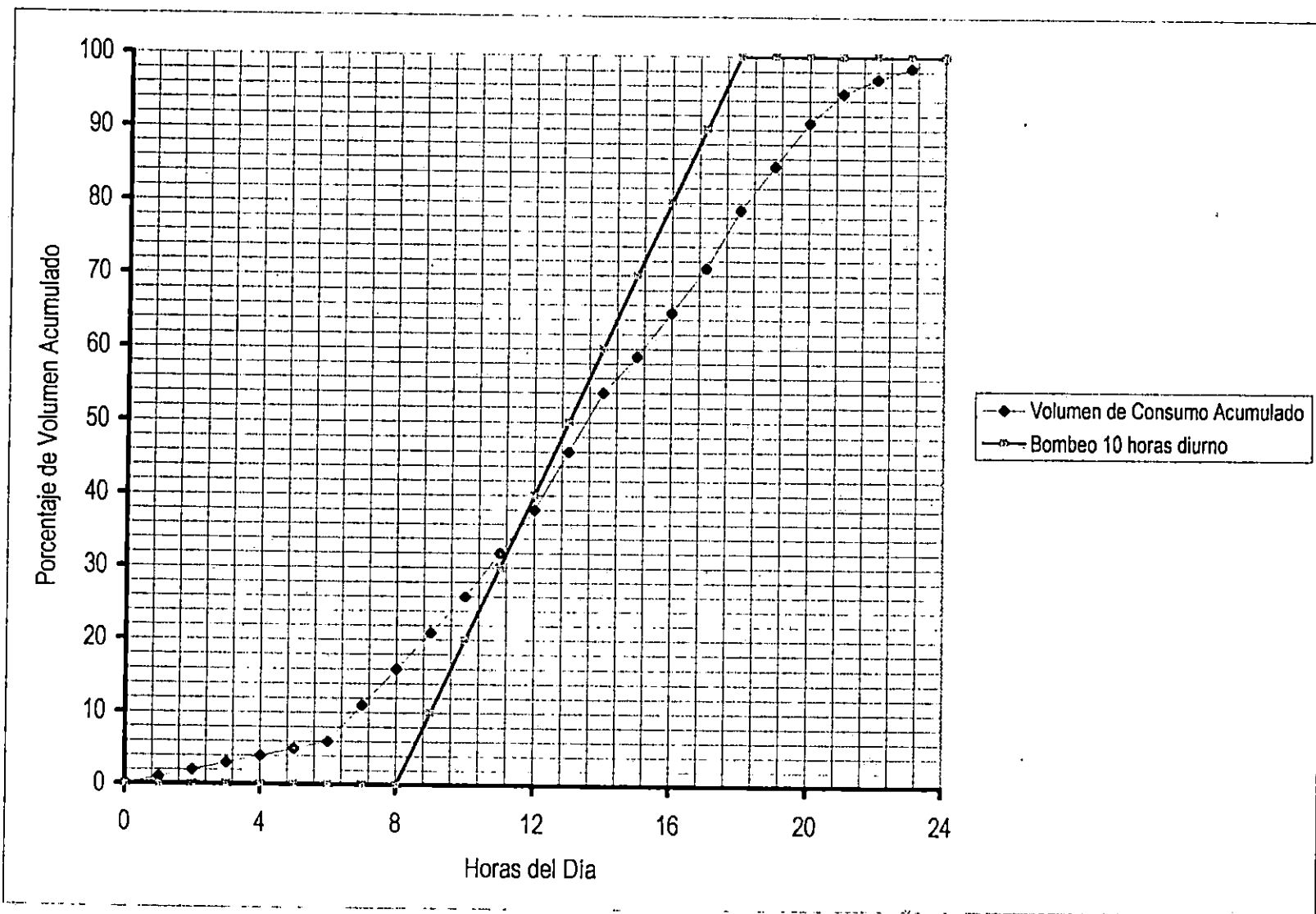


Fig. 2.44 (A) Gráfica del Comportamiento de la Demanda Horaria de Agua y del bombeo, Ejemplo 7 CASO 1

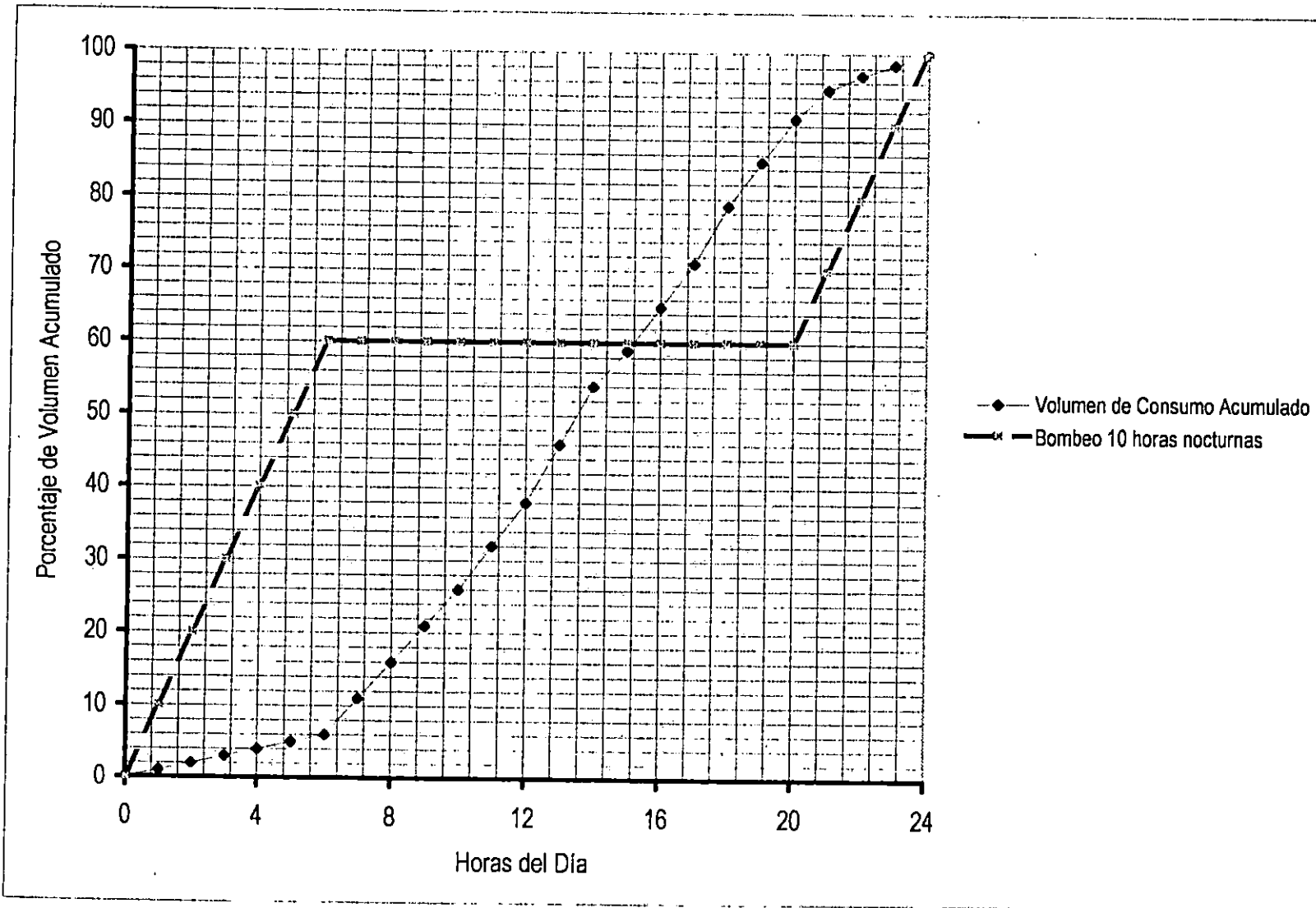


Fig. 2.44 (B) Gráfica del Comportamiento de la Demanda Horaria de Agua y del Bombeo, Ejemplo 7, CASO 2

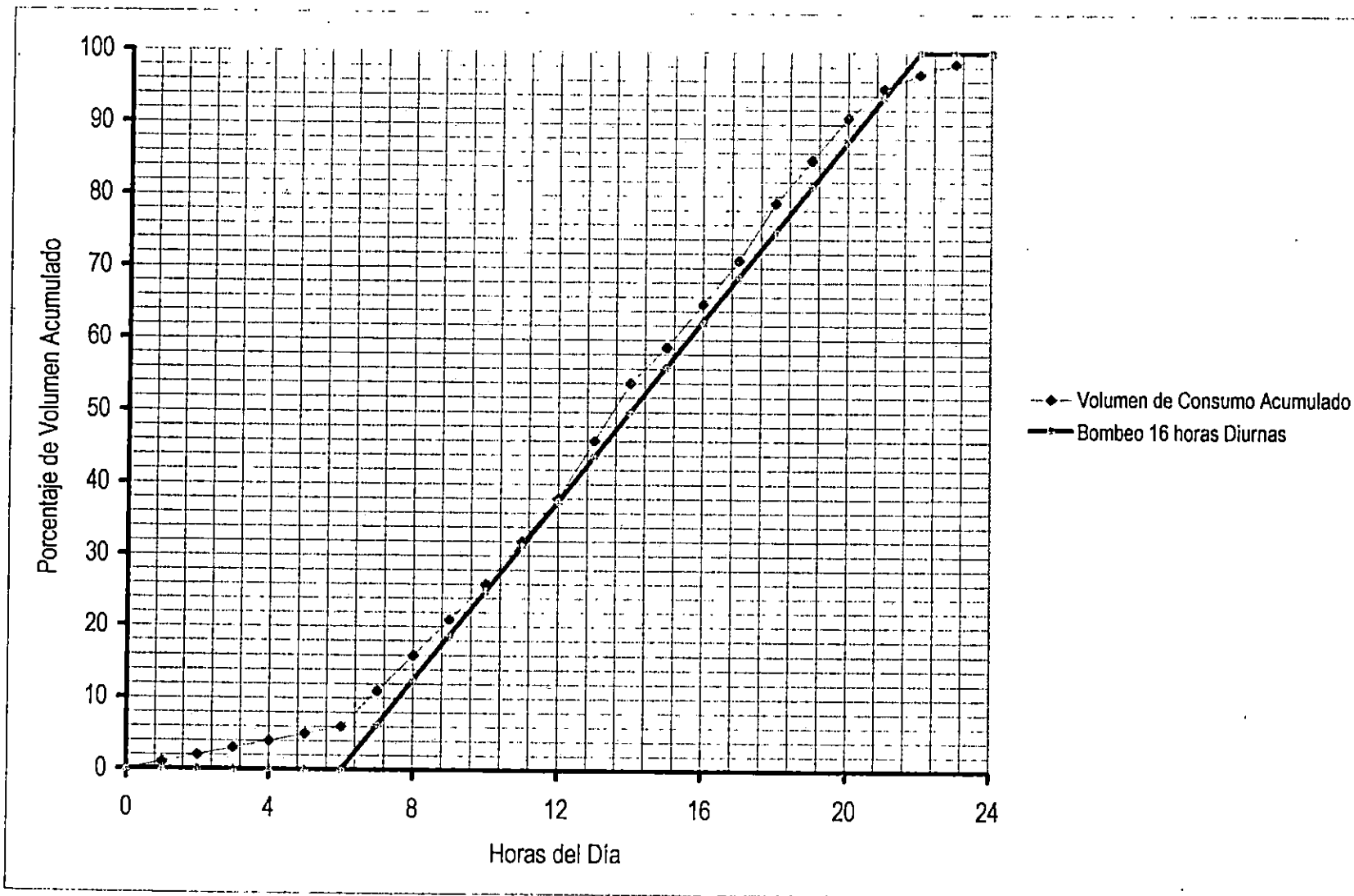


Fig. 2.44 (C) Gráfica del comportamiento de la Demanda Horaria de Agua y del bombeo , Ejemplo 7, CASO 3

El valor máximo absoluto, resultante de la suma de dos valores consecutivos de la columna de $\Sigma\Delta$, en este caso de (-6.0 y +3.0) dan el volumen requerido en porcentaje del consumo diario, y este es igual al 9.0 %

2.9.2 Tanques de Succión

Su finalidad es la de proporcionar a los equipos de bombeo una instalación apropiada, para un funcionamiento eficiente, continuo y económico; evitando toda causa de deterioros, ruidos etc.

Para que los tanques de succión cumplan su finalidad, es necesario al diseñarlos tener en cuenta ciertos principios y requisitos básicos, que son proporcionados por las casas fabricantes de bombas e instituciones que han estudiado el problema.

2.9.2.1 Diseño Geométrico

Entre los problemas básicos que afectan el tamaño y costo de los tanques de succión; así como también la operación eficiente de los equipos de bombeo tenemos:

- 1) Velocidades altas en la llegada al tanque de succión
- 2) Cambios de dirección del flujo en la llegada al área de las bombas
- 3) La inadecuada sumergencia sobre la campana de succión

El dimensionamiento de tanques de succión para bombas de eje vertical se hace según las siguientes consideraciones:

- a) Dimensión de los equipos
- b) Volumen de compensación
- c) Altura mínima del agua para tener la sumergencia adecuada

Corrientemente cuando se diseñan tanques de succión, existe la tendencia de construirlos lo menos profundos posible, a fin de evitar grandes excavaciones y una mayor obra de concreto. Esta tendencia generalmente no redonda en economía, ya que la falta de sumergencia da problemas con los equipos de bombeo, que ocasiona gastos mayores de los que se cree economizar. En la práctica, para evitar los costos excesivos que representa la construcción de tanques de succión que tengan la sumergencia adecuada, lo que se hace es profundizar el fondo en una de sus esquinas o en su centro, para formar una cámara de succión apropiada. Al hacer ésto se debe evitar en lo posible cambios bruscos de pendientes, debiendo ser estos graduales y estar a una distancia mínima de la boca de succión, de cinco veces el diámetro de ésta.

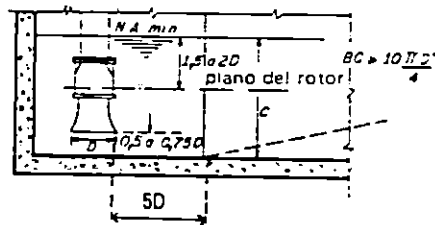


Fig. 2.45 Detalles de los Cambios de Pendiente en el fondo de los tanques para garantizar una buena sumergencia.

2.9.2.2 Operación de tanques de succión

i) Cuando la fuente es muy caudalosa no hay tanque de succión. En el caso antes mencionado, la tubería entre la fuente y el tanque de distribución se diseña con Q_{bombeo} al final del período de diseño.

ii) Operación continua (Períodos continuos de bombeo).

Q_B = Caudal de la Bomba

Q_F = Caudal de la fuente = Caudal máximo diario (al final del período de diseño)

V = Volumen tanque de succión = $Q_{\text{MAX.D}}$ x No. de horas que no se bombea

iii) Operación Intermitente. El tanque estará provisto de dos interruptores de electrodos para los niveles de arranque y paro de los equipos de bombeo..

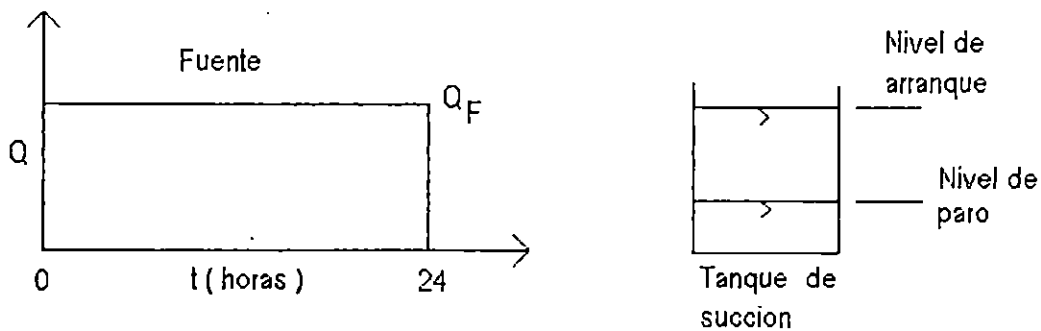


Fig. 2.46 Llenado y vaciado de un tanque de succión con bombeo intermitente

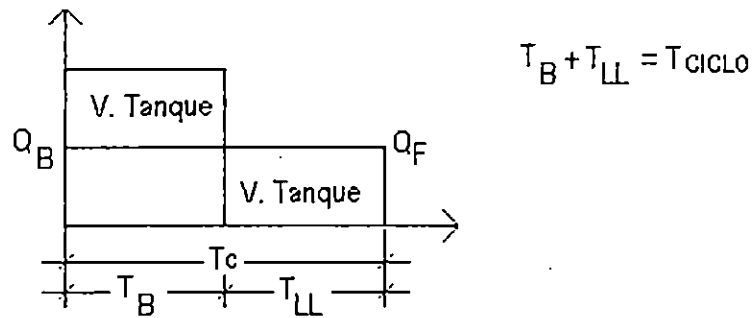


Fig. 2.47 Ciclo de Operación de los Tanques de Succión con operación continua
En la figura anterior tenemos :

T_B = Tiempo de funcionamiento (del equipo de bombeo)

T_{LL} = Tiempo de llenado

T_{CICLO} = Tiempo entre arranques

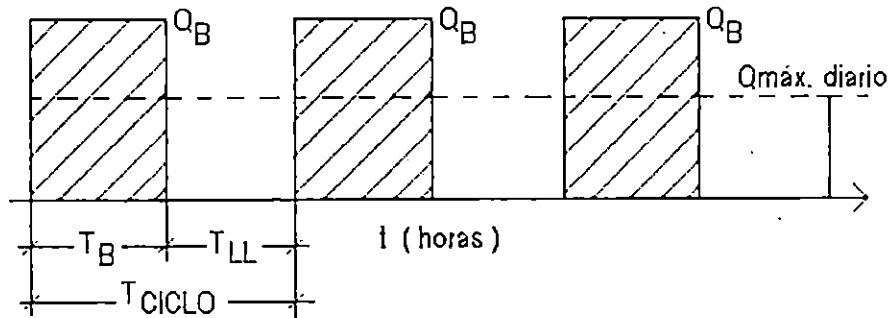


Fig. 2.48 Ciclo de Operación de un Tanque de Succión con Bombeo Intermitente

El volumen de agua que llega al tanque de distribución está dado por :

$$V = (Q_B - Q_F) T_B = Q_F \times T_{LL}$$

En cada ciclo la bomba da:

$$V = Q_B \times T_B$$

$$\text{Número de ciclos} = \frac{24 \times Q_{\text{maxdiario}}}{Q_B \times T_B}$$

Tiempo total de funcionamiento de la bomba:

$$\text{Periodo de bombeo} = \frac{24}{\frac{Q_B}{Q_{\text{maxdiario}}}}$$

2.9.3 TANQUE DE EQUILIBRIO

2.9.3.1 Caudal Promedio y Real de Bombeo en los Sistemas de Abastecimiento de Agua Potable con Tanque de Equilibrio.

La vida útil de un equipo de bombeo comparada con la vida útil de los demás elementos que componen el sistema, es relativamente corta y no excede de los diez a doce años; en vista de esta circunstancia, su caudal de diseño debe estar acoplado tanto en consumo garantizado, como el horario de operación y a su vida útil esperada.

En un sistema de abastecimiento de agua potable por bombeo con tanque de equilibrio (llamado también de cola o de compensación) el equipo de bombeo encargado del abastecimiento de agua, debe ser capaz de proporcionar, en todo momento, la demanda de agua requerida en el sistema; demanda que puede tener como valor el consumo medio diario o el consumo máximo diario; según el proyecto trate de garantizar uno u otro consumo.

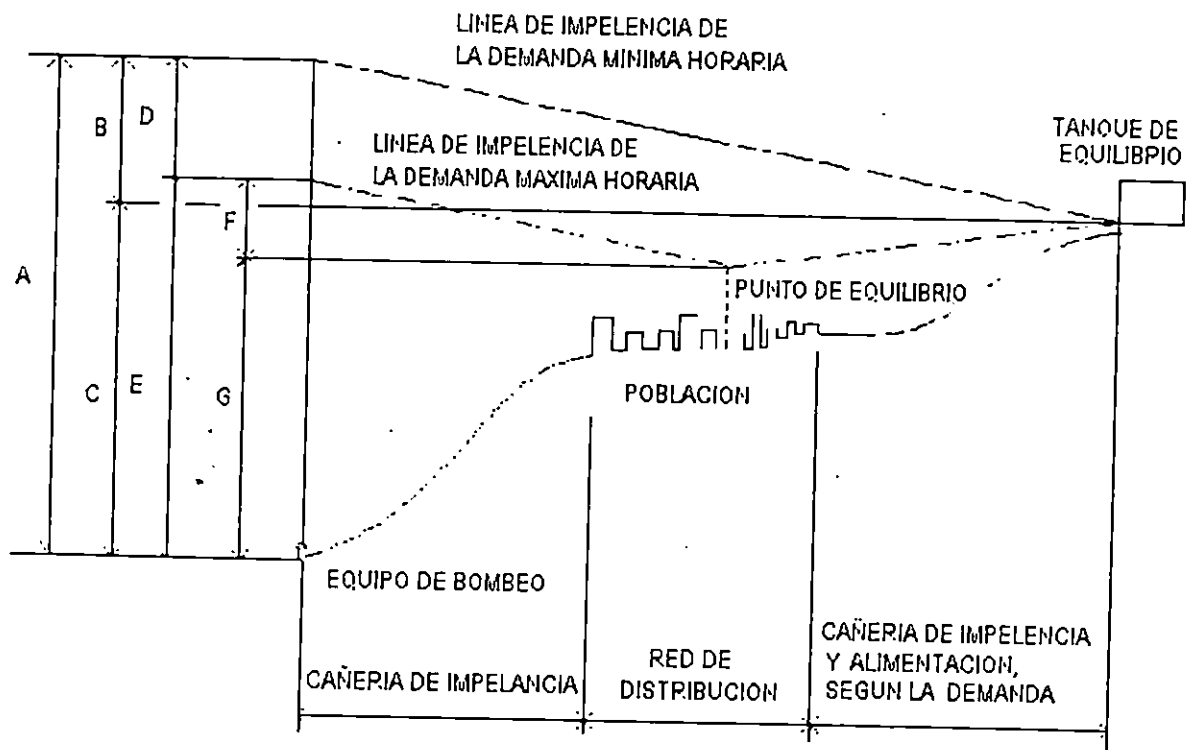
El equipo de bombeo, en este tipo de abastecimiento, está sujeto a condiciones variables de trabajo, ocasionados de una manera general por el comportamiento de la red. La carga dinámica total, el caudal de bombeo, la eficiencia y potencia del equipo son elementos variables en la operación diaria de la planta de bombeo. Las causas específicas de variación de dichos elementos son, principalmente:

- a) Variación anual del consumo (El consumo crece con el aumento de población y sus necesidades).
- b) Variación horaria del consumo (Demandas horarias máximas y mínimas).
- c) Variación de la presión del agua en los distintos puntos de la red de distribución ocasionada por la variación de consumo o bien la reducción de la capacidad hidráulica de las cañerías con la edad.

En las horas de mínimo consumo, el agua sobrante, circulando a través de la red de distribución, con destino a ser almacenada en el tanque de equilibrio, debe tener una carga dinámica que le permita llegar al tanque; esta carga tiene un valor máximo y debe ser proporcionada por el conjunto elevatorio (Ver Fig. 2.49).

En cambio, cuando la demanda de la red de distribución es máxima, el agua bombeada es consumida en su totalidad por la red; el tanque en este momento tiene que proporcionar el faltante de agua en la red. La línea piezométrica entre el tanque y la red tiene una inclinación contraria con relación a la línea piezométrica en el momento de la mínima demanda.

Esto trae como consecuencia que la carga dinámica total del equipo sea indudablemente menor, hecho que permite, entre otras cosas, el flujo del agua entre el tanque y la red.



- A= Valor máximo de la carga dinámica total en la descarga de la bomba con demanda mínima horaria.
- B= Carga de fricción con demanda mínima horaria.
- C= Valor máximo de la carga estática con demanda mínima horaria.
- D= Variación de la carga dinámica total en la descarga de la bomba.
- E= Valor mínimo de la carga dinámica total en la descarga de la bomba con demanda máxima horaria.
- F= Carga de fricción con demanda máxima horaria.
- G= Valor mínimo de la Carga Estática con demanda máxima horaria

Fig. 2.49 Diagrama mostrando la variación de las cargas a la salida de la bomba cuando ocurren las demandas máxima y mínima en el sistema.

En esta clase de abastecimientos, como se ha explicado anteriormente, la carga dinámica total del equipo de bombeo varía considerablemente, y es preciso saber como se comportará la bomba para diferentes cargas (Suponiendo un número de revoluciones constante).

Si la carga real proporcionada por el sistema se hace superior a la que sirvió para calcular la bomba disminuye el caudal elevado, y simultáneamente, la eficiencia y potencia del conjunto; en caso de disminución de la carga, aumenta el caudal de bombeo, variando siempre la eficiencia y la potencia.

En una misma bomba, con el número de revoluciones constante para cada valor de la carga dinámica total existe un caudal de bombeo correspondiente, tal como lo muestran las curvas características de la bomba.

Con las condiciones anteriormente expuestas se puede afirmar con certeza, que el caudal de diseño del equipo de bombeo representa un CAUDAL PROMEDIO DE BOMBEO; su valor no es constante estando definidas sus variaciones de acuerdo a lo que sucede en la red.

En otras palabras esto último quiere decir lo siguiente:

- a) Con demanda mínima en la red de distribución, el caudal bombeado es menor que el caudal promedio de bombeo.
- b) Con demanda máxima en la red de distribución, el caudal bombeado es mayor que el caudal promedio de bombeo.

2.9.3.2 Cargas Dinámicas Parciales y Totales de los Equipos de Bombeo

En todo estudio de sistemas de abastecimiento de agua potable por bombeo, además de conocer el caudal de agua a bombear, que figura en todo el estudio como un parámetro, es

imprescindible determinar las cargas de trabajo y las variaciones a que estará sometido el equipo de bombeo.

La carga dinámica total de un equipo de bombeo, de una manera general se puede descomponer en las siguientes cargas parciales.

1) Carga Estática

La carga estática está definida por el valor de la columna de agua representativa de la diferencia de elevación existente, entre el nivel de la descarga de la bomba y el nivel piezométrico del agua en el punto de destino.

En el estudio de sistemas de abastecimiento de agua potable por bombeo con tanque de equilibrio la carga estática puede tomar un valor máximo y un mínimo. El valor máximo ocurre cuando la red consume la demanda mínima horaria y su valor está dado por la columna de agua equivalente entre la diferencia de nivel entre la descarga de la bomba y el nivel del agua del tanque (Ver Fig. 2.49).

Su valor mínimo ocurre cuando la red consume la demanda máxima horaria y su valor está dado por la columna de agua equivalente a la diferencia de nivel entre la descarga de la bomba y el nivel piezométrico del punto de la red hasta donde el agua es bombeada (Punto de Equilibrio), (Ver Fig. 2.49).

2) Carga debida a la fricción

La carga estática y la carga debida a la fricción representan la carga total en la descarga del equipo de bombeo.

La carga debida a la fricción está determinada por la suma de las pérdidas por rozamiento en la cañería de impelencia y accesorios (Válvulas, codos, reductores, etc.).

3) Carga de aspiración o altura de succión (Bombas centrifugas con eje horizontal principalmente).

El limite teórico máximo de aspiración de una bomba localizada al nivel del mar, con la temperatura del agua a 4° Celsius, es 1 atmósfera (10.33 mts. de columna de agua).

En el cuadro 2.14 se presenta una tabla mostrando la variación de los límites antes mencionados de acuerdo a la variación de la altitud del punto donde se ubica el equipo de bombeo (Esto expresado en metros sobre el nivel del mar, m.s.n.m)

La altura de succión admisible para una bomba en particular depende de las condicionantes mencionadas en los literales anteriores, y debe ser verificada en cada caso.

2.10 LÍNEAS DE CONDUCCIÓN.

2.10.1 Consideraciones generales

La tubería de conducción para un sistema sin tanque de almacenamiento será dimensionada con el caudal máximo diario (Q máx. d.) al final del período de diseño. Si el sistema posee tanque de almacenamiento antes de la red, el caudal de diseño de la tubería, denominada en este caso línea de impelencia, será igual al caudal máx. diario multiplicado por el coeficiente $24/n$, siendo n el número de horas de bombeo (Ver Normas de A.N.D.A. Numeral 10). Su trazo deberá ser escogido cumpliendo con condiciones de costo mínimo, lo cual implica, menor distancia, terrenos accesibles y de buenas condiciones para su asentamiento.

La línea del gradiente hidráulico deberá trazarse desde el comienzo de la tubería hasta el final de la misma, con el objeto de determinar las diferentes zonas de presión dinámica en los puntos bajos y altos. De acuerdo a estas zonas de presión determinadas, se elegirá la longitud y clase de cada tramo de tubería correspondiente. El espesor de la tubería se diseña de acuerdo a recomendaciones que ofrecen las normas de fabricación. La presión estática de cada tramo de la

línea no será mayor de 1.5 veces la presión de trabajo de la tubería, ofrecida por el fabricante¹⁰. En caso de que por razones de topografía se exceda este límite, se deberán intercalar cajas rompe-presión ó válvulas reductoras de presión en lugares adecuados.

En los puntos altos, la tubería se provee de válvulas de aire, con el objeto de remover automáticamente: 1) El aire desplazado durante el llenado de la línea y 2) El aire desprendido del agua que fluye cuando la presión disminuye apreciablemente. Estas válvulas sirven también para admitir aire al interior de la línea y evitar su colapso bajo presión negativa (válvula de combinación).

En los puntos bajos la tubería se provee de válvulas de compuerta (purgas de lodos) para la limpieza periódica de sedimentos y para descargar la misma, en caso de que se requiera (reparación de fugas etc.).

Es recomendable, la colocación de registros a cada 2000 pies aproximadamente, principalmente en tubería de grandes diámetros (de 30" ó mayores, los cuales son útiles en el proceso constructivo y posteriormente para inspecciones y reparaciones.

Las estructuras que soportan las tuberías en los pasos de quebradas, ríos, etc. deben de presentar una estabilidad permanente y la tubería en los extremos de la estructura debe de proveerse de anclajes y soportes y llevar juntas de expansión (juntas flexibles tipo dresser) para permitir la dilatación debida a los cambios de temperatura. Las tuberías de PVC no son adecuadas para el paso de ríos o quebradas.

Los anclajes en las tuberías se utilizan para:

¹⁰ Valdez, César Enrique, " Abastecimiento de Agua Potable", Editado por UNAM, 4ª ed.

- a) Resistir la tendencia a los tubos a separarse en las curvas u otros puntos de presión desbalanceada cuando la resistencia de sus juntas se exceden a los esfuerzos longitudinales.
- b) Resistir la tendencia de los tubos tendidos sobre pendientes, propensos a separarse cuando la resistencia de sus juntas a los esfuerzos longitudinales es inadecuada.
- c) Restringir o dirigir la expansión y contracción de tubos unidos rigidamente (caso de tuberías de acero soldadas) bajo la influencia de los cambios de temperatura.

Las tuberías deben estar capacitadas para resistir un número de fuerzas diferentes en combinación ó por separado, como son:

- a) La presión interna que debe ser igual a la carga de agua total a la que el conducto pueda ser sometido.
- b) Presiones desbalanceadas en las curvas, contracciones y cierres.
- c) Golpe de Ariete o presión interna aumentada a causa de una reducción súbita en la velocidad del agua por cierre rápido de una compuerta o el paro de una bomba, por ejemplo.
- d) Cargas externas en forma de rellenos, tráfico y su propio peso entre los soportes externos (pilotes o colgantes)
- e) Expansión ó contracción inducida por la temperatura.

La tensión en las paredes de la tubería (tensión transversal) originada por la presión del agua puede calcularse por la siguiente fórmula:

$$S_t = \frac{r \times P}{t}$$

En la cual: S_t = tensión en Kg/cm²

r = radio exterior de la tubería en cm.

P = presión en kg/cm²

t = espesor de la pared de la tubería en cm.

La selección de los materiales para líneas de tubería se debe basar en las siguientes consideraciones:

1. La capacidad inicial de transporte del tubo y su reducción con el tiempo, definida, por ejemplo, por el coeficiente C de Hazen-Williams.
2. La resistencia del tubo, medida por su habilidad para soportar la presión interna y las cargas externas.
3. La vida ó durabilidad del tubo, determinada como la resistencia a la corrosión del tubo de h° f° ó acero; del tubo de PVC al agrietamiento y desintegración; del tubo de concreto a la erosión y desintegración; y del tubo de duelas de madera con bandas de acero, a la putridez y corrosión.
4. La facilidad ó dificultad para transportar, manejar y tender el tubo bajo diferentes condiciones de topografía, geología y comunicación.
5. La seguridad, economía y disponibilidad de los tamaños fabricados.
6. La disponibilidad de mano de obra entrenada en la construcción de tuberías de distintas clases.
7. Los requerimientos de mantenimiento y reparación, pérdidas de agua por fugas, comportamiento y adaptabilidad del tubo. La fuga permisible en Tubos de H°F° de espiga y

campana que han sido cuidadosamente tendidos y bien probados durante su construcción, se establece mediante la siguiente fórmula:

$$Q = \frac{n \times d \times \sqrt{P}}{7400}$$

Donde:

- Q = Fuga en galones por hora (GPH)
- n = número de uniones en la longitud de línea probada.
- d = Diámetro nominal del tubo en pulgadas.
- p = presión promedio durante la prueba en libras por pulgadas cuadradas manométricas.

Las tuberías de aducción con derivaciones para abastecer distintos reservorios, deberán ser dimensionadas hidráulicamente para atender las condiciones más desfavorables, debiendo contar además con:

- a) Dispositivos para medir y ajustar los caudales en la salida de cada derivación.
- b) Dispositivos de interrupción automática o comandos a través de operaciones centralizadas con el reservorio en cuanto alcance el nivel de rebose.
- c) Válvula de control para cierre de la alimentación en la derivación.

Las velocidades permisibles están gobernadas por las características del agua conducida, y la magnitud de los fenómenos hidráulicos transitorios. Para aguas que contienen limo, existen límites tanto inferiores como superiores, para aguas limpias, sólo hay un límite

superior. La velocidad mínima deberá prevenir la deposición de limo y se encuentra entre 2 ó 2.5 pies/seg. (0.61 á 0. 76 m/s). La velocidad máxima no deberá causar erosión o rozamiento, ni poner en peligro la tubería por golpe de ariete excesivo cuando alguna compuerta se ha cerrado súbitamente. Son comunes velocidades de 4 á 6 pies/seg. (1.21 á 1.82 m/s) pero el limite superior se encuentra entre 10 á 20 pies/seg. (3.48 á 6.96 m/s) para la mayoría de materiales, de que se construyen las tuberías. Se recomienda que para tubería mayores de 16" el límite de velocidad sea de 2.50 m/seg. Las Normas de ANDA, fijan un valor mínimo de 0.50 m/seg., y un valor máximo de 2.50 m/seg. Ver Numeral 10 de las Normas Técnicas para Agua Potable en Anexo 1

2.10.2 Materiales usados en líneas de Conducción

- i) Hierro fundido gris.
- ii) Hierro fundido dúctil.
- iii) Acero.
- iv) Hierro galvanizado.
- v) Plástico (PVC).
- vi) Concreto Reforzado.

2.10.3 Tipo de Juntas.

- A) Hierro Fundido
 - a) Mecánica

- b) Push-on (Rápida)
 - c) Brida
- B) Acero
- a) Roscada
 - c) Soldada
 - d) Push-on (Rápida)
 - e) Brida
- C) Plásticos
- a) Soldadas por fusión o disolvente.
 - b) Roscadas (según espesor del tubo)
 - c) Push-on (Rápida)
 - d) Brida

Al elegir el material para las tuberías de un sistema de abastecimiento conviene tener en cuenta las propiedades de agua que va a distribuirse. Deberá investigarse cuidadosamente si existen cantidades excesivas de Anhídrido carbónico (Dióxido de Carbono CO_2) o si la dureza debida al bicarbonato cálcico $\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$ ó a otras sales es muy elevada.

El CO_2 provoca la tuberculización de las tuberías de hierro no revestidas. La tuberculización es una condición que se desarrolla en el interior de las líneas de tuberías, debido al material corrosivo presente en el agua que circula y que hace que se formen escamas más o menos semi-esféricas (tubérculos en las paredes del tubo), lo cual hace que aumenten las pérdidas por fricción y disminuya la velocidad, disminuyendo también la capacidad de la tubería), mientras que las sales de calcio, originan incrustaciones, las cuales reducen en un tiempo

relativamente corto la capacidad de transporte de las tuberías, especialmente si éstas son de pequeños diámetros. Las tuberías de hierro se corroen también en contacto con ciertos suelos de carácter agresivo y cuando conducen agua relativamente pura en el sentido químico de la palabra

2.10.4 Tubería de Hierro Fundido

Características

- Larga duración
- Resistencia a la corrosión: para evitar la corrosión y tuberculización esta tubería viene provista de un recubrimiento exterior bituminoso y de un recubrimiento interior bituminoso y de cemento.
- Para cálculo hidráulico, el coeficiente C de Hazen Williams que se adopta en tubería nueva es $C = 130$; en tubería usada (10-30 años) se utiliza $C = 100$ y en tubería con recubrimiento de cemento $C = 140$.

Diámetros y Longitudes

Los diámetros y Longitudes comerciales para tubería Americana de Hierro Fundido Dúctil son:

Diámetro : 3", 4", 6", 8", 10", 12", 14", 16", 18", 20", 24", 30", 36", 42", 48", 54", 60"

Longitudes : 12, 16, 18 y 20 (todos en pies)

Para tubería Europea de Hierro Fundido Dúctil tenemos:

Diámetro: 60, 80, 100, 125, 150, 175, 200, 250, 300, 350, 400, 450, 500

600, 700, 800, 900, 1000, 1200 (En milímetros).

Longitudes: para diámetros entre 60 a 600 mm la longitud es aproximadamente $L = 6.0$ mts; para diámetros entre 700 a 1200 mm. las longitudes son de $L = 6$ ó 7 mts.

2.10.5 Tubería de Acero

Características

- Gran resistencia a sobrepresiones (golpe de ariete)
- Capacidad de acomodarse a cargas ofreciéndoles gran resistencia.
- Capacidad de curvarse sin quebrarse
- Resistencia a golpes.
- Para cálculos hidráulicos, el coeficiente C de Hazen Williams para tubería nueva se toma entre 125-150 dependiendo del tipo de revestimiento interior y su forma de aplicación.

Diámetros y Longitudes comerciales

Diámetro (pulgadas) : $\frac{1}{2}$ ", $\frac{3}{4}$ ", 1", 1 $\frac{1}{4}$ ", 1 $\frac{1}{2}$ ", 2", 2 $\frac{1}{2}$ ", 3", 3 $\frac{1}{2}$ ", 4", 4 $\frac{1}{2}$ ", 5", 6", 6 $\frac{5}{8}$ ", 8", 8 $\frac{5}{8}$ ", 10 $\frac{3}{4}$ ", 12", 12 $\frac{3}{4}$ ", 14", 16", 18", 20", 22", 24", 26", 28", 30", 32", 34", 36", 38", 40", 42", 45", 48", 51", 54", 57", 60", 63", 66", 69", 72", 75", 78", 81", 84", 87", 90", 93", 96".

Longitudes (pies) = 12', 16', 18', 20', 30', 40', 50

Presiones de trabajo

Varían de acuerdo a los esfuerzos de tensión permisibles del tipo de acero, del diámetro y espesores de la tubería, vienen dados por las Normas ASTM A-120 y A-139.

Espesor de Tuberías (En pulgadas)

0.105,0.135,0.179,0.188,0.239,0.250,0.313,0.375,0.438,0.500,0.625,0.750,0.875,1.000.

Los espesores aumentan de acuerdo al diámetro de la tubería.

Ejemplo:

La tubería diámetro 6" se ofrece en espesores de 0.135,0.188 y 0.219

La tubería diámetro 24", se ofrece en espesores de 0.179, 0.188, 0.239,0.250,0.313,0.375,0.438 y 0.500 pulgadas.

2.10.6 Tubería de Plástico PVC (Cloruro De Polivinilo)

El PVC es uno de los tres polímeros (Sustanciales de igual composición química pero con propiedades diferentes, formado por la reunión de varias moléculas en una sola) más importantes, en conjunto con el polietileno y el poliestireno.

El PVC presenta diferentes tipos y grados de acuerdo a una clasificación de sus propiedades. El que se usa en tuberías para agua potable es tipo 1 grado 1, el cual presenta unas propiedades mecánicas y químicas bastante altas, exceptuando el impacto.

Para identificar los diferentes compuestos de PVC se han normalizado claves de 4 números: el primero se refiere al tipo, el segundo al grado y el tercero y cuarto el esfuerzo de diseño hidrostático reducido en cien veces. Así por ejemplo, el PVC 1120, es tipo 1, grado 1, con un esfuerzo de diseño hidrostático de 2000 lbs/ pulgadas².

Las tuberías de PVC son altamente resistentes a ácidos y bases diluidos ó concentrados, aceites vegetales y minerales, alcoholes e hidrocarburos alifáticos (Compuesto en los que los átomos de carbono están distribuidos en cadena abierta, sea lineal o ramificada) pero es atacado por hidrocarburos aromáticos clorados, éteres y cetonas.

Dimensión de la Tubería

Está basado en determinación de espesores de pared, mediante la recomendación de ISO R-161, de acuerdo a la siguiente ecuación que relaciona dimensiones del tubo, presión hidrostática de diseño y presión de trabajo:

$$S = \left(\frac{D}{e} - 1 \right) \times \frac{P}{2}$$

siendo:

S = Esfuerzo hidrostático de diseño (Lbs/pulg²)

P = Presión de trabajo (Lbs/pulg²)

D = Diámetro exterior (pulgadas)

e = Espesor de pared (pulgadas)

I.S.O = Organización Internacional de Estandarización.

Si se llama a la relación D/e como SDR (Standard Dimensions Ratio), la ecuación anterior se transforma en :

$$2S = (SDR - 1) P$$

De la cual se desprende que tuberías de diferentes diámetros, que tengan un valor igual de SDR, están diseñados para la misma presión de trabajo.

En base a estas relaciones se han normalizado las dimensiones de tuberías de PVC bajo denominaciones SDR, siendo las más comunes las siguientes:

Cuadro 2.24 Presiones de Trabajo para tuberías de PVC

RELACIONES SDR PVC 1120	PRESIONES DE TRABAJO Lbs / pul ²
13.5	315
17.0	250
21.0	200
26.0	160
32.5	125
41.0	100
51.0	80

Diferentes organismos, como el Plástico Pipe Institute y el Racional Engineering Estándar , recomiendan un valor para el coeficiente C de Hazen Williams de 150.

Diámetros y Longitudes

(Diámetros en pulgadas y Longitudes en metros)

Diámetros: 3/8", 1/2", 3/4", 1", 1 1/4", 1 1/2", 2", 2 1/2", 3", 4", 5", 6", 8", 10", 12", 15"⁽¹¹⁾.

Longitudes: 4 y 6.10 mts.

2.10.7 Capacidad de una Línea de Conducción

En líneas de conducción largas, la resistencia por fricción, ofrecida por el interior del tubo es el elemento que determinará su diseño hidráulico. En los siguientes numerales se presentan las principales fórmulas empleadas para el diseño de estos elementos

¹¹No se fabrican en nuestro país

2.10.7.1 Ecuación Racional (Darcy Weisbach):

La fórmula de Darcy Weisbach es una de las más antiguas y se expresa de la manera siguiente:

$$h_f = f \times \frac{L}{D} \times \frac{v^2}{2g}$$

En donde h_f es la pérdida de carga en una tubería de longitud "L" y diámetro "D", a través de la cual se transporta el fluido a una velocidad "v"; g es la aceleración de la gravedad y f es el coeficiente de fricción adimensional.

El coeficiente de fricción "f" depende del número de Reynolds Re y es función de la rugosidad relativa ϵ / r , en donde ϵ es una medida de la rugosidad absoluta y r el radio interior del tubo:

f = Coeficiente de fricción que depende del número de Reynolds (Re)

$$Re = \frac{v \times D}{\gamma}$$

En la Ecuación anterior:

γ = viscosidad cinemática del agua.

v = velocidad del agua en la tubería.

D = Diámetro de la tubería.

2.10.7.2 Ecuación de Manning.

Esta ecuación puede ser aplicada a conductos que fluyen totalmente llenos.

En el Sistema Inglés la ecuación de Manning se expresa así:

$$v = \frac{1.486}{n} \times R^{2/3} S^{1/2}$$

Donde:

n = coeficiente de rugosidad de la tubería (Coeficiente de Manning).

R = radio hidráulico en pulgadas

v = velocidad en pies/seg.

S = pendiente hidráulica en pies/pies

La ecuación anterior expresada en el sistema métrico queda de la siguiente forma:

$$v = \frac{1}{n} \times R^{2/3} S^{1/2}$$

Donde:

n = coeficiente de rugosidad de la tubería (Coeficiente de Manning).

R = radio hidráulico en metros

v = velocidad en m/s.

S = pendiente hidráulica en mt/mt

2.10.7.3 Ecuación Exponencial (Empírica): Hazen Williams

Se recomienda la utilización de la fórmula de Hazen Williams para el diseño de tuberías con diámetros superiores a 50 mm. (2 pulgadas).

Para unidades en el Sistema Inglés, esta fórmula puede expresarse así:

$$v = 0.55 \times C_{HW} D^{2.63} S^{0.54}$$

$$Q = 0.43 \times D^{2.63} S^{0.54}$$

Donde:

R = radio hidráulico en pies

Q = pies³ /seg.

D = pies

V = pies/seg.

C_{HW} = Coeficiente C de Hazen Williams

En el sistema métrico las ecuaciones anteriores se pueden expresar de la siguiente manera:

$$v = 0.35 \times C_{HW} D^{0.63} S^{0.54}$$

$$Q = 0.2782 \times C_{HW} D^{2.63} S^{0.54}$$

Donde:

R = radio hidráulico en mts.

Q = m³/seg.

D = mts.

v = m/s

Para el cálculo de las pérdidas en un sistema de conducción, aplicando la fórmula de Hazen Williams, tenemos la siguiente expresión

$$S = \frac{h_f}{L} = \frac{1747.632 \times Q^{1.85}}{C^{1.85} \times D^{4.87}}$$

$$h_f = \frac{1747.632 \times Q^{1.85}}{C^{1.85} \times D^{4.87}}$$

En donde:

$$h_f = \text{mts}$$

$$L = \text{mts}$$

$$D = \text{pulgadas}$$

$$Q = \text{lts/seg.}$$

La fórmula anterior surge de la necesidad de combinar unidades de diferentes sistemas de medidas, debido a que son estas las que se manejan más en nuestro medio.

Como se puede observar, la fórmula anterior adopta la forma de.

$$h_f = K Q^n$$

Siendo:

$$K = \frac{K'L}{1000}$$

En donde:

$$K' = \frac{N}{C^m D^p}$$

En nuestro caso tenemos:

$$N = 1747.632$$

$$M = 1.85$$

$$p = 4.87$$

C = Coeficiente de Hazen Williams.

El valor de K' es por tanto de:

$$K' = \frac{1747.632}{C^{1.85} D^{4.87}}$$

Dando valores a C y a D, podemos formar la siguiente tabla que se muestra en el cuadro 2.24 la cual nos será de mucha utilidad en los cálculos.

Cuadro 2.25 Valores de K' x 1000 mt. de tubería

Diámetro	C=90	C=100	C=110	C=120	C= 130	C=140
2"	14.49.	11.81	10.00	8.51	7.34	6.40
3"	2.01	1.64	1.39	1.18	1.02	0.888
4"	0.496	0.404	0.342	0.291	0.251	0.219
6"	0.0688	0.056	0.04750	0.0404	0.0348	0.0304
8"	0.0169	.0138	0.0117	0.0100	0.0086	0.0075
10"	0.0057	0.0047	0.0039	0.0034	0.0029	0.0025

2.10.8 Diseño de una Línea de Conducción

Para diseñar la Línea de Conducción, utilizamos una distribución de diámetros, la cual se realiza mediante el empleo de tuberías equivalentes, con fines económicos y de diseño, para garantizar, si se requiere, la presión de entrada en la red, lo cual permitiría que (de acuerdo a las pérdidas en cada una de las tuberías) se produzcan las presiones establecidas por ANDA en todos los puntos de la red.

Las tuberías equivalentes consisten en la construcción de tuberías en serie, generalmente conformadas con dos secciones transversales, con sus diámetros y longitudes diferentes. Para realizar la distribución de diámetros, se emplea la ecuación para las pérdidas de carga, de Hazen Williams.

A continuación se realiza una demostración de cómo obtener la fórmula que nos determina las longitudes de cada una de las tuberías, a partir de la ecuación de Hazen Williams.

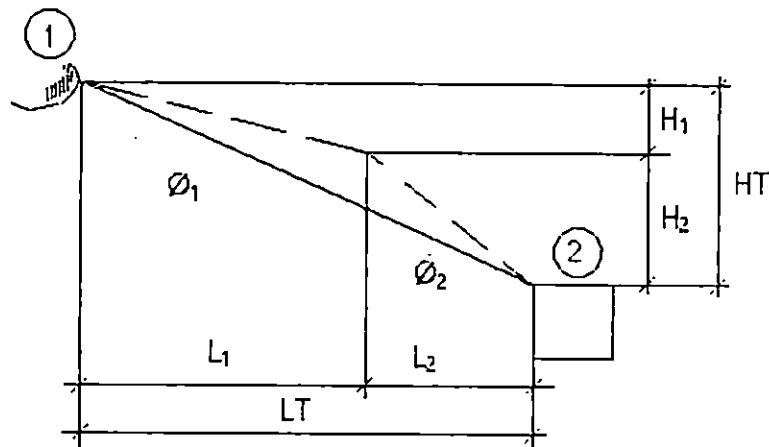


Fig. 2.50 En esta figura :1 = Fuente 2 = Tanque o Planta

En la fig. 2.50 se observa la siguiente simbología:

H_1 = Pérdidas de carga producidas en el tramo de longitud L_1

H_2 = Pérdidas de carga producidas en el tramo de longitud L_2

H_T = Pérdidas de carga totales producidas en la línea de aducción ($L_T = L_1 + L_2$)

D_1 = Diámetro de la línea de aducción en el tramo L_1

D_2 = Diámetro de la línea de aducción en el tramo L_2 Generalmente D_2 es menor que D_1

L_1 = Longitud de la línea de conducción en el tramo 1 con diámetro D_1

L_2 = Longitud de la línea de conducción en el tramo 2 con diámetro D_2

De la figura anterior podemos deducir las siguientes expresiones:

$$H_1 = K_1 Q^{1.85} = \frac{K'_1 L_1}{1000} Q^{1.85}$$

$$H_2 = K_2 Q^{1.85} = \frac{K'_2 L_2}{1000} Q^{1.85}$$

$$H_1 + H_2 = H_T = \frac{Q^{1.85}}{1000} (K'_1 L_1 + K'_2 L_2)$$

$$L_1 + L_2 = L_T$$

$$L_2 = L_T - L_1$$

$$H_T = \frac{Q^{1.85}}{1000} \times (K'_1 L_1 + K'_2 (L_T - L_1))$$

$$H_T = \frac{Q^{1.85}}{1000} \times (K'_1 L_1 + K'_2 L_T - K'_2 L_1)$$

$$\frac{1000 \times H_T}{Q^{1.85}} = L_1 (K'_1 - K'_2) + K'_2 L_T$$

$$\frac{1000(H_T)}{Q^{1.85}(K'_1 - K'_2)} - \frac{K'_2 L_T}{K'_1 - K'_2} = L_1$$

Después de despejar a L_1 obtenemos la siguiente ecuación:

$$L_1 = \frac{\frac{1000 \times H_T}{Q^{1.85}} - K'_2 L_T}{(K'_1 - K'_2)}$$

Si en lugar de sustituir $L_2 = L_T - L_1$ hubiésemos sustituido $L_1 = L_T - L_2$, obtendríamos una expresión en donde el resultado a obtener sería el valor de la longitud del tramo 2 (L_2) de la siguiente forma:

$$L_2 = \frac{\frac{1000 \times H_T}{Q^{1.85}} - K'_1 L_T}{(K'_2 - K'_1)}$$

Ejemplo 8

Diseñar una línea de conducción por gravedad, de acuerdo a los siguientes datos:

- Población a servir = 6000 habitantes
- Dotación = 150 lts / hab / día
- Diferencia de nivel entre la fuente y el tanque: $H_T = 76$ mt
- Longitud total entre la fuente y el tanque: $L_T = 840$ mt
- Tomar factor de demanda máxima = 1.5
- Utilizar tubería de Hierro Galvanizado

En la figura 2.50 se muestra un esquema de la línea a diseñar.

Empezaremos la resolución de nuestro problema, encontrando el caudal de Diseño:

Se tiene que:

$$Q_{MD} = \frac{N^{\circ} \text{habitantes} \times \text{Dotación}}{86400}$$

En donde Q_{MD} representa el Caudal Medio Diario

$$Q_{MD} = \frac{6000 \times 150}{86400} = 10.42 \text{ l/s}$$

$$Q_{\text{MAXDIARIO}} = \text{Factor de Demanda Máxima Diaria} \times Q_{MD}$$

$$Q_{\text{MAXDIARIO}} = 1.5 \times 10.42 = 15.63 \text{ lts / seg}$$

De acuerdo al problema, la tubería a utilizar será Galvanizada. Para esta tubería el coeficiente de Hazen Williams será de $C_{HW} = 100$ (Tubería nueva). Si utilizamos tubería standard, la presión de diseño será de 150 P.S.I. Haciendo una conversión de unidades, es decir los p.s.i. los transformamos a metros de columna de agua (m.c.a.), obtenemos:

$$150 \times 0.706 = 106 \text{ m.c.a.}$$

Si comparamos la presión de 106 con m.c.a. con el valor de H_T , para verificar si la tubería resistir la presión a la que se someterá, vemos que la tubería de hierro galvanizado standard, es aceptable, ya que la presión de diseño de la tubería es mayor que la presión máxima a la cual es sometida la misma, es decir:

$$106 \text{ m} > 76.0 \text{ mts O. K}$$

En seguida, se hará un tanteo de los diámetros a utilizar, calculando las pérdidas en 1000 mts de longitud, para $C = 100$

Cuadro 2.26 Datos de las pérdidas (hf) por cada 1000 m de tubería para C=100

Diámetro	K'	$h_F = K' \times Q^{1.85}$
2"	11.81	1910.18
3"	1.64	265.26
4"	0.404	65.34
6"	0.0560	9.06

Los valores de K' han sido tomados del Cuadro 2.26.

El caudal (Q) representa el Caudal de Diseño para esta tubería, es decir, el caudal Máximo Diario encontrado previamente.

Como se puede observar, el diámetro de 2" no es lógico utilizarlo ya que nos ocasiona pérdidas muy altas y el diámetro de 6" ocasiona pérdidas muy bajas.

Se hará la selección con base en los diámetros de 4" y 3"

En este tipo de problema, la tubería de mayor diámetro se coloca al inicio de la línea, asignándose el sub-índice 1 a sus características, tales como el Diámetro y la Longitud.

En nuestro caso:

L_1 = Longitud para la tubería de 4" de diámetro

L_2 = Longitud para la tubería de 3" de diámetro

D_1 = Diámetro de la tubería de 4" de diámetro

D_2 = Diámetro de la tubería de 3" de diámetro

Encontrando la longitud de la tubería de 3" de diámetro, se tiene que:

$$L_2 = \left[\frac{1000 \times H_T}{Q^{1.85}} - K'_1 \times L_T \right] \times \frac{1}{K'_2 - K'_1}$$

Para la tubería 1 → 4ª el valor de $K_1' = 0.404$

Para la tubería 2 → 3ª el valor de $K_2' = 1.641$

Sustituyendo en la ecuación anterior los datos de nuestro problema, se tiene:

$$L_2 = \left[\frac{1000 \times 76.0}{15.63^{1.85}} - (0.404 \times 840) \right] \times \frac{1}{1.641 - 0.404}$$

$$L_2 = 105 \text{ mts de } 3^\circ$$

Como $L_T = L_1 + L_2$, el valor de $L_1 = L_T - L_2$

$$L_1 = 840 - 105 = 735 \text{ mts de } 4^\circ$$

2.10.9 Metodología del Diseño

Los pasos a seguir para el diseño de una línea de conducción, son los siguientes:

2.10.9.1 Trazo Planimétrico

Se deberá obtener un plano topográfico de la región, con curvas de nivel espaciadas razonablemente y, en su defecto, hacer estudios topográficos siguiendo distintas rutas en dicha región, que permitan estudiar el trazado que implique la línea de conducción más económica, o sea, la más corta y de menor diámetro; generalmente este es el resultado de varios tanteos. La conducción sigue los accidentes del terreno y, si se usan tubos de PVC, va enterrada en una zanja, como medida de protección contra los agentes exteriores. Los cambios de dirección, tanto en el plano horizontal como en el vertical, deben efectuarse por medio de curvas suaves, utilizando la deflexión que permiten las uniones de los distintos tipos de tubos.

Aunque se puede dar solución a este problema colocando en E una válvula de vacío para extraer el aire y mantener el grado de vacío existente, será preferible evitarlo buscando mejores trazos de la línea de conducción, siempre que esto sea posible. Las tuberías que pasan sobre la línea piezométrica reciben el nombre de sifones.

Si en el perfil aparecen depresiones muy profundas, puede ser económico colocar depósitos intermedios llamados "cajas rompedoras de presión", que tienen por objeto romper la línea piezométrica, lo que dará lugar a tuberías de menor espesor y, por consiguiente, de menor costo (Ver Fig. 2.52)

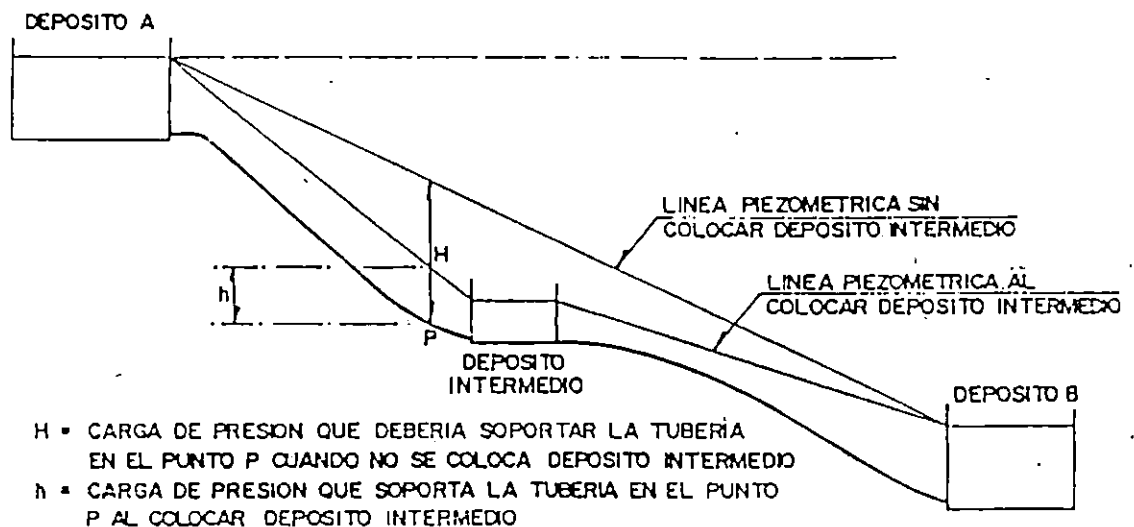


Fig. 2.52 Depósito intermedio o "caja rompedora de presión" para romper la línea piezométrica.

Se sabe que la clase de tubería a usar está determinada por la presión a que se encuentre sometida y ésta última depende de la distancia entre la tubería y la línea piezométrica.

2.10.9.3 Cálculo Hidráulico

Una vez estudiado el trazo planimétrico y altimétrico de la conducción, se procede a calcular su diámetro. Si está alimentada por gravedad el diseño se realiza de acuerdo al método ofrecido en el numeral 2.10.8. Si está alimentada por bomba, el problema tiene múltiples soluciones y "la mejor" se decide por condiciones económicas. En efecto, si el diámetro es pequeño, la pérdida de carga es grande y entonces habrá que usar una bomba de carga elevada que logre vencer las pérdidas, siendo por esta razón muy elevado también el costo de la impulsión.

Por el contrario, si el diámetro es grande, la pérdida de carga es pequeña y la altura a elevar el agua será menor, lo que significa menor costo de bombeo, pero el costo de la tubería es mayor que en el primer caso.

En resumen, en el primer caso, la tubería es "barata" y el costo de bombeo es grande; en el segundo caso sucede lo inverso: la tubería es costosa y el gasto de bombeo es reducido.

Lo que debe procurarse es que ambos costos, den un costo anual mínimo; el diámetro correspondiente a este caso se llama diámetro económico de la línea de conducción.

En el caso de una línea de conducción por bombeo, en el que la pérdida de carga no está prefijada, pues esto depende de la carga suministrada por la estación de bombeo, el diámetro de la línea de conducción debe ser tal que haga que el costo anual de los distintos gastos sea mínimo.

Para un caudal conocido o supuesto, se calculan los costos de varias tuberías de diámetro diferentes, así como las pérdidas de carga que ellas producen.

El costo anual total estará representado por el interés del costo del conducto, más la depreciación del mismo, más el costo anual del bombeo. El diámetro económico de la línea de conducción será el que hace que la suma de los conceptos anteriores sea mínima. El costo de la línea de conducción por metro lineal incluye:

- 1) Costo de la tubería, que varía con la clase y material del que está fabricada;
- 2) Costo de uniones (juntas) y su realización (material y jomales) y
- 3) Colocación de la tubería, que a su vez incluye la apertura de la zanja, colocación de la tubería en la misma, relleno de la zanja y compactación del relleno (jomales y equipos)

El costo anual del bombeo será igual al interés y depreciación sobre el costo de la estación de bombeo propiamente dicho.

2.10.9.4 Localización de Accesorios y Válvulas

Una vez determinado el diámetro y efectuado el trazado definitivo, se procede a localizar en el perfil y planta los distintos accesorios, válvulas y dispositivos de la línea de conducción que correspondan, de tal forma, de que la misma funcione adecuadamente.

2.10.10 Válvulas y Accesorios para los Sistemas de Abastecimiento de Agua Potable

Un sistema de abastecimiento de agua potable requiere muchos accesorios para su operación.

Estos incluyen: válvulas de compuerta y de globo (para controlar el flujo de agua); válvulas para alivio de presiones, (de tal forma de mantener la presión en la línea bajo un valor dado); válvulas de retención (para dirigir el flujo de agua en una dirección dada o en tuberías a presión para prevenir el reflujó cuando se paran las bombas); medidores (para medir el volumen de agua); hidrantes (para permitir utilizar el agua de las tuberías contra incendios, lavado de calles y fines similares, etc.) y muchos otros accesorios que desempeñan funciones muy importantes para el buen funcionamiento de las tuberías.

2.10.10.1 Accesorios y Dispositivos de Control y Protección de Bombas y Tuberías.

Las tuberías de conducción están compuestas por tramos rectos y curvos para ajustarse a los accidentes topográficos, y cambios que se presentan en la geometría de la sección, y por distintos dispositivos para el control del flujo para asegurar que el funcionamiento de la línea de conducción sea eficiente.

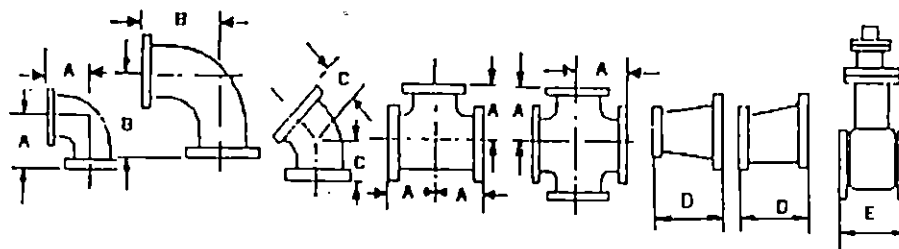
2.10.10.1.1 Accesorios

Las conexiones de la tubería en las intersecciones, cambios de dirección, variación de diámetros, instalación de válvulas, etc., se denominan comúnmente como accesorios y pueden ser de hierro fundido, acero o PVC, dependiendo de qué material sean los tubos.

Los accesorios de hierro fundido son de los más empleados y se fabrican para todos los diámetros de tuberías. Estas piezas se conectan entre sí o a las válvulas por medio de bridas, pernos y/o con un empaque de sellamiento intermedio, que puede ser de hule o plástico.

Por otra parte para interconectar la tubería de PVC y formar líneas de conducción y circuitos, existen todas las conexiones necesarias: ya sea para cambiar la dirección del flujo del agua, derivar o unir sistemas de igual o diferente diámetro, cerrar los extremos de una línea, unir tubería de PVC a válvulas o piezas metálicas bridadas o con rosca, y efectuar reparaciones en una línea ya tendida.

Las dimensiones de algunos accesorios y válvula de compuerta con brida de fierro fundido se ilustran en la Fig. 2.53



DIMENSION	DIAMETRO	2	2 1/2	3	4	6	8	10	12
A	CODOS, TEES, CRUCES	4 1/2	5	5 1/2	6 1/2	8	9	11	12
B	CODOS DE GRAN RADIO	6 1/2	7	7 3/4	9	11 1/2	14	16 1/2	19
C	CODOS DE 45 ° CENTRO A BRIDA	2 1/2	3	3	4	5	5 1/2	6 1/2	7 1/2
D	BRIDA A BRIDA EN REDUCCIONES	5	5 1/2	8	7	9	11	12	14
E	VALVULAS DE COMPUERTA B a B	7	7 1/2	8	9	10 1/2	11 1/2	13	14

DIMENSION	ACCESORIO	DIAMETRO	14	16	18	20	24	30	36
A	CODOS, TEES, CRUCES		14	15	16 1/2	18	22	25	28
B	CODOS DE GRAN RADIO		21 1/2	24	26 1/2	29	34	41 1/2	49
C	CODOS DE 45 ° CENTRO A BRIDA		7 1/2	8	8 1/2	9 1/2	12	15	18
D	BRIDA A BRIDA EN REDUCCIONES		16	18	19	20	24	30	36
E	VALVULAS DE COMPUERTA B a B		11 1/2	12	12 1/2	13	13 1/2	15	16

Número y dimensiones de agujeros y pemos para accesorios y válvulas de compuerta según plantilla A.S.A.

Diámetro interior		No. de agujeros y de Pemos	Diámetro del agujero	Pemos		Dimensiones de la brida		
pulg	mm			Diámetro	Largo	Espesor	Diámetro	φ en agujeros
2 1/2	64	4	3/4	5/8	2 1/2	7/8	7	5 1/2
3	76	4	3/4	5/8	3	1 5/16	7 1/2	6
4	102	8	3/4	5/8	3	1 5/16	9	7 1/2
6	152	8	7/8	3/4	3 1/2	1	11	9 1/2
8	203	8	7/8	3/4	3 1/2	1 1/8	13 1/2	11 3/4
10	203	8	1	7/8	4	1 3/16	13	14 1/4
12	305	12	1	7/8	4	1 1/4	19	17
14	356	12	1 1/8	1	4 1/2	1 3/8	21	18 3/4
16	406	16	1 1/8	1	4 1/2	1 7/16	23 1/2	21 1/4
18	457	16	1 1/4	1 1/8	5	1 9/16	25	22 3/4
20	508	20	1 1/4	1 1/8	5	1 11/16	27	25
24	610	20	1 3/8	1 1/4	5 1/2	1 7/8	32	29 1/2

Todas las medidas son en pulgadas, salvo donde se indique lo contrario

Fig. 2.53

Dimensiones de accesorios y válvulas de compuerta con brida de Hierro Fundido

2.10.10.1.2 Dispositivos de Protección y Control de Bombas y Tuberías

En equipos de bombeo siempre es necesario el empleo de ciertos elementos cuyo objeto es, entre otros, proteger a las tuberías y, al equipo de bombeo, principalmente del fenómeno llamado golpe de ariete; otros elementos controlan el flujo en la línea de conducción.

A continuación se comentará la función de los elementos de control y protección que se usan con más frecuencia en una instalación de equipos de bombeo, tal como se muestra en la siguiente figura.

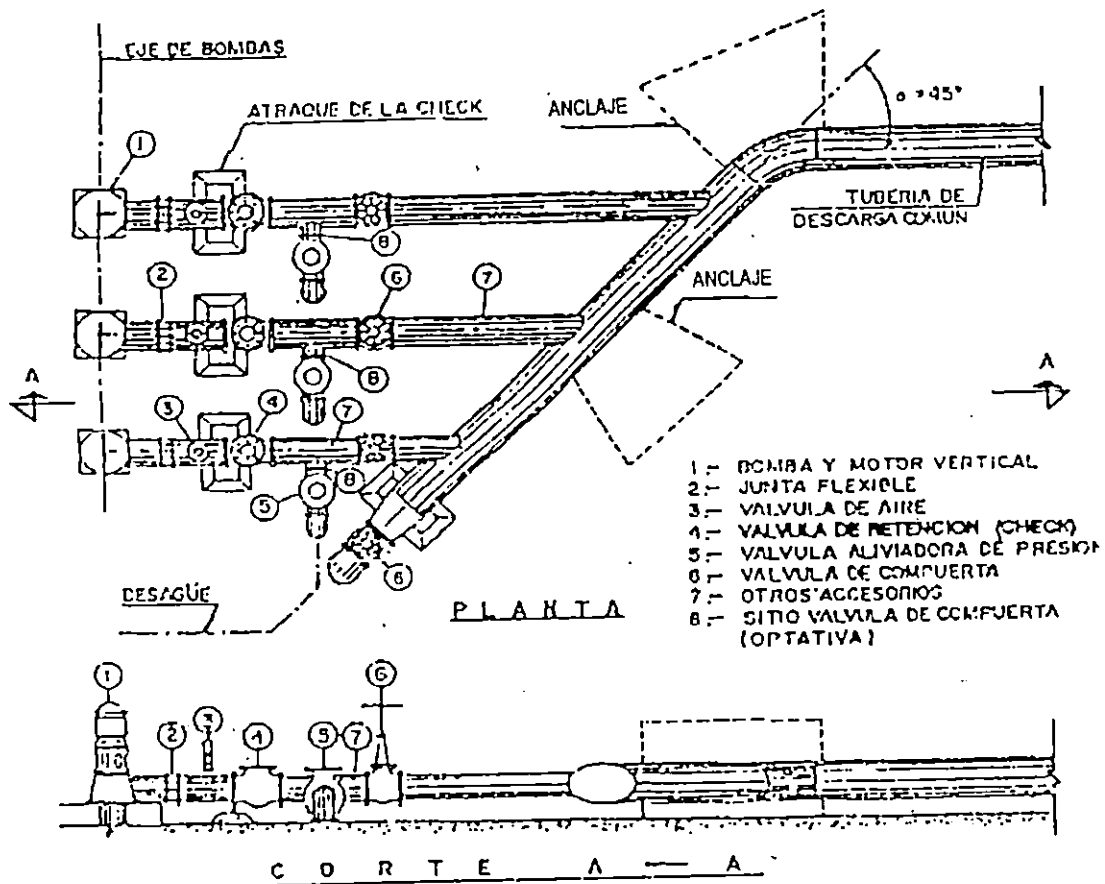


Fig. 2.54 Conexión de tres bombas para trabajar en paralelo, mostrando los elementos de control y protección.

Junta Flexible

Son recomendables para absorber algunos movimientos ocasionados por el trabajo de la bomba, así como pequeños desalineamientos producidos durante el montaje del conjunto; también se aprovecha para desmontar con facilidad la unidad de bombeo cuando se requiera.

En las líneas de tuberías son útiles para absorber variaciones de longitud provocadas por temperatura o para realizar reparaciones.

Generalmente son empleadas las Juntas Flexibles marca Dresser o de alguna otra marca conocida.

En la Fig. 2.54 Se puede observar la posición que ocupa la junta flexible en una instalación de bombeo.

Válvulas Eliminadoras de Aire

Algunas se instalan con el objeto de expulsar el aire retenido en la succión cuando la bomba no trabaja. Esta expulsión se efectúa al iniciarse la operación de la bomba. Su ubicación es generalmente a continuación de la junta flexible. A ciertos tipos de estas válvulas se les puede acoplar una válvula Check con el objeto de amortiguar el golpe del agua para prolongar su vida útil y evitar ruidos desagradables. La instalación de esta Check es sumamente recomendable. (Ver figura 2.59-A)

También se instalan válvulas eliminadoras de aire a lo largo de la línea de conducción, pues el aire en las tuberías supone una condición altamente perjudicial y potencialmente peligrosa cualquiera que sea el material que constituya el tubo. Al acumularse el aire en el interior de una conducción, tiende a ocupar los puntos topográficos altos del perfil de la línea y si no se extrae, produce una estrangulación de la sección que puede llegar a interrumpir el flujo del agua. El mayor peligro, sin embargo, está en la posible compresión de este aire y su expulsión

súbita así como en una interrupción repentina del flujo que puede multiplicar enormemente la presión de la bolsa de aire acumulado en la tubería traduciéndose en una verdadera explosión con proyección de fragmentos.

La figura 2.55 muestra el caso de una línea de conducción por gravedad en la cual la presión utilizable H se reduce en una cantidad h correspondiente a la diferencia de nivel entre los extremos de la bolsa de aire, en consecuencia, se reduce el gasto útil de la producción.

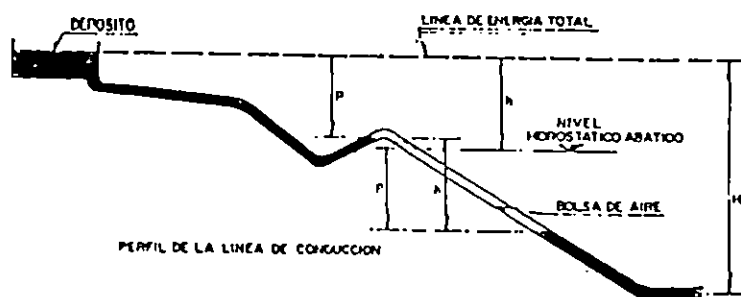


Fig. 2.55 Efectos del aire dentro de una línea de conducción por gravedad.

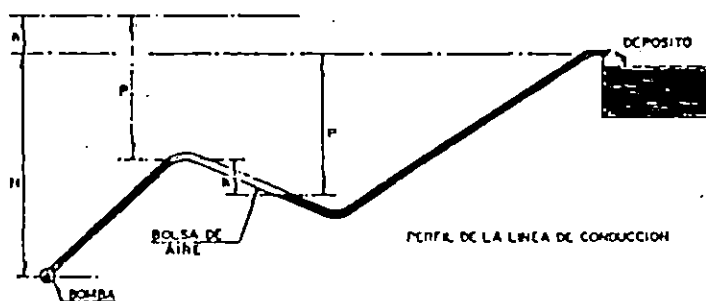


Fig. 2.56 Efectos del aire dentro de una línea de conducción por bombeo.

En la fig. 2.56 se muestra el caso en que la conducción es por bombeo. La bolsa de aire provoca un aumento de presión P en las bombas, por lo que para conducir el mismo gasto el consumo de energía se incrementa en la misma proporción del aumento de presión en la bomba.

Cuando una línea de conducción no está llena de agua es decir "purgada", los inconvenientes descritos se repiten en cada punto alto del perfil de la línea; sus efectos se suman y el rendimiento de la conducción disminuye en forma progresiva. Algunas veces esta disminución se atribuye equivocadamente a las bombas, siendo que con sólo purgar la línea en forma correcta, ésta recuperará su capacidad normal de escurrimiento.

Por las razones expuestas anteriormente, todos los puntos altos deben estar provistos de válvulas que permitan evacuar el aire automáticamente a medida que se acumula; estas válvulas eliminadoras de aire se ubican en puntos situados a cada 1.5 km como máximo y en los puntos más altos del perfil de la línea.

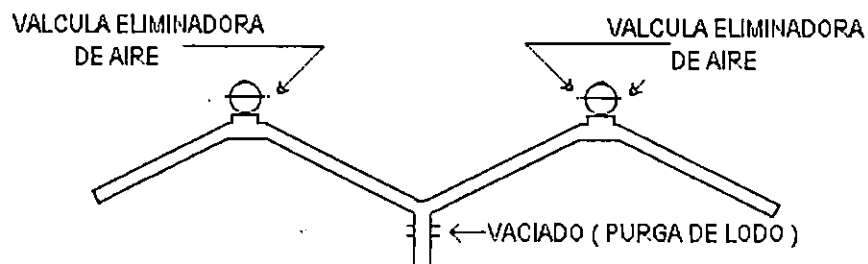


Fig. 2.57 Ubicación de válvulas eliminadoras de aire y purgas de lodo en una línea de conducción.

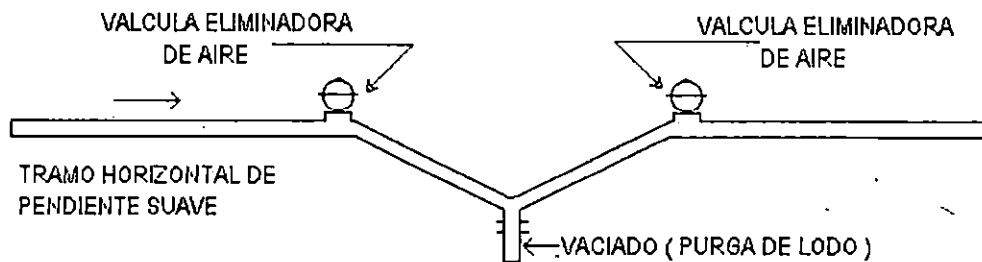


Fig. 2.58 Colocación de válvulas eliminadoras de aire y purga de lodo después de un tramo horizontal.

En las figuras 2.57 y 2.58 se observa que en los puntos bajos de la línea se coloca una purga de lodo que permite el vaciado de la tubería, eliminándose al mismo tiempo los sedimentos que se acumulan en esos sitios cuando el agua no está en movimiento y que pueden llegar a obstruir el flujo.

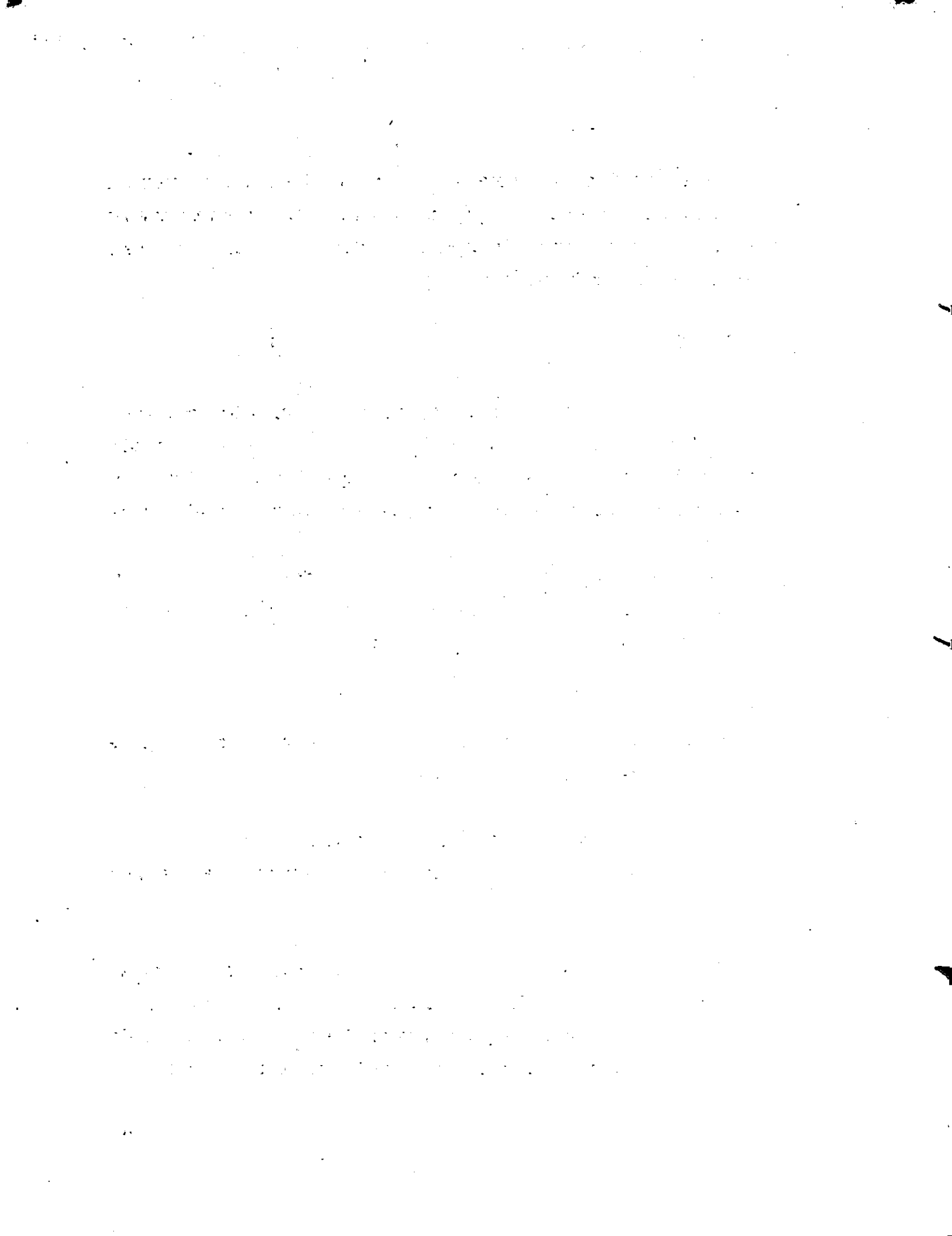
El diámetro de la válvula de expulsión de aire, como también se les llama, se puede seleccionar de acuerdo al diámetro de la tubería y gasto que conducirá la línea, tal como se muestra en el Cuadro 2.27.

Cuadro 2.27 Diámetro de las válvulas de expulsión de aire

Diámetro de la tubería de conducción	Gasto en litros por segundo	Diámetro de la válvula de aire
½" a 4"	0 a 12.6 l/s	½"
6" a 10"	12.7 a 50.4 l/s	1"
12" a 18"	50.5 a 201.6 l/s	2"
20" a 24"	201.7 a 472.5 l/s	3"
26" a 30"	472.6 a 819.0 l/s	6" a 8"

Válvulas de Retención (Check)

Estas válvulas se usan con el objeto de retener la masa de agua que se encuentra en la tubería, cuando la bomba suspende su operación y con el fin de evitar esfuerzos excesivos en las bombas debido al fenómeno del golpe de ariete. Esto no quiere decir que estas válvulas eliminen el efecto de ese fenómeno, sino que únicamente lo atenúan.



Existen varios tipos en el mercado y la selección del tipo de Check a utilizar para una determinada instalación dependerá del diámetro de la válvula a emplear, de las presiones a que operará y de su costo en el mercado. En varios proyectos, el tiempo de entrega que ofrecen sus fabricantes puede ser determinante para el tipo elegido.

Válvulas de Compuerta

Este tipo de válvulas también se instala en las descargas de las bombas, después de la válvula de alivio. Las válvulas que se instalan en las purgas de lodo de la línea de conducción, tienen la función de vaciar la tubería de tiempo en tiempo, lo que permite efectuarle una especie de lavado, ya que así se extraen las arenas y lodos que se depositan a lo largo de ella, según se ha podido observar.

La válvula de compuerta se emplea asimismo, con el objeto de aislar en un momento dado algún elemento o sección del sistema para poder efectuar una reparación, inspección o dar mantenimiento, sin que se interrumpa totalmente el servicio.

Estas válvulas pueden abrirse girando la llave hacia la izquierda o la derecha según se haya ordenado, pero generalmente se abren hacia la izquierda.

Es muy importante señalar que la válvula de compuerta está diseñada propiamente para ser operada cuando se requiera un cierre o abertura total y no se recomienda para usarse como reguladora del gasto.

En hierro fundido se pueden encontrar en clase 125, 150, 175, 200, 250 y 300. En acero se pueden encontrar en clase 150, 300, 400, 600, 900 y 1500, de acuerdo al tipo de servicio requerido. Generalmente las válvulas de gran diámetro (de 30" en adelante), llevan una pequeña tubería de derivación (by-pass) con su correspondiente válvula de compuerta. Cuando se cierra,

se cierra primero la válvula principal para reducir el golpe de ariete. Al abrir, se abre primero la válvula auxiliar para igualar las presiones y facilitar la apertura de la válvula principal.

Válvulas de Mariposa

Las válvulas de mariposa, pueden sustituir a las de compuerta cuando se requieren diámetros grandes y para presiones bajas en la línea; tienen la ventaja de ser más ligeras, son de menor tamaño y más baratas. La operación de la válvula puede ser manual, semiautomática o automática, mediante dispositivos neumáticos hidráulicos o eléctricos. El diseño hidrodinámico de esta válvula permite emplearla como reguladora de gasto y en ciertos casos para estrangular la descarga de una bomba.

Válvula de Globo

Son voluminosas con respecto a su diámetro y presentan una alta resistencia al paso del agua, por lo que se emplean, generalmente, solo en tuberías de pequeños diámetros. Constan de un disco horizontal accionado por un vástago para cerrar o abrir un orificio por el que pasa el agua; este mecanismo se encuentra dentro de una caja de hierro fundido con extremos de brida para los diámetros grandes y de rosca para los pequeños. Generalmente se construye en bronce, acero y hierro fundido, en diámetros, según el material, de $\frac{1}{4}$ " a 14".

Válvulas de Alivio Contra Golpe de Ariete

Las válvulas aliviadoras de presión son empleadas para proteger al equipo de bombeo, tuberías y demás elementos en la conexión, contra los cambios bruscos de presión que se producen por el arranque o paro del equipo de bombeo.

La válvula está diseñada de tal manera que puede abrirse automáticamente y descargar al exterior cuando la presión en el sistema es mayor que aquella con la que fue calibrada lográndose con ello el abatimiento de la línea piezométrica.

De acuerdo con lo anterior, el empleo de esta válvula dependerá de la magnitud de las previsiones que se tengan debidas al golpe de ariete y de la conveniencia que surja al haber hecho un estudio económico, considerando la posibilidad de emplear elementos (tuberías, válvulas, etc.) resistentes a las presiones que se van a presentar, según se estudiará más adelante en este capítulo.

En general las válvulas de alivio que existen en el mercado, básicamente tienen el mismo diseño, y están constituidas en esencia por dos partes; una que corresponde al cuerpo de la válvula propiamente dicho y la otra formada por los mecanismos de control.

En las Figs. 2.59 A y 2.59 B se presentan algunos tipos de válvulas más utilizadas en nuestro medio.

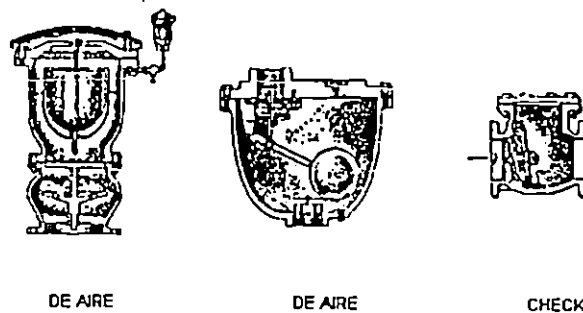
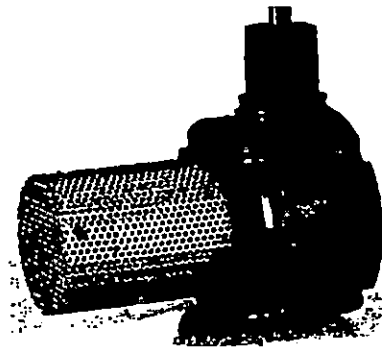
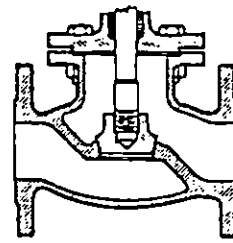


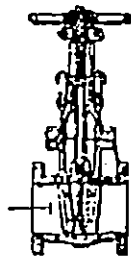
Fig. 2.59 A Válvulas



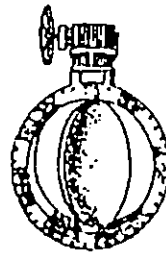
VALVULA DE PIE



VALVULA DE GLOBO
ESTANDAR



COMPUERTA



MARIPOSA



ALMO

Fig. 2.59 B Válvulas

Cuando se ha definido el empleo de válvulas de alivio, su diámetro se determina en función del gasto de escurrimiento en la tubería a la que se conectará, de las presiones originadas por el golpe de ariete y de las pérdidas de carga, normalmente tolerables, ocasionadas por esta válvula. Se recomienda determinar su diámetro consultando el catálogo de los fabricantes.

Su ubicación se elige después de los elementos de control o al principio de la tubería de descarga común.

Desagües (Purgas de lodo)

Se utilizan generalmente en los puntos más bajos del perfil con el fin de desaguar la línea en caso de roturas durante su operación; también se pueden usar para el lavado de la línea durante la construcción. No es recomendable la utilización de válvulas para desagües. El crucero se forma con una Te con brida, tapa ciega y dos juntas universales, todas ellas de hierro fundido. Si en la conducción se emplean tuberías de PVC, se usan conexiones de este material para el desagüe o vaciado

2.11 DISTRIBUCION

Una vez que se dispone de agua potable en el tanque de regularización, debe ponerse a disposición de los habitantes, distribuyéndola por toda la población, por medio de la red de distribución. Un adecuado sistema de distribución debe ser capaz de proporcionar agua potable en cantidad adecuada y a la presión suficiente cuando y donde se requiera dentro de la zona de servicio.

Las redes de distribución se clasifican generalmente como sistemas en malla, sistemas ramificados, sistemas combinados (fig. 2.60). La configuración que se dé al sistema depende principalmente de la trayectoria de las calles, topografía, grado y tipo de desarrollo del área y localización de las obras de tratamiento y regularización.

Las tuberías que se instalan en áreas urbanas, en las Avenidas, cuya orientación es de Norte Sur, deberán ser colocadas al costado oriente de las mismas y en las calles cuya orientación es de Este-Oeste deberán ser colocadas al costado Norte. En ambos casos, a una distancia de 1.5 mts. del cordón (Ver Numeral 16 de la Parte Primera de la Norma Técnica de A.N.D.A.).

La altura mínima de relleno sobre la tubería es de 1.0 m, caso contrario deberá ser protegida adecuadamente. Se procurará en áreas urbanas que la profundidad máxima de rellenos sobre la tubería no exceda las 1.8 mts (Numeral 16 Norma Técnica de A.N.D.A.).

2.11.1 Sistema Ramificado

El tipo ramificado de red de distribución se muestra en la (Fig. 2.60) . Como se observa, la estructura del sistema es similar a un árbol. La línea de alimentación o troncal es la principal fuente de suministro de agua, y de ésta se derivan todos los ramales.

Aunque estos sistemas son simples de diseñar y construir, no son favorecidos en la actualidad por las siguientes razones:

- 1) En los extremos finales de los ramales se pueden presentar crecimientos bacterianos y sedimentación debida a estancamiento;
- 2) Es difícil que se mantenga una dosis de cloro residual en los extremos muertos de la tubería;
- 3) Cuando tienen que hacerse reparaciones a una línea individual en algún punto, deben quedar sin servicio las conexiones que se encuentran más allá del punto de reparación hasta que esta sea efectuada;
- 4) La presión en los puntos terminales de los ramales puede llegar a ser indeseablemente baja conforme se hacen ampliaciones a la red.

El sistema ramificado se tiene generalmente cuando la topografía y el alineamiento de las calles no permitan tener circuitos, o bien, en comunidades con predios muy dispersos.

2.11.2 Sistema en Malla

El rango distintivo del sistema en malla, como el mostrado en la Figura 2.60, es que todas las tuberías están interconectadas y no hay terminales o extremos muertos. En estos sistemas, el agua puede alcanzar un punto dado desde varias direcciones, superando todas las dificultades del sistema ramificado, discutido previamente. La desventaja es que el diseño de estos sistemas es algo más complicado.

2.11.3 Sistema Combinado

De acuerdo con las características de la zona, en algunos casos se hacen ampliaciones a la red de distribución en malla con ramales abiertos, como se muestra en la Fig. 2.60, resultando un sistema combinado.

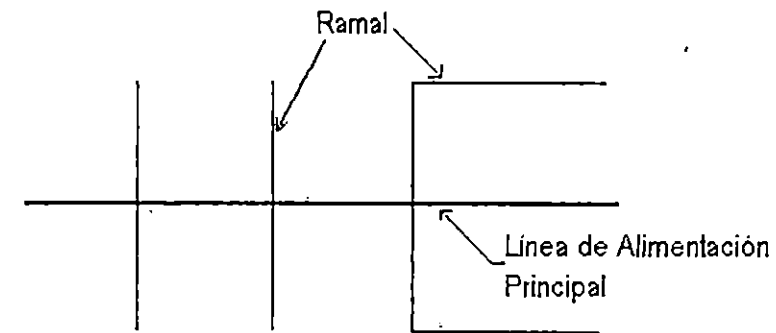
Este sistema tiene la ventaja de permitir el uso de alimentadores en circuito que suministran agua a un área desde más de una dirección.

2.11.4 Componentes del Sistema de Distribución

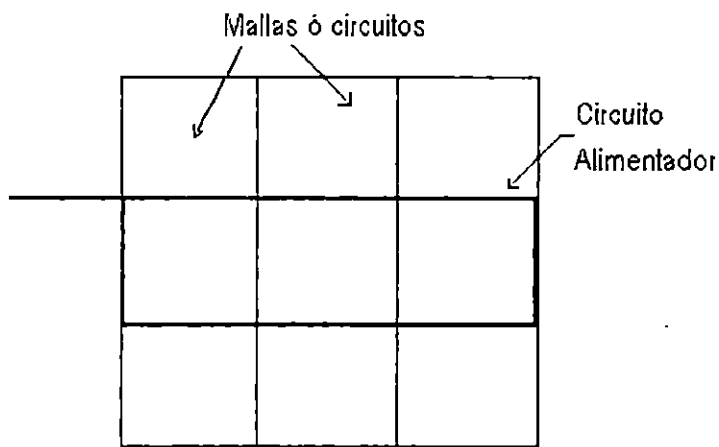
2.11.4.1 Tuberías

Un sistema de distribución está formado por una red de tuberías y ésta a su vez se compone de tuberías de alimentación, principales y secundarias; ésta designación depende de la magnitud de su diámetro y de su posición relativa con respecto a las demás tuberías, como se explica a continuación:

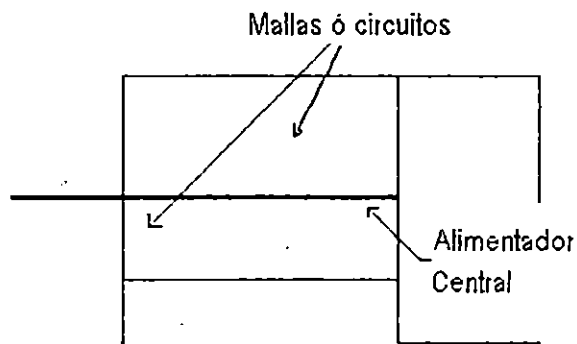
- a) Líneas de Alimentación. Cuando la red trabaja por gravedad, la línea de alimentación parte del tanque de regularización y termina en el lugar donde se hace la primera derivación. En esta línea fluye el total del gasto considerado; por lo tanto resulta la de diámetro mayor; esto sucede cuando se ha de proyectar un solo tanque de regularización. Cuando hay más de uno, habrá tantas líneas de alimentación como tanques se tengan, pero en todo caso, la suma de los gastos que fluye en estas líneas debe ser igual al gasto máximo horario. Cuando el sistema es por bombeo directo a la red con excedencia al tanque, las líneas de alimentación se originan en las estaciones de bombeo y terminan en la primera intersección.
- b) Tuberías Primarias. En el sistema de malla, son las tuberías que forman circuitos. En el sistema ramificado es la tubería troncal de donde se hacen las derivaciones. A estas líneas están conectadas las líneas secundarias o de relleno.
- c) Tomas domiciliarias. Es la parte de la red gracias a la cual los habitantes de la población tienen agua en su propia vivienda.
- d) Tuberías Secundarias o de relleno. Una vez localizadas las tuberías de alimentación, a las tuberías restantes para cubrir el área del proyecto se les llama secundarias o de relleno.



a) Sistema ramificado.



b) Sistema en malla.



c) Sistema combinado

Fig. 2.60 Configuraciones del sistema de distribución

2.11.4.2 Válvulas

Los tipos de válvulas comúnmente usadas en la red de distribución son las de compuerta, reguladoras de presión, de expulsión de aire, y de retención. En un sistema de distribución, las válvulas se deben colocar en todos los tramos rectos a intervalos de 500 a 800 pies. En donde dos líneas se interceptan, una válvula deberá ser colocada en cada tubo a cada lado de la intersección. El principio general es que las válvulas deben estar colocadas de tal manera, que cualquier tramo de dos cuadras de largo pueda cortarse de la circulación general sin interrumpir el servicio en el resto del sistema, tal como se muestra en el esquema (ver fig. 2.61)

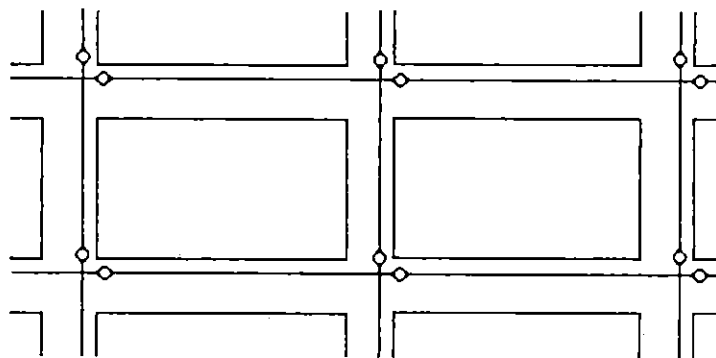


Fig.2.61 Instalación de las Válvulas de compuerta en las calles y avenidas.

En general dos válvulas de compuerta se usan en las tuberías que concurren a cruces y dos válvulas en todas las té; Sin embargo, para un proyecto en particular se recomienda estudiar con todo cuidado la situación de las válvulas procurando utilizar el menor número posible de estos accesorios. La principal función de éstas válvulas es aislar subsecciones del sistema para reparaciones y mantenimiento. En los puntos bajos de la red se colocan válvulas de compuerta para desagüe y en los sitios altos se colocan válvulas de expulsión de aire; las válvulas de retención se usan para limitar el flujo del agua hacia una dirección. Las válvulas reguladoras de

presión se utilizan par delimitar zonas con diferente presión. En los cruceros con válvulas debe construirse una caja adecuada para su operación, en función del diámetro, número de válvulas y su ubicación.

2.11.4.3 Hidrantes

Un hidrante es una salida de una tubería principal, cuyo objetivo es el de proporcionar una conexión para combatir incendios.

Los hidrantes son generalmente del tipo de poste aunque en ciudades grandes se utilizan en forma subterránea. Los hidrantes son construidos de tal forma que el agua no salga si el hidrante sobre el terreno se rompe por algún motivo. El hidrante deberá conectarse a la tubería principal mediante un tubo de 6" de diámetro (En nuestro país se permite hasta 4" según Norma Técnica de ANDA Numeral 7 de la Primera Parte) y se debe colocar a este tubo una válvula para permitir las reparaciones y mantenimiento del hidrante sin cortar el agua en el área adyacente.

Los hidrantes se colocan generalmente, en ó cerca de las bocacalles con una separación máxima de 300 metros. Cada hidrante tendrá un radio de acción de 150 metros medidos sobre el eje de la calle (Norma Técnica de ANDA, Numeral 7).

2.11.5 Red de Distribución con Tanque de Compensación o de Equilibrio

El comportamiento de una red de distribución con tanque puede ser visualizado, fácilmente, analizando lo que sucede cuando ocurren los consumos máximos y mínimos:

Examinando la Figura 2.62 (A), vemos que en la cañería de impelencia estará fluyendo un caudal de Q_B , dicho caudal es inyectado directamente a la red de distribución en donde , en

este momento, la red estará demandando un consumo mínimo ($Q_{\text{MINHORARIO}}$) de tal modo que el agua sobrante ($Q_B - Q_{\text{minhorario}}$) es transportada hacia el tanque de equilibrio a través de la tubería ubicada entre la red y el tanque.

En otras palabras esto quiere decir que en las horas de mínimo consumo pasan por las cañerías que componen la red los caudales mínimos de distribución y los caudales destinados a ser almacenados; sirviendo las cañerías de la red de distribución, de una manera parcial, como cañerías de impelencia.

Lo anterior trae como consecuencia, que las presiones del agua observadas en la red tengan valores máximos, precisamente porque el agua al ser almacenada debe tener una carga suficiente para llegar hasta el tanque.

Para el caso por gravedad con tanque de equilibrio dicha carga debe ser proporcionada por la diferencia de nivel entre la fuente de abastecimiento y la red; si el sistema es por bombeo la carga necesaria debe ser proporcionada por el equipo de bombeo.

Examinando la Fig. 2.62(B), correspondiente a la demanda máxima horaria vemos que por la línea de impelencia estará fluyendo el mismo caudal mencionado en el caso anterior; la red de distribución en este momento está demandando el mayor consumo horario, caudal evidentemente mayor que el caudal bombeado, de tal modo que el caudal de agua faltante debe ser proporcionado por el tanque ($Q_{\text{MAXHORARIO}} - Q_B$). En este momento, la red es alimentada, por dos puntos diferentes, obteniéndose así, una distribución racional de caudales.

En las condiciones mencionadas de Consumo Máximo Horario, las presiones del agua en la red son mínimas; observándose en la red una línea que podríamos llamar de equilibrio entre las aguas provenientes de la aducción por bombeo y las provenientes del tanque de equilibrio (Ver figura 2.62 B).

Resumiendo podemos decir, que dependiendo del consumo de la red, se presentan dos casos:

- 1) Cuando ocurre la demanda mínima horaria el flujo va de la red hacia el tanque, en una cantidad que tiene como valor ($Q_B - Q_{\text{MINHORARIO}}$).
- 2) Para el caso de la demanda máxima horaria, el flujo va del tanque hacia la red y tiene un valor igual a ($Q_{\text{MAXHORARIO}} - Q_B$).

En ambos casos, los caudales serán determinados en el diseño de las tuberías de la red.

Es preciso además, hacer ciertas consideraciones de orden general para aclarar conceptos, consideraciones que se exponen a continuación:

- a) Las presiones del agua en la red de distribución siempre estarán determinadas por el nivel del agua en el tanque de equilibrio y el consumo de la red.
- b) Se supone que el caudal de bombeo permanece constante, sin embargo, dicho caudal tiene variaciones más o menos apreciables debido a la variación de la carga dinámica total del equipo de bombeo ocasionada por los diferentes valores que puede tomar el consumo en la red durante el día.

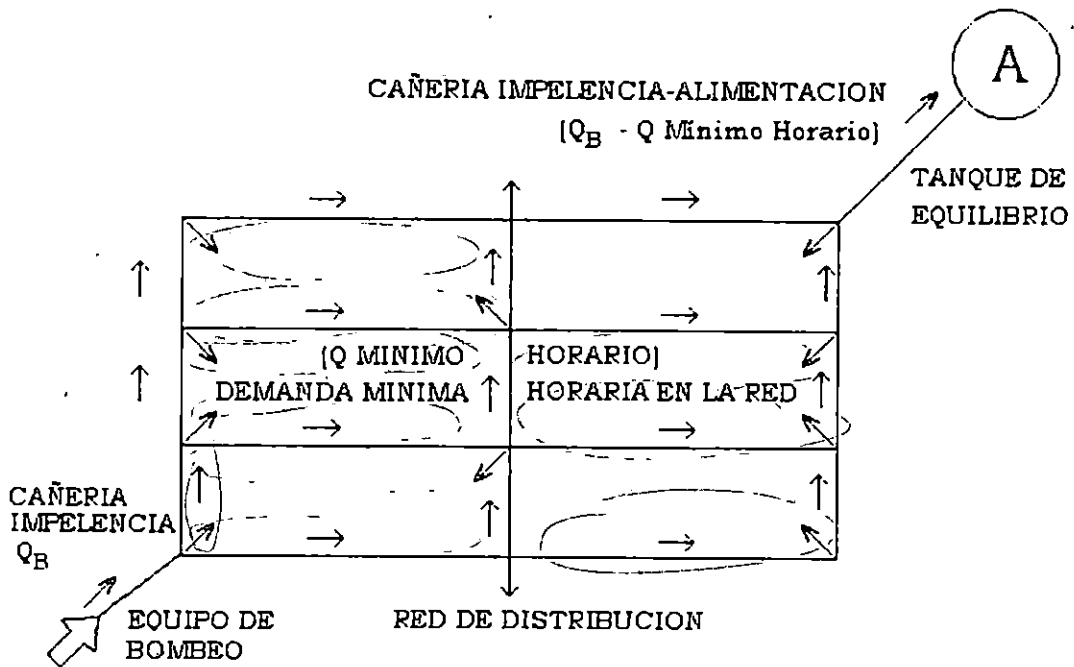


Fig. 2.62 (A) Ejemplo de caudales circulantes de un sistema de abastecimiento de agua potable por bombeo con tanque de equilibrio. Momento de la demanda mínima horaria.

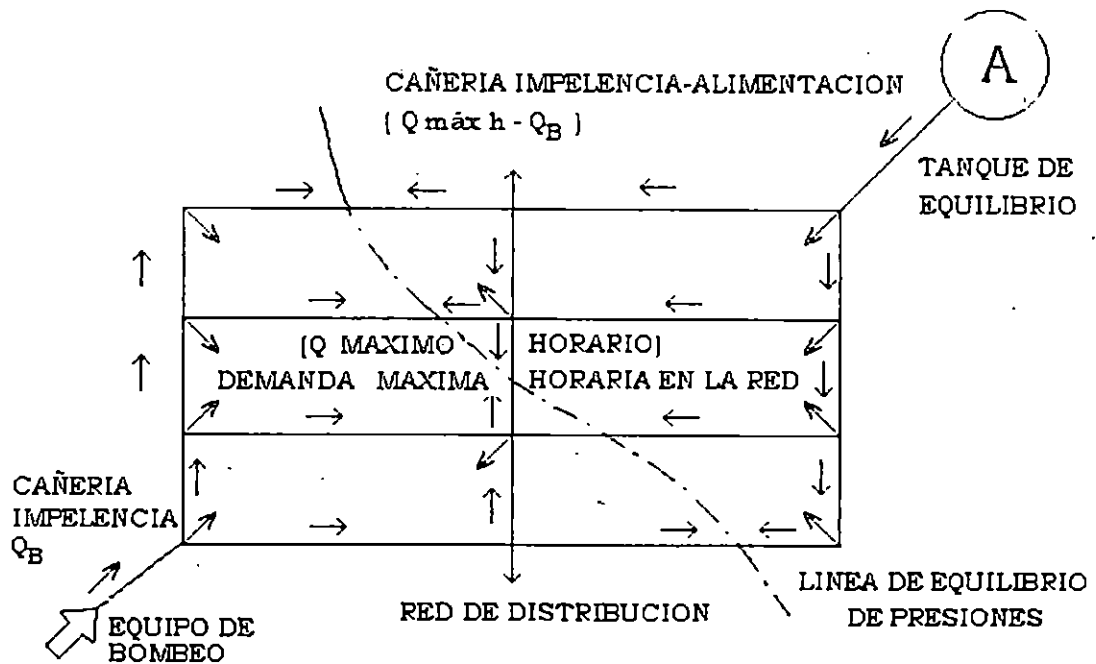


Fig. 2.62 (B) Ejemplo de caudales circulantes de un sistema de abastecimiento de agua potable por bombeo con tanque de equilibrio. Momento de la demanda máxima horaria.

2.11.6 Presiones Requeridas y Velocidades de Flujo en La Red.

Según las Normas Técnicas de A.N.D.A (Numeral 16 de la Parte I),se tienen las siguientes normativas en cuanto a presiones : “ El trazo se hará procurando obtener una red integrada de anillos de tuberías principales y secundarias con una presión residual dinámica mínima de 10 metros de columna de agua. La presión estática máxima será de 50 metros de columna de agua. En casos excepcionales en que las presiones se salgan de los límites indicados (dos puntos como máximo), deberá justificarse debidamente.”

En cuanto a las velocidades ANDA establece lo siguiente: “ La red se diseñará con velocidades menores o iguales a 1.5 m/s, los correspondientes valores de coeficiente C (Hierro fundido, 100 ; Acero, 120; PVC, 140) y los diámetros internos reales de las tuberías.”

2.11.7 Caudal de Diseño de la Red de Distribución

En El Salvador, las normas de ANDA, establecen en el mismo numeral, “que las redes sin hidrantes, caso de localidades pequeñas, aldeañas, sin servicio de bomberos, se diseñarán con base al caudal máximo horario de la población de diseño”. Así mismo, en dichas Normas se establece “que las redes con hidrantes se diseñarán con base al caudal anterior comparado con el caudal medio diario de la población de diseño más el consumo de hidrantes optando por la condición de mayor caudal (Ver Especificaciones Técnicas de ANDA, Numeral 16, Parte I).

Esta situación, se puede expresar de la siguiente manera:

$$Q_1 = Q_{\text{medio diario}} + 12 \text{ lt / seg}$$

$$Q_2 = Q_{\text{max. horario}}$$

De los dos caudales anteriores (Q_1 y Q_2), escogemos el de mayor valor para diseñar la red de distribución.

EJEMPLO 9

Se necesita diseñar el sistema de abastecimiento de agua potable para un pueblo, cuya densidad poblacional se calcula que es de cinco habitantes por vivienda. Actualmente se cuenta con 308 viviendas y se han identificado zonas de desarrollo futuro (Áreas sombreadas en la Fig. 2.63) Hacia donde se expandirá el pueblo. Las zonas sombreadas en cuadrulado son las zonas que se esperan estén pobladas al finalizar el décimo año; y las sombreadas achuradas las que se prevé que estén pobladas entre el décimo y el vigésimo año. Se prevé un crecimiento poblacional del 2.05 % anual.

El diseño de este sistema incluirá las líneas de aducción e impelencia, el tanque de succión y la red de distribución. Esta última contará además, con un tanque de equilibrio al final de la red.

Se sabe que el caudal que la fuente produce (Q_F) es igual al caudal máximo diario ($Q_{MAX,D}$), y que la dotación de diseño es de 300 litros/persona/día.

Para el cálculo del volumen de almacenamiento del tanque de equilibrio se cuenta con la Curva de Consumo horario de la población, tomada para el día de máxima demanda en el año 1998 (Ver Cuadro 2.28); En la columna (2) están expresados los porcentajes de variación de la demanda horaria respecto al caudal medio diario.

En la Fig. 2. 65 se muestra un esquema general de los elementos que conformarán el sistema a diseñar y la posición relativa de cada uno de ellos. Las longitudes de la línea de aducción (Tubería desde la fuente al tanque de succión) es de 800 mts. y su conducción es por gravedad. La longitud de la línea de impelencia es de 1500 mt. y el fluido que se conduce es bombeado desde el tanque de succión hasta el inicio de la red de distribución. Las elevaciones conocidas se muestran en la Fig. 2.64). La vida útil de las líneas de conducción y distribución y de los tanques será de 20 años; y la vida útil del Equipo de bombeo será de 10 -años, según recomendaciones dadas en la Norma Técnica de ANDA.

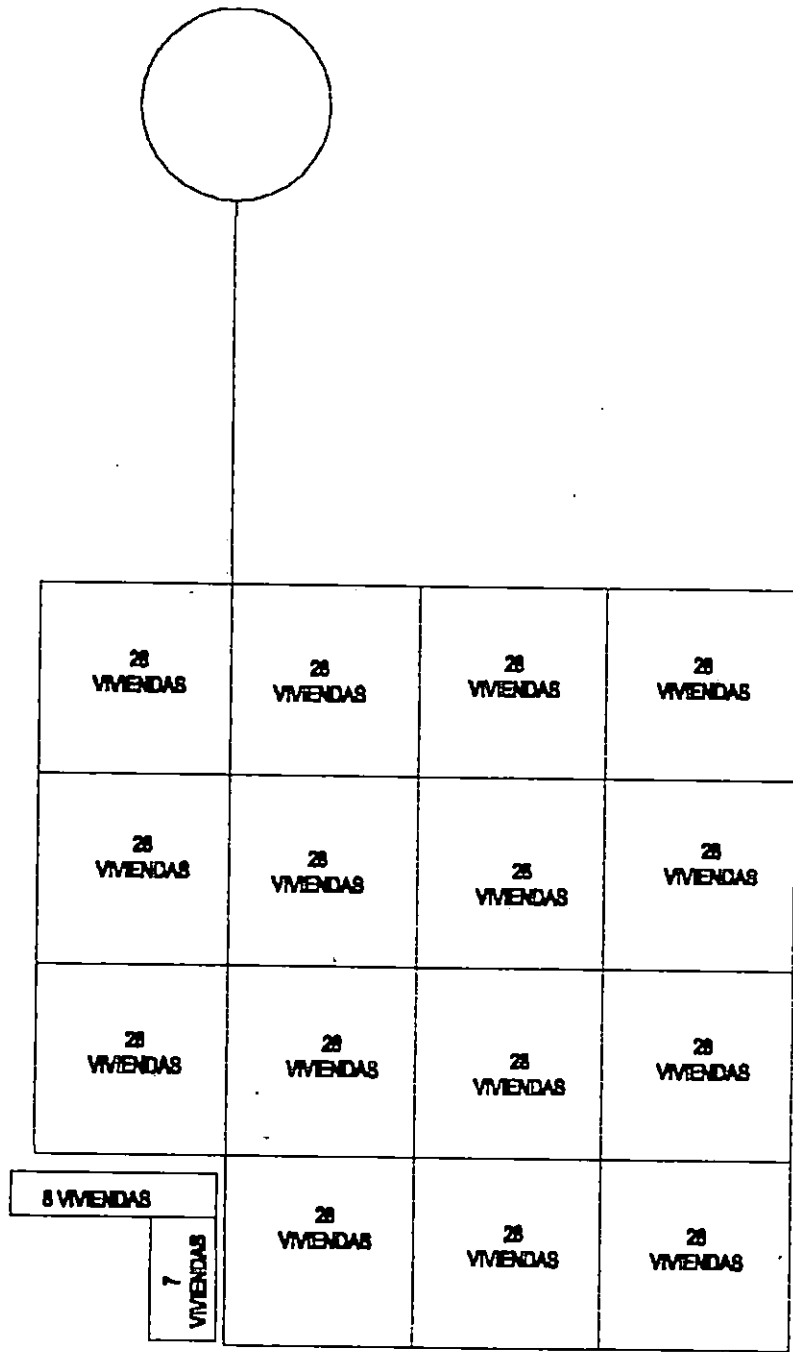


Fig 2.63

Esquema de la red de distribución de agua potable para el pueblo del Ejemplo 9.

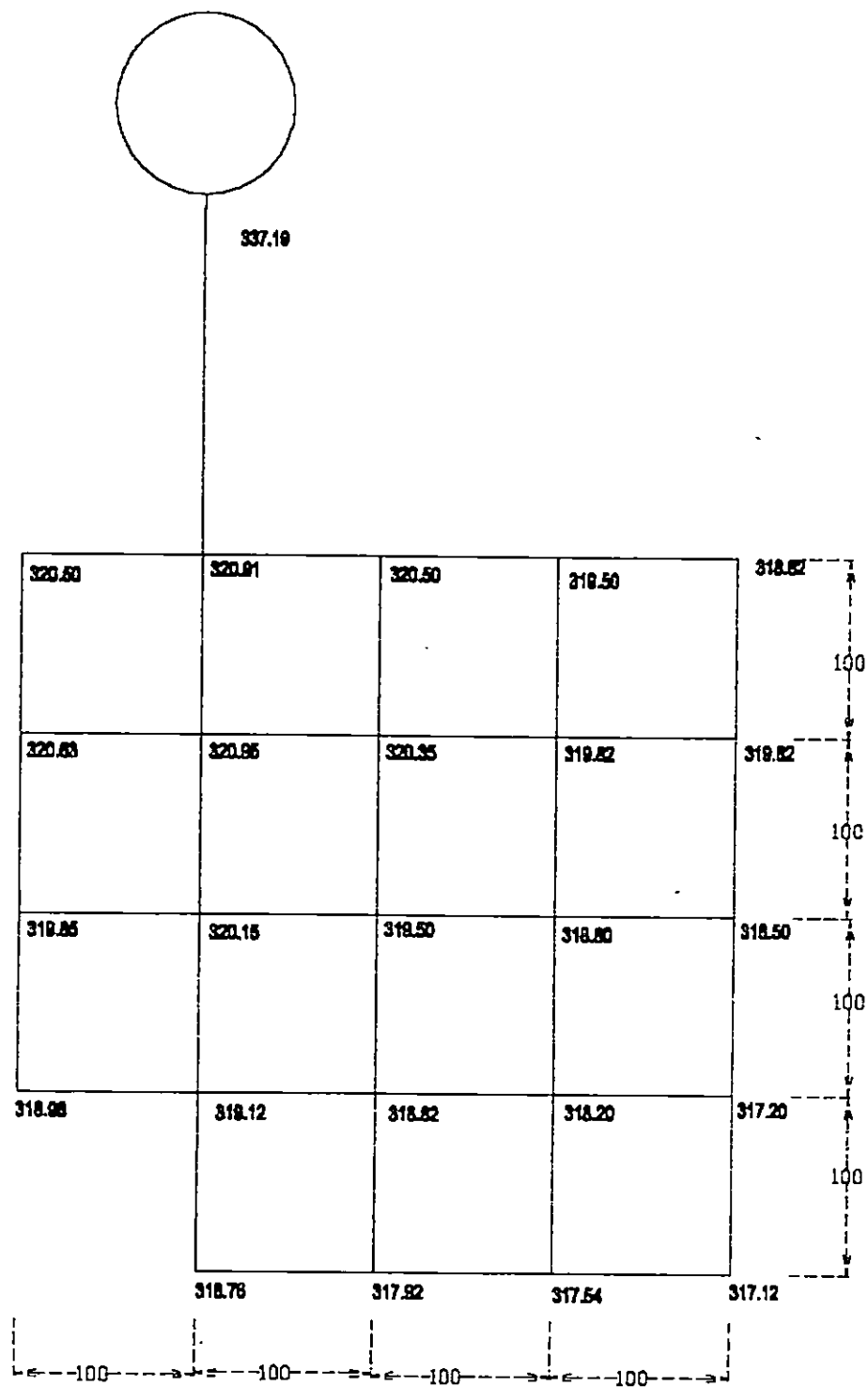


Fig 2 64 Elevaciones de los nudos que conforman la red de distribución y Longitudes de Tramos

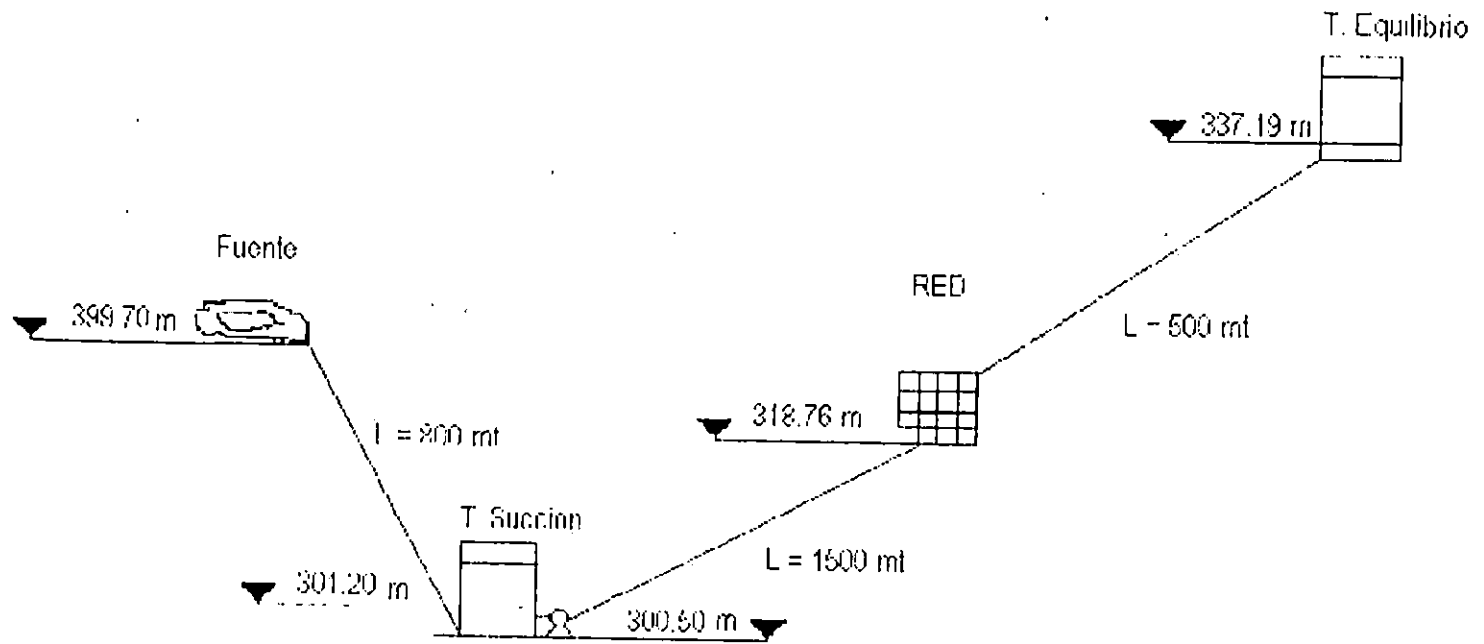


Fig. 2.64 Esquema General del Sistema de Abastecimiento de Agua para el Ejemplo 9

Cuadro 2.28 Variación horaria de la Demanda de la Población en estudio en el Ejemplo 9

Horas del día	Factor de Demanda % Respecto a $Q_{\text{medio diario}}$
0-1	0.41
1-2	0.41
2-3	0.41
3-4	0.47
4-5	0.75
5-6	1.03
6-7	1.34
7-8	1.80
8-9	1.90
9-10	2.05
10-11	1.99
11-12	1.65
12-13	1.53
13-14	1.65
14-15	2.02
15-16	1.93
16-17	1.83
17-18	1.65
18-19	1.15
19-20	1.03
20-21	1.00
21-22	0.91
22-23	0.56
23-24	0.56

DATOS

- Número de Viviendas actuales : 308
- Densidad Poblacional : 5 hab./vivienda
- Tasa de crecimiento poblacional : 2.05 % anual
- Dotación : 300 litros/ persona/ día
- $Q_F = Q_{MAX.D}$

- Elevaciones y longitudes de los diferentes tramos que conformarán la red (Ver fig. 2.64)
- Datos de la Variación Horaria de la demanda (Ver Cuadro 2.28).
- Elevaciones de algunos elementos del sistema, longitudes de las líneas de aducción (800 mts) , línea de impelencia (1500 mt) y línea entre red y tanque de equilibrio (500 mts.).
- Vida útil de las líneas de conducción, de distribución y de tanques = 20 años
- Vida útil de Equipos de bombeo = 10 años

SOLUCION

i) Cálculo de la población futura

Para el cálculo de la población futura se utilizará el método aritmético por ser una población pequeña y con un crecimiento limitado. Se calculará la población para un periodo de diseño de 20 años para el caso de la red y de los tanques de succión y de equilibrio . Para el diseño de los equipos de bombeo se ocupará un periodo de diseño de 10 años.

a) Cálculo de la Población Actual

$$P_a = 308 \text{ viviendas} \times 5 \text{ habs./ vivienda}$$

$$P_a = 1540 \text{ habitantes}$$

b) Cálculo de la Población futura

$$P_n = P_a [1 + (i \times n)]$$

$$P_{n10} = 1540 [1 + (0.0205 \times 10)] = 1855.70 \approx 1856 \text{ habitantes} \rightarrow 371 \text{ viviendas}$$

$$P_{n20} = 1540 [1 + (0.0205 \times 20)] = 2171.40 \approx 2171 \text{ habitantes} \rightarrow 435 \text{ viviendas}$$

ii) Caudales de Diseño

DEMANDA MEDIA DIARIA

La demanda media diaria la calcularemos utilizando la dotación que se ha estimado para la población en estudio:

$$Q_{md} = \frac{\text{Dotacion} \times \text{No.habitantes}}{86400} \text{ (lts. / seg)}$$

$$Q_{md} = 7.54 \text{ lt/seg.}$$

DEMANDA MAXIMA DIARIA

Esta se obtiene multiplicando el Q_{md} por un factor k_1 , que para nuestro caso será de 1.5 según Normas de ANDA.

$$Q_{MAX.D} = k_1 \times Q_{md}$$

$$Q_{MAX.D} = 11.31 \text{ lt/seg.}$$

CAUDALES DE BOMBEO

Para calcular los caudales de bombeo se determinó que el periodo de bombeo diario va a ser de 20 hora al día; por lo que el caudal máximo diario lo multiplicaremos por el coeficiente $24/n$ en donde n es el número de horas que se bombea ($24/20 = 1.2$), Según las Normas Técnicas de ANDA.

$$Q_{bombeo} = 24/n \times Q_{max.d.}$$

$$Q_{bombeo} = 13.57 \text{ lt/seg.}$$

El bombeo se realizará entre las 2 y las 22 horas.

DEMANDAS MÍNIMAS Y MAXIMAS HORARIAS

Para establecer las demandas mínimas y máximas, se utilizará la curva de demanda diaria de la ciudad en estudio y que se muestra a continuación, en el Cuadro 2.29

Cuadro 2.29 : Demandas Horarias correspondientes al día de máxima demanda para el pueblo del Ejemplo 9 (Período 20 años)

Horas del día	Factor de Demanda % Respecto a $Q_{\text{medio diario}}$	Q demandado en red (lts./seg)
0-1	0.41	3.09
1-2	0.41	3.09
2-3	0.41	3.09
3-4	0.47	3.54
4-5	0.75	5.65
5-6	1.03	7.77
6-7	1.34	10.10
7-8	1.80	13.57
8-9	1.90	14.33
9-10	2.05	15.46
10-11	1.99	15.00
11-12	1.65	12.44
12-13	1.53	11.54
13-14	1.65	12.44
14-15	2.02	15.23
15-16	1.93	14.55
16-17	1.83	13.80
17-18	1.65	12.44
18-19	1.15	8.67
19-20	1.03	7.77
20-21	1.00	7.54
21-22	0.91	6.86
22-23	0.56	4.22
23-24	0.56	4.22

En el Cuadro anterior los porcentajes de variación horaria están expresados con respecto a la demanda media diaria (Q_{md}). Observando obtenemos que la demanda mínima corresponde a un 41 % y la máxima a el 205 % de la demanda media diaria por lo que obtenemos:

Demanda Mínima: Período de 20 años : 3.09 lt/seg.

Demanda Máxima: Período de 20 años : 15.46 lt/seg.

iii) Diseño del Volumen de Almacenamiento del Tanque de Succión

El volumen del tanque de succión debe ser tal que almacene el volumen de agua que se requiere durante las horas que no se bombea. Para el presente ejemplo el tiempo que no se bombeará será de 4 horas (desde las 22 horas de un día hasta las 2 horas del día siguiente).

Tomando en cuenta lo anterior tenemos:

$$\begin{aligned}\text{Vol} &= \text{No. de horas que no se bombea} \times Q_{\text{Max. d.}} \times 3.6 \\ &= 4 \times 11.31 \times 3.6 \\ \text{Vol} &= 162.86 \text{ m}^3\end{aligned}$$

Ahora procedemos a dimensionar el tanque de succión, considerando una sección cilíndrica y asumiendo inicialmente que $h = D/2$, se tiene que :

$$\text{Vol} = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times h$$

$$162.86 = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{D}{2}$$

$$r = 7.45 \approx 7.75 \text{ mt}$$

$$h = 3.5 \text{ mt}$$

Comprobando el volumen útil con las medidas seleccionadas tenemos:

$$\text{Vol} = \frac{\pi}{4} D^2 h = \frac{\pi}{4} (7.75)^2 (3.5)$$

Vol = 165.10 > 162.80 Por tanto las dimensiones son adecuadas

NUMERO DE RESPIRADEROS

De acuerdo con la Tabla dada en el Cuadro 2.15 el número de respiraderos para un volumen entre 100 y 500 m³ (Correspondientes a nuestro tanque) es de 2 de ø 3" y del tipo " A " (Accesorios Roscados, Ver Fig. 2. 39).

DETALLE DE REBOSE

De acuerdo con el criterio recomendado en la Sección 2.9.1.5 según el cual el caudal de rebose sería igual al caudal de entrada y asumiendo una velocidad del agua de 0.5 m/s en el rebose calculamos el diámetro del rebose.

El caudal que llega al tanque de succión es de 11.31 l/s por lo que tenemos:

$$Q_{\text{Entrada}} = 11.31 \text{ l/s} = a \times v \times d$$

$$Q_{\text{Rebose}} = Q_{\text{Entrada}}$$

$$Q_{\text{Rebose}} = 11.31 \text{ l/s}$$

Por continuidad sabemos que $Q = V \times A$ despejando " A " obtenemos:

$$Q_{\text{Rebose}} = A_{\text{Rebose}} \times V_{\text{Rebose}}$$

$$A_{\text{Rebose}} = \frac{Q_{\text{Rebose}}}{V_{\text{Rebose}}}$$

$$\frac{\pi}{4} \times d^2 = \frac{Q_{\text{Rebose}}}{V_{\text{Rebose}}}$$

$$d^2 = \frac{4 \times Q_{\text{Rebose}}}{\pi \times 1000 \times V_{\text{Rebose}}}$$

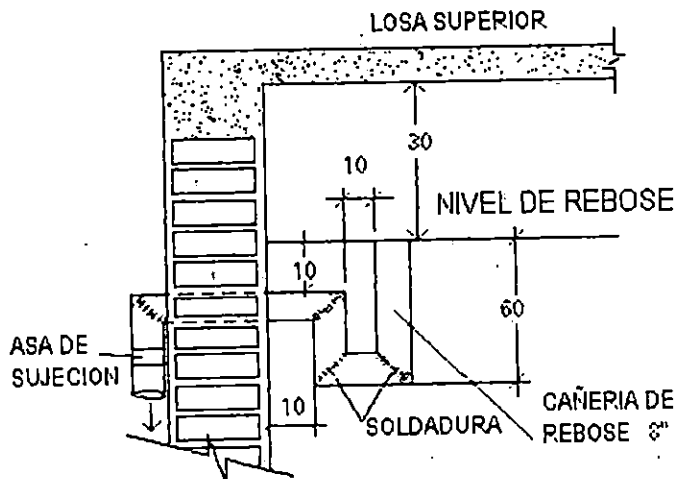
$$d = \sqrt{\frac{4 \times Q_{\text{Rebose}}}{\pi \times 1000 \times V_{\text{Rebose}}}}$$

Pero ya mencionamos que V_{Rebose} será aproximadamente igual a 0.50 m/s, por lo que tenemos

$$d = \sqrt{\frac{4 \times 11.31}{\pi \times 1000 \times 0.50}} = 0.169$$

$$d = 16.9 \text{ cm} \approx 8''$$

Por lo que el diámetro de la tubería de Rebose será de 8 pulgadas.



Todas las cotas están en centímetros

Fig. 2. 66

Detalle de Rebose para el tanque de succión del Ejemplo 9

CAÑERÍA DE LIMPIEZA

Para el diseño de esta cañería lo haremos considerando el caso más desfavorable, como lo es el criterio de evacuación por emergencia. En consideración al pequeño volumen efectivo del tanque de 165.1 m³, se considera que un tiempo de 25 minutos (1500 seg.) es un tiempo prudencial para evacuar el agua contenida en el tanque, sin causar daños a la población vecina ni ocasionar graves problemas de erosión. Se tiene entonces que :

$$Q = \frac{dV}{dt}$$

Sabemos que el volumen a evacuar va a ir disminuyendo con el transcurso del tiempo de acuerdo con la variación de la altura del agua en el tanque por tanto tenemos:

$$Q = \frac{A_{Base} \times dH}{dt}$$

Si aplicamos Bernoulli para saber el valor de la velocidad del agua en la tubería de limpieza, tenemos:

$$V = \sqrt{2gH_{Tanque}}$$

Por continuidad también sabemos que el caudal que va a circular por la cañería de limpieza va a ser el mismo ($Q = v \times A_{Tub}$), si sustituimos en la ecuación de continuidad:

$$Q = v \times A_{Tub}$$

$$Q = \sqrt{2gH_{Tanque}} \times \left(\pi / 4 \times d_{Tub}^2 \right)$$

Donde : Q = Caudal

v = velocidad en la tubería de limpieza

A_{Tub} = Área transversal de la tubería de Limpieza

d_{Tub} = diámetro de la tubería de limpieza

CAÑERÍA DE LIMPIEZA

Para el diseño de esta cañería lo haremos considerando el caso más desfavorable, como lo es el criterio de evacuación por emergencia. En consideración al pequeño volumen efectivo del tanque de 165.1 m³, se considera que un tiempo de 25 minutos (1500 seg.) es un tiempo prudencial para evacuar el agua contenida en el tanque, sin causar daños a la población vecina ni ocasionar graves problemas de erosión. Se tiene entonces que :

$$Q = \frac{dV}{dt}$$

Sabemos que el volumen a evacuar va a ir disminuyendo con el transcurso del tiempo de acuerdo con la variación de la altura del agua en el tanque por tanto tenemos:

$$Q = \frac{A_{Base} \times dH}{dt}$$

Si aplicamos Bernoulli para saber el valor de la velocidad del agua en la tubería de limpieza, tenemos:

$$V = \sqrt{2gH_{Tanque}}$$

Por continuidad también sabemos que el caudal que va a circular por la cañería de limpieza va a ser el mismo ($Q = v \times A_{Tub}$), si sustituimos en la ecuación de continuidad:

$$Q = v \times A_{Tub}$$

$$Q = \sqrt{2gH_{Tanque}} \times \left(\frac{\pi}{4} \times d_{Tub}^2 \right)$$

Donde : $Q =$ Caudal

$v =$ velocidad en la tubería de limpieza

$A_{Tub} =$ Área transversal de la tubería de Limpieza

$d_{Tub} =$ diámetro de la tubería de limpieza

Igualando las ecuaciones obtenemos:

$$\sqrt{2gH_{\text{Tanque}}} \times (\pi/4 \times d_{\text{Tub}}^2) = \pi/4 \times D_{\text{Tanque}}^2 \times \frac{dH}{dt}$$

Despejando "dt" de la ecuación anterior:

$$dt = \frac{\pi/4 \times D_{\text{Tanque}}^2}{\sqrt{19.6} \times \pi/4 \times d_{\text{Tub}}^2} \times \frac{-dH}{H^{1/2}}$$

$$dt = \frac{D^2}{\sqrt{19.6} \times d^2} [H^{-1/2} \times -dH]$$

Si integramos a ambos lados de la ecuación:

$$\int_0^t dt = \int_H^0 \frac{D^2}{\sqrt{19.6} \times d^2} [H^{-1/2} \times -dH]$$

$$t - 0 = \frac{D^2}{\sqrt{19.6} \times d^2} \left[\frac{H^{1/2}}{0.5} \right]_0^H$$

$$t = \frac{D^2}{\sqrt{19.6} \times d^2} \left[\frac{H^{1/2}}{0.5} \right]$$

Handwritten notes:
 $\int \frac{1}{H^{1/2}} dH$
 $H^{-1/2} \cdot \frac{H^{1/2}}{1/2} = 2H$

Despejando "d" de la ecuación anterior:

$$d = \sqrt{\frac{D^2}{\sqrt{19.6} \times t} \times \left[\frac{H^{1/2}}{0.50} \right]}$$

Sustituyendo los valores de D = 7.75 mts, H = 4.20 mts. (Ver Fig. 2.69 para más detalle) y de t = 1800 seg en la ecuación anterior obtenemos un valor de "d" para la tubería de limpieza igual a :

$$d = \sqrt{\frac{7.75^2}{\sqrt{19.6 \times 2400}} \times \frac{4.2^{1/2}}{0.50}}$$

$d = 0.193$ mts (Diámetro teórico)

$d = 0.203$ mts \approx 8 pulgadas (Diámetro Real).

De lo anterior deducimos que el valor del diámetro de la tubería de limpieza es de 8 pulgadas.

v) Cálculo del Volumen de Almacenamiento de El Tanque de Equilibrio.

Según Normas de ANDA para calcular el volumen de almacenamiento, se compara el volumen necesario para atender las variaciones del consumo (V_1), con la suma de los volúmenes para combatir incendios y reparaciones ($V_2 + V_3$), para optar por la condición de más volumen (Numeral 15, Parte I , Norma ANDA).

Para encontrar el volumen por variación de la demanda recurrimos a los datos mostrados en el Cuadro 2.30, donde aparecen los porcentajes de variación horaria.

También calculamos los volúmenes de consumo horario, y los volúmenes acumulados de consumo.

$$\text{Vol}_{\text{Horario}} = Q_{\text{dem hor.}} \times 3.6$$

El volumen diario bombeado será igual que el volumen de consumo diario por lo que el caudal horario de bombeo lo podemos expresar como (El número de horas de bombeo es de 20 horas):

$$Q_{\text{bombeo}} = \frac{\text{Vol}_{\text{consumido}}}{20}$$

$$Q_{\text{bombeo}} = \frac{815.04}{20} = 40.75 \text{ m}^3/\text{h}$$

Si expresamos esto en términos de porcentaje del volumen total consumido en el día :

$$\% \text{ Bombeo horario} = \frac{Q_{\text{Bombeo}}}{V_{\text{cons. diario}}} \times 100\%$$

$$\% \text{ Bombeo horario} = \frac{40.75}{815.04} \times 100\% = 5.0\%$$

Cuadro 2.30 : Volúmenes de Consumo Horarios y Acumulados para el Ejemplo 9

Horas del día	Caudal Horario (lt/seg.)	Volumen Horario (m ³)	Volumen Acumulado (m ³)
0-1	3.09	11.12	11.12
1-2	3.09	11.12	22.24
2-3	3.09	11.12	33.36
3-4	3.54	12.74	46.10
4-5	5.65	20.34	66.44
5-6	7.77	27.97	94.41
6-7	10.10	36.36	130.77
7-8	13.57	48.85	179.62
8-9	14.33	51.59	231.21
9-10	15.46	55.66	286.87
10-11	15.00	54.00	340.87
11-12	12.44	44.78	385.65
12-13	11.54	41.54	427.19
13-14	12.44	44.78	471.97
14-15	15.23	54.83	526.80
15-16	14.55	52.38	579.18
16-17	13.80	49.68	628.86
17-18	12.44	44.78	673.64
18-19	8.67	31.21	704.85
19-20	7.77	27.97	732.82
20-21	7.54	27.14	759.96
21-22	6.86	24.70	784.66
22-23	4.22	15.19	799.85
23-24	4.22	15.19	815.04

Cuadro 2.31 : Cálculo del Volumen del Tanque de Equilibrio

Consumo Horario %	Volumen de bombeo %	% Déficit	% Exceso	Suma Acumulada %
1.37		-1.37		
1.37		-1.37		
		-2.74		-2.74
1.37	5.0		3.63	
1.57	5.0		3.43	
2.50	5.0		2.50	
3.43	5.0		1.57	
4.46	5.0		0.54	
			11.68	8.94
5.99	5.0	-0.99		
6.33	5.0	-1.33		
6.83	5.0	-1.83		
6.63	5.0	-1.63		
5.49	5.0	-0.49		
5.09	5.0	-0.09		
5.49	5.0	-0.49		
6.73	5.0	-1.73		
6.43	5.0	-1.43		
6.09	5.0	-1.09		
5.49	5.0	-0.49		
		-11.59		-2.65
3.83	5.0		1.17	
3.43	5.0		1.57	
3.33	5.0		1.67	
3.03	5.0		1.97	
			6.38	3.73
1.86		-1.86		
1.86		-1.86		
		-3.73		0
100 %				

En la Fig. 2.67 Se puede observar el comportamiento de la demanda y su variación respecto al volumen bombeado (Los valores ploteados corresponden a volúmenes en m³ y no a porcentajes, como en el ejemplo 7).

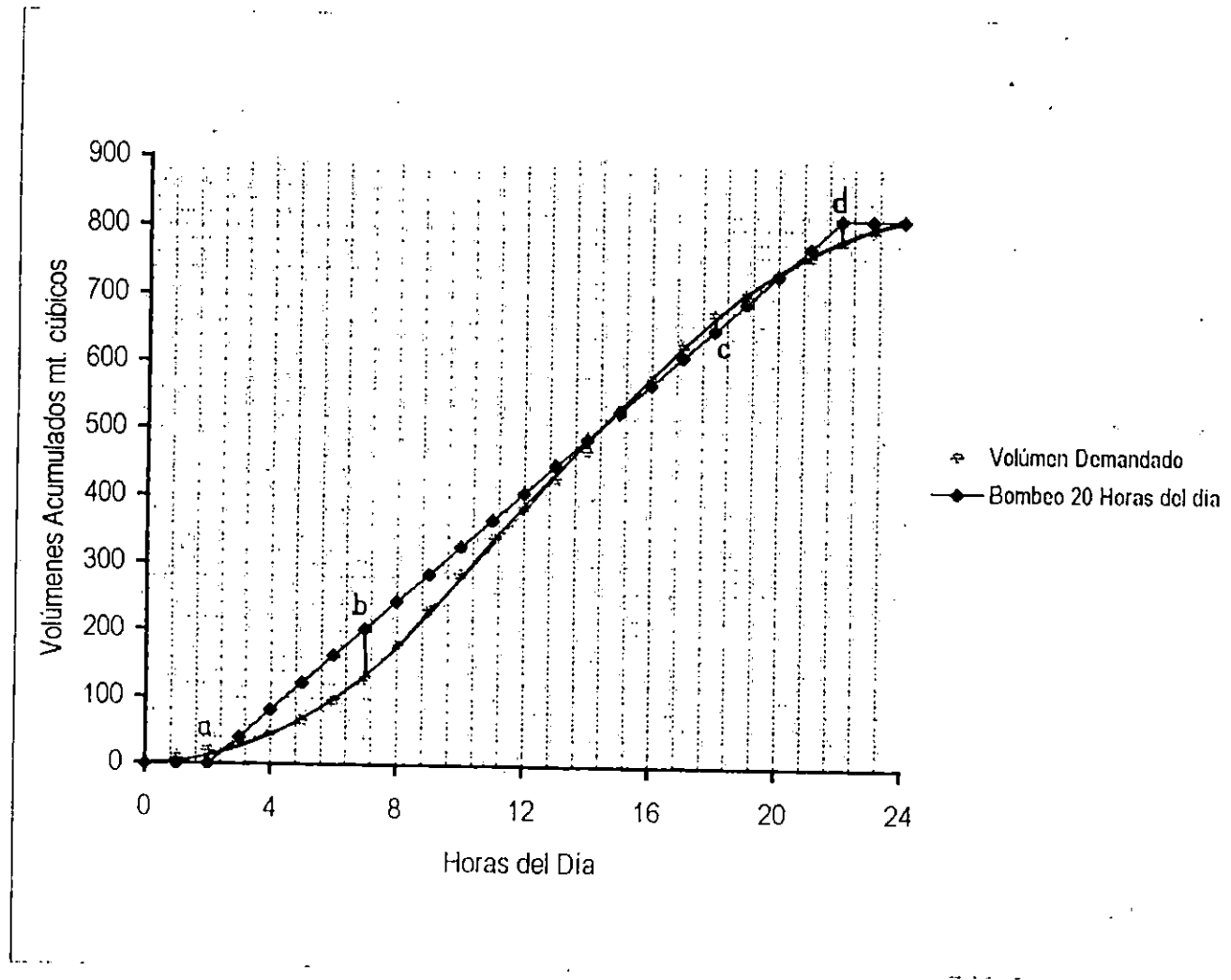


Fig 2.67 Variación Horaria de la Demanda en el Día de Máximo Consumo para la Población del Ejemplo 9

Para este caso, similar al del ejemplo 7, el cálculo del volumen se hace por etapas, y éste vendrá dado por la suma de las dos diferencias mayores:

$$|a| + |b| = |2.74| + |8.94| = 11.68$$

$$|b| + |c| = |8.94| + |2.65| = 11.59$$

$$|c| + |d| = |2.65| + |3.73| = 6.38$$

$$|d| + |a| = |3.73| + |2.74| = 6.47$$

De acuerdo a lo anterior, el volumen será igual al 11.68 % del volumen total consumido en el día:

$$V_1 = 11.68\% \times 815.04 \text{ m}^3$$

$$V_1 = 95.20 \text{ m}^3$$

Si queremos comprobar que el valor sea el adecuado, podemos leer de la gráfica los valores expresados en m^3 y llegamos a un resultado similar ($\text{Vol} = 95.8 \text{ m}^3$).

Según Normas de ANDA, para calcular el volumen de Almacenamiento, se compara el volumen necesario para atender las variaciones del consumo (V_1) con la suma de los volúmenes de incendios y reparaciones ($V_2 + V_3$) para optar por opción de más volumen (Numeral 15, Parte I, Norma ANDA).

La comunidad considerada es bastante pequeña, por lo que no se considerará la condición de incendio en el diseño. Por lo que V_2 adquiere el valor de 0.

$$V_3 = 2 \times Q_{\text{Bombeo}} \times 3.6 = 2 \times 13.57 \times 3.6$$

$$V_3 = 97.7 \text{ m}^3$$

$$V_T = V_2 + V_3$$

$$V_T = 0 + 97.7 = 97.7 \text{ m}^3 \approx 100 \text{ m}^3$$

Por tanto se considerará el Volumen del tanque de equilibrio de 100 m³.

Para dimensionar el tanque consideramos que $D = 2 H$

$$\text{Vol} = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times H$$

$$100.0 = \frac{\pi}{4} \times \frac{1}{2} \times D^3$$

$$D = 6.23 \approx 6.50 \text{ mt.}$$

$$H = 3.25 \text{ mt.}$$

Las dimensiones útiles del tanque serán de $D = 6.50 \text{ mt}$ y $H = 3.25 \text{ mt}$. Revisando si con esas medidas cubrimos el volumen útil:

$$\text{Vol} = \frac{\pi}{4} \times (6.50)^2 \times (3.25) = 107.85 \text{ m}^3$$

Por tanto, estamos bien con las dimensiones dadas.

La altura total del tanque será igual a la suma de la altura efectiva (3.50 mt) más 10 cm. Para limpieza y además 35 cm. como volumen de seguridad por la formación o ingreso de gases; obteniendo como resultado una altura total de 3.80 mt (Ver Fig. 2.70)

NUMERO DE RESPIRADEROS

De acuerdo con la Cuadro 2.15 el número de respiraderos para un volumen de 188.69 m³ (entre 100 y 500 m³) es de 3" del tipo " A " (Accesorios Roscados).

DETALLE DEL REBOSE

De manera similar a lo que se hizo en el tanque de succión, calcularemos el rebose para el tanque de Equilibrio. Primero determinaremos cuál es el caudal que llega al tanque. Sabemos que el caudal máximo que llega al tanque será igual a:

$$Q_{\text{legada}} = Q_{\text{Bombeo}} - Q_{\text{min. hor}}$$

$$Q_{\text{legada}} = 13.57 - 3.09$$

$$Q_{\text{legada}} = 10.48 \text{ l/s}$$

Sustituyendo este valor en la ecuación que se dedujo para el rebose del tanque de succión obtenemos:

$$d = \sqrt{\frac{4 \times Q_{\text{Rebose}}}{\pi \times 1000 \times V_{\text{Rebose}}}}$$
$$d = \sqrt{\frac{4 \times 10.48}{\pi \times 1000 \times 0.50}} = 0.163 \approx 8''$$

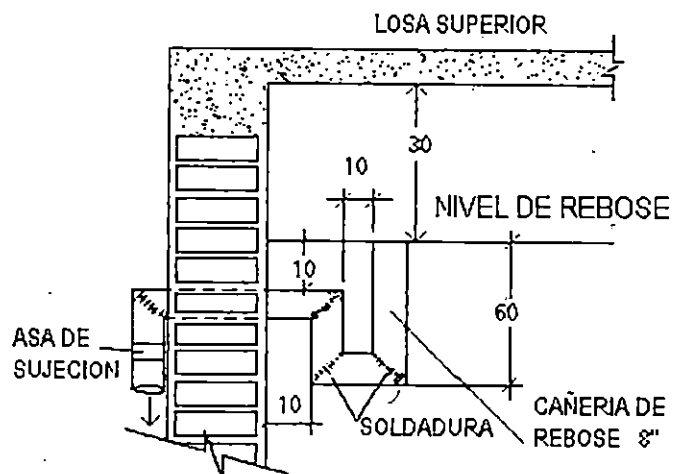


Fig. 2.68 Detalle de Reboso del Tanque de Equilibrio del Ejemplo 9

CAÑERÍA DE LIMPIEZA

Al igual que para el tanque de succión consideraremos el criterio más desfavorable de evacuación por emergencia para efecto de diseño, considerando 15 minutos (900 seg) como tiempo prudencial para desocupar el volumen total del tanque en caso de emergencias.

$$d = \sqrt{\frac{D^2}{\sqrt{19.6 \times t}} \times \frac{H^{1/2}}{0.5}}$$

Sustituyendo los valores de : D= 6.50 mts y H = 3.70 mts (Ver Fig. 2.70) y t = 900 seg.

$$d = \sqrt{\frac{6.50^2}{\sqrt{19.6 \times 900}} \times \frac{3.50^{1/2}}{0.50}} = 0.199$$

$$d = 8''$$

$$d = 0.201 \text{ mts} = 201 \text{ mm}$$

En pulgadas necesitaremos una tubería de 8"

v) Diseño de la línea de aducción

El caudal de diseño es igual al caudal que la fuente proporciona durante el día $Q_{\text{fuente}} = 11.31$ lt/seg., el abastecimiento desde la fuente hasta el tanque de succión es por medio de gravedad. Para diseñar la línea se tomarán en cuenta los siguientes datos:

- Longitud = 800 mts.
- Diferencia de nivel entre fuente y tanque = 95 mt
- Tubería a utilizar : de PVC clase 160 p.s.i. lo que equivale a una columna de agua de 112 mt.
- Utilizaremos tubería de PVC C = 140

Revisando si la tubería es la adecuada: comparamos si la presión equivalente a la diferencia de piezométricas puede ser resistida por la tubería, $112 \text{ mt} > 95 \text{ mt}$. Por lo tanto la tubería seleccionada cumple con los requisitos.

Se hará tanteo de los diámetro a utilizar, calculando las pérdidas en 1000 mts de longitud, para $C = 130$.

Diámetro	K'	$h_F = K' Q^{1.85}$
2"	7.34	652.97
2 ½ "	2.46	218.70
3"	1.02	90.68
4"	0.251	22.31

Utilizando tuberías de 3" y 2 1/2", obtenemos:

Tubería 1 → 3", $K_1' = 1.02$

Tubería 2 → 2 1/2", $K_2' = 2.46$

$$L_2 = \left(\frac{1000 \times H_T}{Q^{1.85}} - K_1 L_T \right) \times \left(\frac{1}{K_2 - K_1} \right)$$

$$L_2 = \left[\frac{1000 \times 95}{11.31^{1.85}} - (1.02 \times 800) \right] \times \frac{1}{2.46 - 1.02}$$

$$L_2 = 175.42 \approx 175 \text{ mt. de tubería de } 2 \frac{1}{2} "$$

$$L_1 = 800 - 175 = 625 \text{ mt de tubería de } 3"$$

Es decir se necesitarán 175 mt de tubería de 2 ½ y 625 mt de tubería de 3".

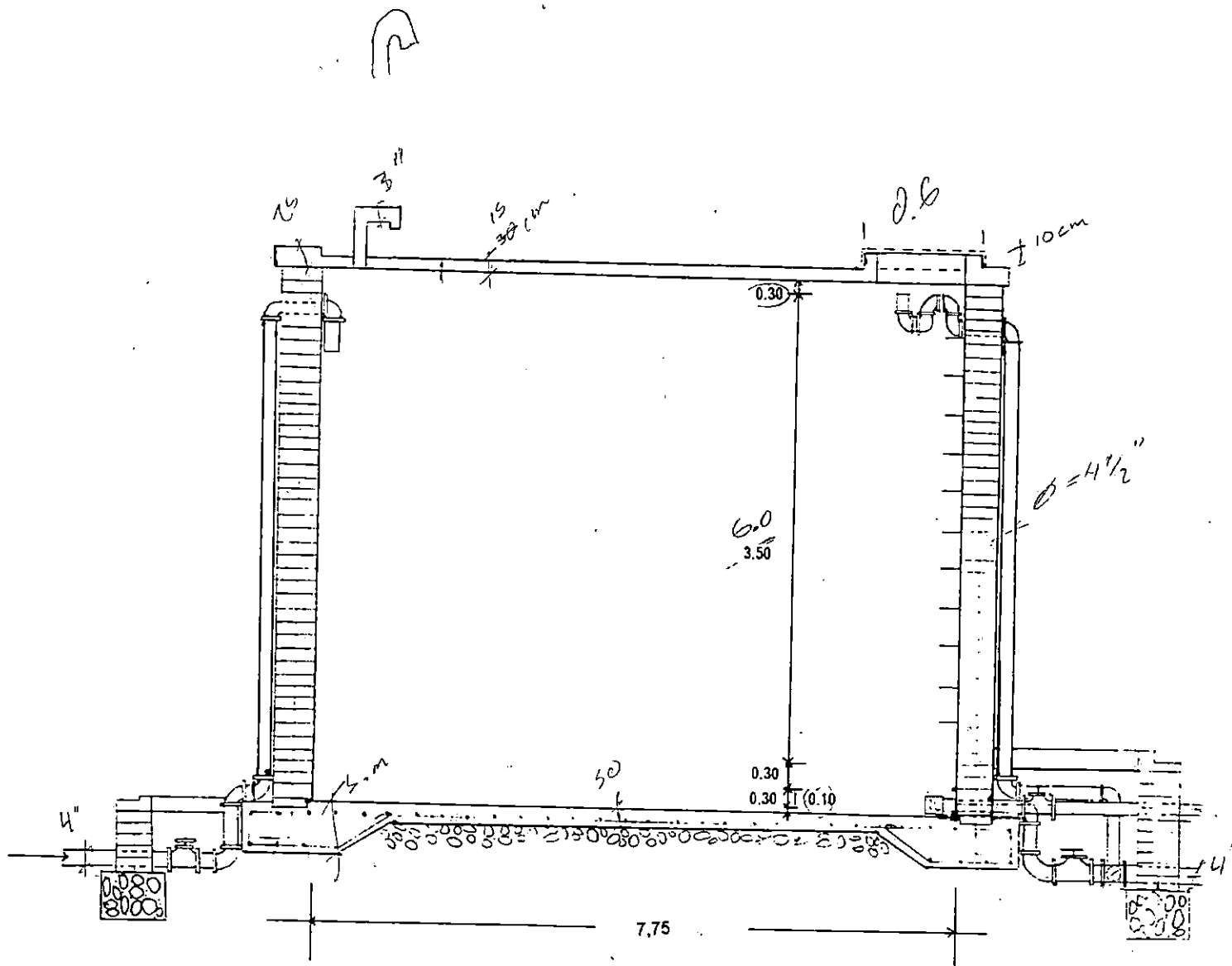


Fig. 2.69 Detalle del Tanque de Succión del Ejemplo 9

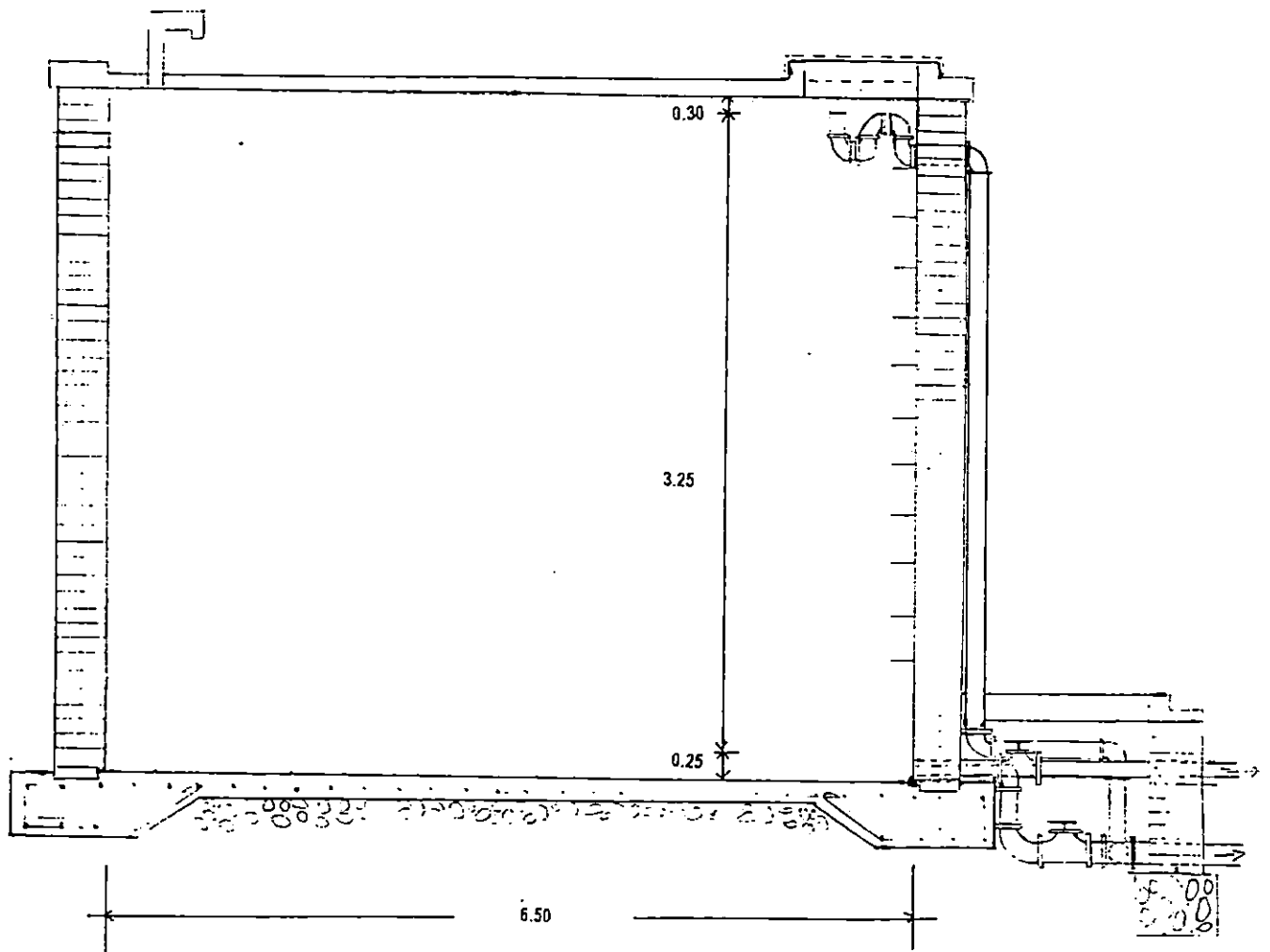


Fig. 2.70 Detalle del Tanque de Equilibrio del Ejemplo 9

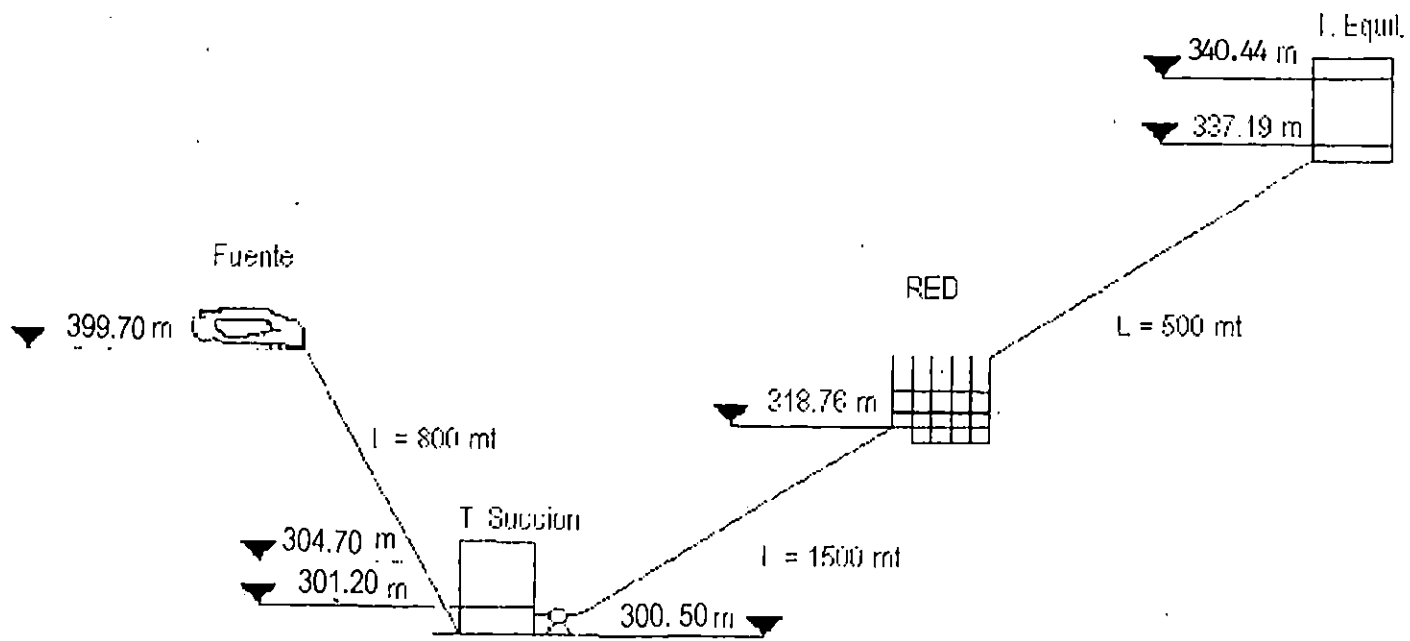


Fig. 2.71 Esquema General del Sistema de Abastecimiento de Agua para el Ejemplo 9

vi) Diseño de la red de Distribución

Recordemos que según disposiciones de las Normas Técnicas de ANDA, la vida útil de las redes de Distribución de agua debe ser de 20 años; por lo que los datos para diseñar esta red serán los correspondientes al final del período antes mencionado (20 años).

Antes que nada, hay que tomar en cuenta que durante el día, la red estará actuando de dos formas diferentes. Cuando la demanda es mínima el tanque de equilibrio al final de la red se estará llenando, ingresando un caudal igual a $Q_{\text{Bombeo}} - Q_{\text{min horario}}$; y cuando la demanda es máxima el tanque de succión estará aportando un caudal a la red, igual a $Q_{\text{max horario}} - Q_{\text{Bombeo}}$.

Procedemos a determinar nuestro caudal de diseño de la red (Ver Fig. 2.72), el cual según las Normas Técnicas de ANDA y debido a que el pueblo es pequeño y sin cuerpo de bomberos cercano al lugar será igual al $Q_{\text{max.horario}}$ (Para un período de diseño de 20 años).

Del Cuadro 2.28 establecemos que el $Q_{\text{max horario}} = 15.46$

El siguiente paso es distribuir el caudal máximo horario en la red, para el diseño de los diferentes ramales de la misma. Y posteriormente procedemos a revisar la red cuando por ella solamente circula el caudal mínimo horario.

También debemos revisar las presiones en los diferentes nudos de la red para lo cual, procedemos a revisar los datos obtenidos al aplicar el programa LOOP, procurando que las presiones en ningún punto sean menores que 10 m.c.a de presión dinámica ni mayores que 50 m.c.a. de presión estática. Una Guía para la utilización del Programa LOOP es proporcionada en el Anexo 2. Los resultados de éste análisis se muestran en las paginas siguientes.

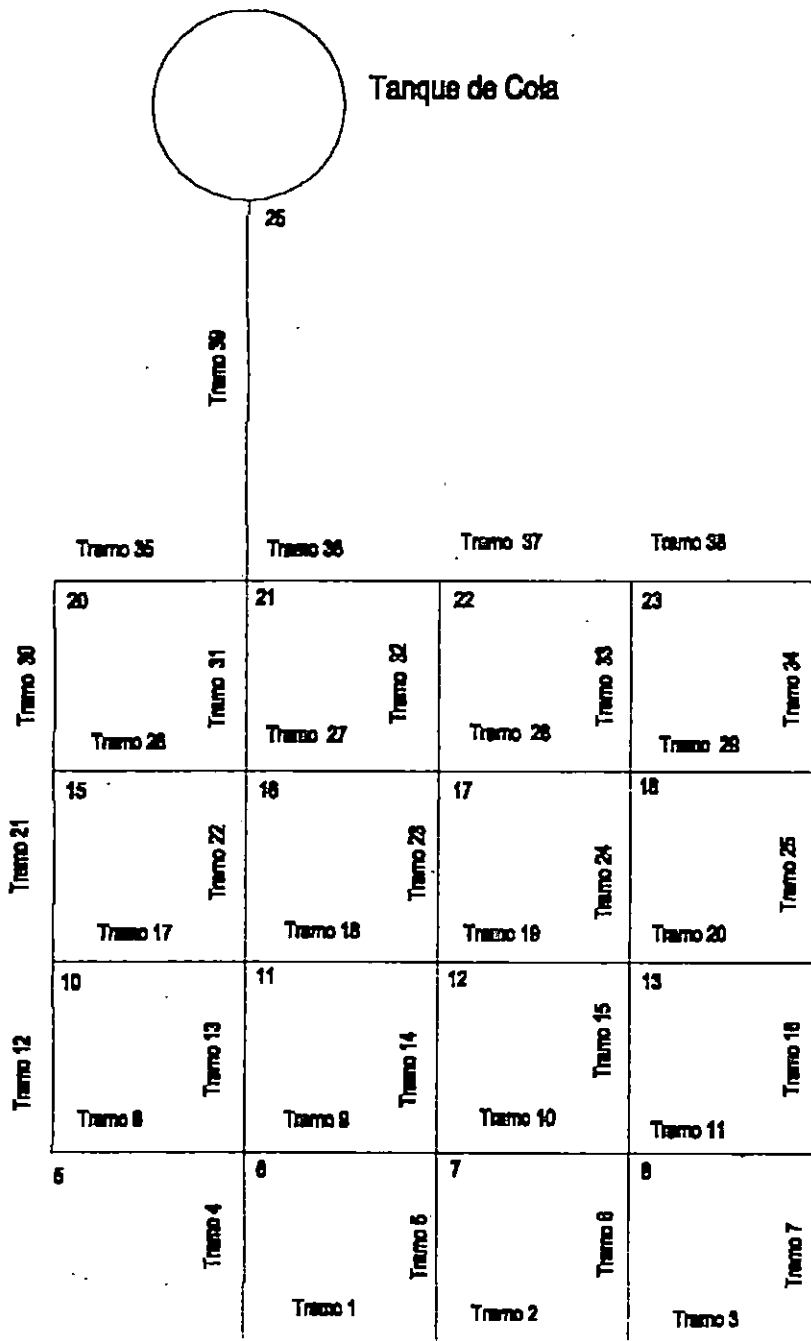


Fig. 2.72 Nomenclatura Utilizada en el Programa LOOP.

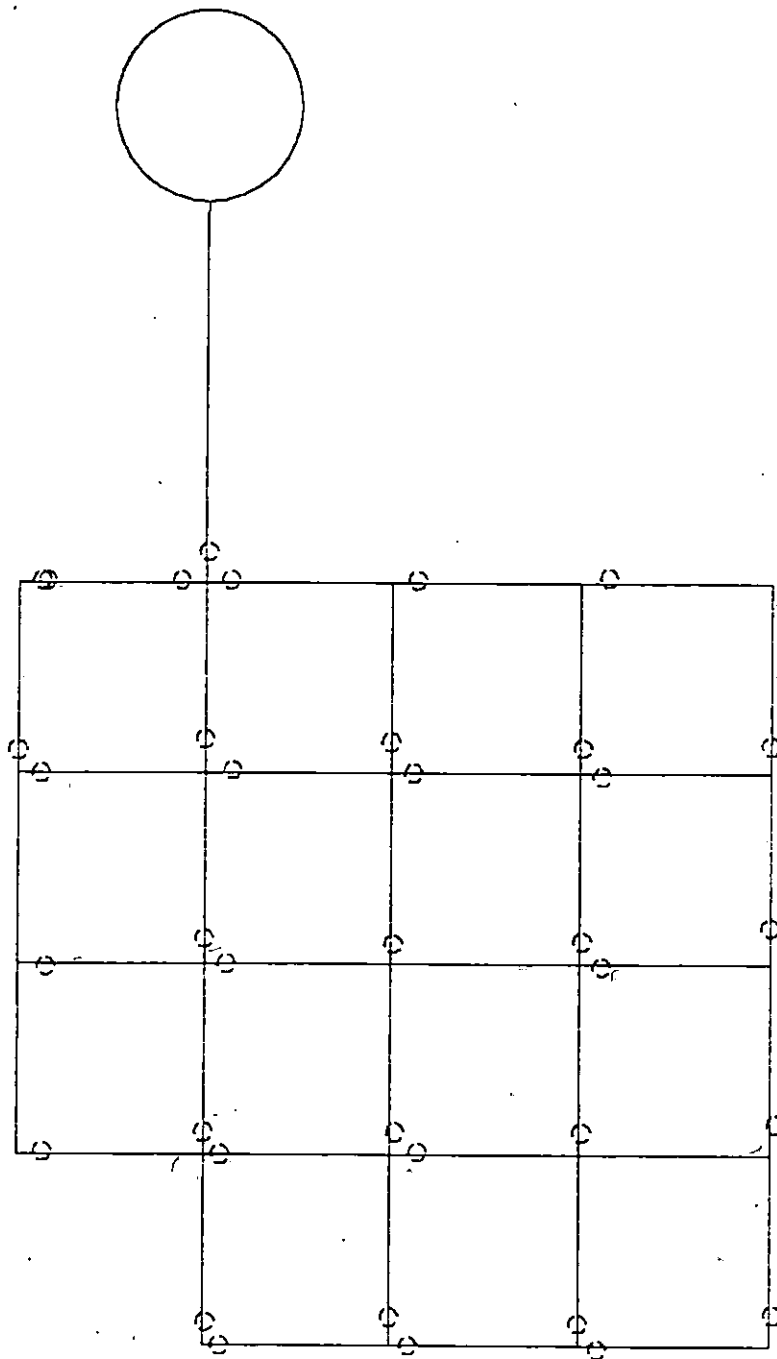


Fig. 2.73 Distribución de válvulas de compuerta en la red de distribución

**Cuadro 2.32 : Distribución del Caudal máximo horario, $Q_{max,hor}=15.46$ lts/seg
Período de diseño de 20 años**

NUDO	NUMERO DE CASAS (Según Area Tribut.)	CAUDAL CONSUMIDO
2	17	0.60
3	14	0.50
4	7	0.24
5	11	0.39
6	35	1.24
7	21	0.75
8	23	0.82
9	14	0.50
10	12	0.43
11	12	0.43
12	14	0.50
13	23	0.82
14	12	0.43
15	17	0.60
16	23	0.82
17	14	0.50
18	14	0.50
19	22	0.78
20	12	0.43
21	22	0.78
22	27	0.96
23	13	0.46
24	7	0.24
25	14	0.50
26	14	0.50
27	14	0.50
28	7	0.24
TOTAL	435	15.46

Los resultados obtenidos de la aplicación del Programa Loop se presentan a continuación.

Título: " Datos de Entrada Demanda Máxima Período 20 años"

Número de tramos: 39
 Número de nudos 25
 Factor Pico: 1
 Máximas Pérdidas / km.: 30
 Máximo desbalance 0.001

Tramo No.	De Nudo	A Nudo	Long. (m)	Diámetro	HWC
1	1	2	100	102	130
2	2	3	100	63	130
3	3	4	100	63	130
4	1	6	100	102	130
5	2	7	100	50	130
6	3	8	100	50	130
7	4	9	100	50	130
8	6	5	100	63	130
9	6	7	100	63	130
10	7	8	100	50	130
11	8	9	100	50	130
12	5	10	100	50	130
13	6	11	100	102	130
14	7	12	100	50	130
15	8	13	100	50	130
16	9	14	100	50	130
17	11	10	100	63	130
18	11	12	100	63	130
19	12	13	100	50	130
20	13	14	100	50	130
21	10	15	100	50	130
22	11	16	100	102	130
23	12	17	100	50	130
24	13	18	100	50	130
25	14	19	100	50	130
26	16	15	100	63	130
27	16	17	100	63	130
28	17	18	100	63	130
29	18	19	100	50	130
30	15	20	100	50	130
31	16	21	100	102	130
32	22	17	100	50	130
33	18	23	100	50	130
34	19	24	100	50	130
35	21	20	100	63	130
36	21	22	100	63	130
37	22	23	100	50	130
38	23	24	100	50	130
39	25	21	500	102	130

NUDO No.	CAUDAL	ELEVACION
1	13.57	318.76
2	-0.60	317.92
3	-0.49	317.54
4	-0.24	317.12
5	-0.39	318.96
6	-1.28	319.12
7	-1.00	318.82
8	-0.49	318.20
9	-0.49	317.20
10	-0.49	319.85
11	-1.00	320.15
12	-1.00	319.50
13	-1.00	318.80
14	-0.50	318.50
15	-0.50	320.63
16	-1.00	320.95
17	-1.00	320.35
18	-1.00	319.82
19	-0.50	319.82
20	-0.24	320.50
21	-0.50	320.91
22	-0.50	320.50
23	-0.50	319.51
24	-0.24	318.62
25R	1.38	337.19

Título: "Demanda Máxima, Período 20 años"

Número de tramos: 39
 Número de nudos 25
 Factor Pico: 1
 Máximas Pérdidas / km.: 30
 Máximo desbalance. 0.001

Tamaño	De	A	Long.	Diámetro	HWC	Caudal	Velocidad	PERDIDAS
Ho.	Nudo	Nudo	(m)	(m)	(LPS)	(MPS)	(m/Km.)	(m)
1	1	2	100	102	130	4.42	0.54	3.87
2	2	3	100	63	130	2.42	0.78	13.27
3	3	4	100	63	130	1.03	0.33	2.74
4	1	6	100	102	130	9.15	1.12	14.90
5	2	7	100	50	130	1.40	0.71	14.89
6	3	8	100	50	130	0.90	0.46	6.53
7	4	9	100	50	130	0.79	0.40	5.17
8	6	5	100	63	130	1.03	0.33	2.74
9	6	7	100	63	130	1.24	0.40	3.89
10	7	8	100	50	130	0.77	0.39	4.92
11	8	9	100	50	130	0.39	0.20	1.39
12	5	10	100	50	130	0.64	0.33	3.51
13	6	11	100	102	130	5.60	0.66	6.00
14	7	12	100	50	130	0.88	0.45	6.25
15	8	13	100	50	130	0.79	0.40	5.15
16	9	14	100	50	130	0.69	0.35	4.01
17	11	10	100	63	130	0.29	0.09	0.26
18	11	12	100	63	130	1.29	0.41	4.15
19	12	13	100	50	130	0.67	0.34	3.84
20	13	14	100	50	130	0.15	0.08	0.25
21	10	15	100	50	130	0.44	0.22	1.73
22	11	16	100	102	130	3.02	0.37	1.91
23	12	17	100	50	130	0.49	0.25	2.16
24	13	18	100	50	130	0.31	0.16	0.91
25	14	19	100	50	130	0.34	0.17	1.10
26	16	15	100	63	130	0.15	0.05	0.08
27	16	17	100	63	130	1.33	0.43	4.40
28	17	18	100	63	130	1.00	0.32	2.59
29	18	19	100	50	130	0.21	0.11	0.44
30	15	20	100	50	130	0.09	0.04	0.09
31	16	21	100	102	130	0.54	0.07	0.08
32	22	17	100	50	130	0.17	0.09	0.32
33	18	23	100	50	130	0.10	0.05	0.11
34	19	24	100	50	130	0.05	0.03	0.03
35	21	20	100	63	130	0.15	0.05	0.08
36	21	22	100	63	130	1.27	0.41	4.00
37	22	23	100	50	130	0.59	0.30	3.01
38	23	24	100	50	130	0.19	0.10	0.37
39	25	21	500	102	130	1.38	0.17	0.45

NUDO No.	CAUDAL	ELEVACION	PIEZOMETRICA	PRESION
1	13.57	318.76	342.50	23.74
2	-0.60	317.92	342.12	24.20
3	-0.49	317.54	340.79	23.25
4	-0.24	317.12	340.52	23.40
5	-0.39	318.96	340.74	21.78
6	-1.28	319.12	341.01	21.89
7	-1.00	318.82	340.63	21.81
8	-0.49	318.20	340.13	21.93
9	-0.49	317.20	339.99	22.79
10	-0.49	319.85	340.39	20.54
11	-1.00	320.15	340.41	20.26
12	-1.00	319.50	340.00	20.50
13	-1.00	318.80	339.62	20.82
14	-0.50	318.50	339.59	21.09
15	-0.50	320.63	340.22	19.59
16	-1.00	320.95	340.22	19.27
17	-1.00	320.35	339.78	19.43
18	-1.00	319.82	339.52	19.70
19	-0.50	319.82	339.48	19.66
20	-0.24	320.50	340.21	19.71
21	-0.50	320.91	340.22	19.30
22	-0.50	320.50	339.81	19.31
23	-0.50	319.51	339.51	20.00
24	-0.24	318.62	339.48	20.86
25R	1.38	337.19	340.44	3.25

Tabla 2.33 : Distribución del Caudal mínimo horario, $Q_{min,hor}=3.09$ lts./seg. Período de diseño de 20 años.

NUDO	NUMERO DE CASAS (Según Area Tribut.)	CAUDAL CONSUMIDO
2	17	0.12
3	14	0.10
4	7	0.05
5	11	0.08
6	35	0.25
7	21	0.15
8	23	0.16
9	14	0.10
10	12	0.09
11	12	0.09
12	14	0.10
13	23	0.16
14	12	0.08
15	17	0.12
16	23	0.16
17	14	0.10
18	14	0.10
19	22	0.16
20	12	0.08
21	22	0.16
22	27	0.19
23	13	0.09
24	7	0.05
25	14	0.10
26	14	0.10
27	14	0.10
28	7	0.05
TOTAL	435	3.09

Los resultados del programa LOOP se muestran en las páginas siguientes.

Título: "Datos de Entrada Demanda Mínima Período 20 años"

Número de tramos: 39
 Número de nudos: 25
 Factor Pico: 1
 Máximas Pérdidas / Km.: 30
 Máximo desbalance: 0.001

Tramo De A Long. Diámetro HWC
 No. Nudo Nudo (m)

1	1	2	100	102	130.
2	2	3	100	63	130
3	3	4	100	63	130
4	1	6	100	102	130
5	2	7	100	50	130
6	3	8	100	50	130
7	4	9	100	50	130
8	6	5	100	63	130
9	6	7	100	63	130
10	7	8	100	50	130
11	8	9	100	50	130
12	5	10	100	50	130
13	6	11	100	102	130
14	7	12	100	50	130
15	8	13	100	50	130
16	9	14	100	50	130
17	11	10	100	63	130
18	11	12	100	63	130
19	12	13	100	50	130
20	14	13	100	50	130
21	10	15	100	50	130
22	11	16	100	102	130
23	12	17	100	50	130
24	13	18	100	50	130
25	14	19	100	50	130
26	16	15	100	63	130
27	17	16	100	63	130
28	18	17	100	63	130
29	19	18	100	50	130
30	15	20	100	50	130
31	16	21	100	102	130
32	17	22	100	50	130
33	18	23	100	50	130
34	19	24	100	50	130
35	20	21	100	63	130
36	22	21	100	63	130
37	23	22	100	50	130
38	24	23	100	50	130
39	21	25	500	102	130

NUDO No. CAUDAL ELEVACION

1	13.57	318.76
2	-0.12	317.92
3	-0.10	317.54
4	-0.05	317.12
5	-0.07	318.96
6	-0.25	319.12
7	-0.20	318.82
8	-0.20	318.20
9	-0.10	317.20
10	-0.10	319.85
11	-0.20	320.15
12	-0.20	319.50
13	-0.20	318.80
14	-0.10	318.50
15	-0.10	320.63
16	-0.20	320.95
17	-0.20	320.35
18	-0.20	319.82
19	-0.10	319.82
20	-0.05	320.50
21	-0.10	320.91
22	-0.10	320.50
23	-0.10	319.51
24	-0.05	318.62
25R	-10.48	337.19

Título: "Demanda Mínima, Período 20 años "

Número de tramos: 39
 Número de nudos: 25
 Factor Pico: 1
 Máximas Pérdidas / Km.: 30
 Máximo desbalance: 0.001

Tramo No	De Nudo	A Nudo	Long. (m)	Diámetro	HWC	Caudal (LPS)	Velocidad (MPS)	PERDIDAS (m/Km)	(m)
1	1	2	100	102	130	3.60	0.44	2.65	0.26
2	2	3	100	63	130	2.04	0.66	9.73	0.97
3	3	4	100	63	130	0.94	0.30	2.30	0.23
4	1	6	100	102	130	9.97	1.22	17.47	1.75
5	2	7	100	50	130	1.43	0.73	15.50	1.55
6	3	8	100	50	130	1.01	0.51	8.09	0.81
7	4	9	100	50	130	0.89	0.45	6.39	0.64
8	6	5	100	63	130	1.13	0.36	3.22	0.32
9	6	7	100	63	130	0.49	0.16	0.69	0.07
10	7	8	100	50	130	0.51	0.26	2.32	0.23
11	8	9	100	50	130	0.25	0.13	0.60	0.06
12	5	10	100	50	130	1.06	0.54	8.82	0.88
13	6	11	100	102	130	8.11	0.99	11.92	1.19
14	7	12	100	50	130	1.21	0.61	11.32	1.13
15	8	13	100	50	130	1.07	0.55	9.10	0.91
16	9	14	100	50	130	1.03	0.53	8.49	0.85
17	11	10	100	63	130	0.19	0.06	0.12	0.01
18	11	12	100	63	130	0.17	0.06	0.10	0.01
19	12	13	100	50	130	0.10	0.05	0.11	0.01
20	14	13	100	50	130	0.02	0.01	0.01	0.00
21	10	15	100	50	130	1.15	0.58	10.31	1.03
22	11	16	100	102	130	7.55	0.92	10.43	1.04
23	12	17	100	50	130	1.08	0.55	9.20	0.92
24	13	18	100	50	130	1.00	0.51	7.91	0.79
25	14	19	100	50	130	0.91	0.46	6.75	0.67
26	16	15	100	63	130	0.01	0.00	0.00	0.00
27	17	16	100	63	130	0.64	0.20	1.12	0.11
28	18	17	100	63	130	0.65	0.21	1.18	0.12
29	19	18	100	50	130	0.35	0.18	1.18	0.12
30	15	20	100	50	130	1.06	0.54	8.90	0.89
31	16	21	100	102	130	7.97	0.98	11.53	1.15
32	17	22	100	50	130	0.89	0.45	6.46	0.65
33	18	23	100	50	130	0.50	0.26	2.23	0.22
34	19	24	100	50	130	0.46	0.23	1.88	0.19
35	20	21	100	63	130	1.01	0.32	2.64	0.26
36	22	21	100	63	130	1.60	0.51	6.19	0.62
37	23	22	100	50	130	0.81	0.41	5.40	0.54
38	24	23	100	50	130	0.41	0.21	1.52	0.15
39	21	25	500	102	130	10.48	1.28	19.15	9.57

NUDO No.	CAUDAL	ELEVACION	PIEZOMETRICA	PRESION
1	13.57	318.76	359.90	41.14
2	-0.12	317.92	359.63	41.71
3	-0.10	317.54	358.66	41.12
4	-0.05	317.12	358.43	41.31
5	-0.07	318.96	357.83	38.87
6	-0.25	319.12	358.15	39.03
7	-0.20	318.82	358.08	39.26
8	-0.20	318.20	357.85	39.65
9	-0.10	317.20	357.79	40.59
10	-0.10	319.85	356.95	37.10
11	-0.20	320.15	356.96	36.81
12	-0.20	319.50	356.95	37.45
13	-0.20	318.80	356.94	38.14
14	-0.10	318.50	356.94	38.44
15	-0.10	320.63	355.92	35.29
16	-0.20	320.95	355.92	34.97
17	-0.20	320.35	356.03	35.68
18	-0.20	319.82	356.15	36.33
19	-0.10	319.82	356.26	36.44
20	-0.05	320.50	355.03	34.53
21	-0.10	320.91	354.76	33.85
22	-0.10	320.50	355.38	34.88
23	-0.10	319.51	355.92	36.41
24	-0.05	318.62	356.07	37.45
25R	-10.48	337.19	345.19	8.00

ANALISIS DE RESULTADOS DEL PROGRAMA LOOP

a) Diseño de la Red de Distribución considerando el Caudal Máximo Horario

Después de hacer varias iteraciones, llegamos a los resultados que se presentan en las páginas anteriores. Hay que aclarar que el diseño puede ser mejorado buscando que las velocidades que aparecen con mensaje " LO " (low o baja) aumenten de valor, esto se logra disminuyendo el diámetro de la línea a la que le aparece el mensaje, o cambiando los diámetros que le anteceden. Estas reducciones o cambios de diámetro, tienen como límite las especificaciones de ANDA, es decir no colocar diámetro menores de 2" y no llegar a hidrantes con tuberías de menos de 4" (cuando la red posea hidrantes).

Una vez logrado un diseño hidráulico óptimo, hay que revisar si éste se puede mejorar económicamente, verificando si se pueden reducir algunos diámetros en ciertos tramos donde las especificaciones técnicas lo permitan (Ningún diámetro menor de 2" ni llegar a hidrantes con diámetros menores de 4")

b) Revisión de la red de distribución con el caudal mínimo horario.

Una vez tenemos diseñada nuestra red de distribución, revisamos las presiones en la red con el caudal mínimo horario para que éstas no sobrepasen los 50 m.c.a. de presión estática ni sean menores de 10 m.c.a de presión dinámica, según las especificaciones de las Normas Técnicas de ANDA.

c) Carga Dinámica Total de Bombeo

Ahora procedemos a calcular la carga dinámica total, la cual nos servirá en la determinación del tamaño del equipo de bombeo a utilizar en nuestro sistema. La carga dinámica total la calcularemos como el promedio de las alturas de entrada a la red cuando la demanda es máxima y cuando la demanda es mínima.

Hay que aclarar que para este ejemplo ocuparemos los datos anteriormente obtenidos, aunque en los diseños reales debe buscarse una menor variación entre las alturas de entrada a la red cuando la demanda es mínima y cuando la demanda es máxima. Son recomendables variaciones de más o menos un 10% respecto al promedio de ambas alturas. Por lo antes dicho nuestro diseño podría ser depurado mas ampliamente tratando de disminuir las pérdidas en la red.

$$H_{\text{prom}} = \frac{41.14 + 23.74}{2}$$

$$H_{\text{prom}} = 32.44 \text{ mt}$$

viii) Cálculo de el Diámetro Económico para la línea de Impelencia

El período de diseño para los equipos de bombeo es de 10 años, por lo tanto los datos a utilizar para el diseño serán los correspondientes al año décimo:

- Caudal de bombeo = 13.57 l/s
- Longitud de cañería de impelencia = 1500 mt
- Carga Dinámica promedio al inicio de la red = 32.44 mt
- Diferencia de Niveles = 14.06 mt
- Carga Estática Total = 32.44+14.06 = 46.5 mt
- Nivel de bombeo o carga de succión = 3.5 mt
- C de Hazen-Williams para tubería de PVC = 130

Mediante la aplicación de la fórmula teórica de Bresse, se puede obtener una idea de la magnitud del diámetro a adoptar y así se tiene:

$$D = 1.3 k^{1/4} \sqrt{Q}$$

$$D = 1.3 (20/24)^{1/4} \sqrt{0.01357}$$

$$D = 0.144$$

$$D = 144 \text{ mm}$$

Ahora, pasamos a estudiar los costos de inversión inicial y de operación, con los diferentes diámetros (Superiores e inferiores a 144 mm) que se pueden encontrar en el mercado, estudios que están contenidos en los cuadros siguientes:

Cuadro 2.33 : Datos Hidraulicos

Diámetro mm	Carga de Succión m	Carga Estática m	Carga de Fricción m	Carga Dinámica Total en m
76	3.5	46.5	141.68	191.68
102	3.5	46.5	34.9	84.90
152	3.5	46.5	4.85	54.85
203	3.5	46.5	1.19	51.19

NOTA: La carga de fricción se encuentra por la fórmula de Hazen Williams:

$$h_f = \frac{1747.632 x Q^{1.85}}{C^{1.85} D^{4.87}} L$$

En donde : $h_f = \text{mt}$ $D = \text{pul}$
 $L = \text{mt}$ $Q = \text{l/s}$

Cuadro 2.34 : Potencia Requerida en la Estación de Bombeo para cada Diámetro en particular

D mm	Equipos y Potencias efectivas Requeridas
76	1 Unidad de 45 HP c/u + 1 Unidad de Emergencia
102	1 Unidad de 20 HP c/u + 1 Unidad de Emergencia
152	1 Unidad de 13 HP c/u + 1 Unidad de Emergencia
203	1 Unidad de 12 HP c/u + 1 Unidad de Emergencia

La potencia en caballos de fuerza (HP) se ha calculado por medio de la fórmula :

$$\text{Pot} = \frac{QH}{76e}$$

En donde : Q = l/s H = mt e = 75%

Además según recomendaciones, se debe considerar en la práctica, un cierto margen para los motores eléctricos. Según el "Manual de Hidráulica" de Azevedo Neto los siguientes valores son recomendables:

50 % para las bombas hasta	2 HP
30 % para las bombas de	2 a 5 HP
20 % para las bombas de	5 a 10 HP
15 % para las bombas de	10 a 20 HP
10 % para las bombas de mas de	20 HP

Por ejemplo para el primer caso es decir, la tubería de 3° :

$$\text{Pot} = \frac{13.57 \times 191.68}{76 \times 0.75} = 45.63 \text{ HP}$$

Si a este valor le agregamos el 10% de acuerdo a las recomendaciones hechas anteriormente:

$$\text{Pot} = 1.1 \times 45.63 = 50 \text{ HP}$$

Cuadro 2.35 : Potencias Instaladas en la Estación de Bombeo para cada diámetro en particular

D Mm	Equipos y Potencias Instaladas
76	1 Unidades de 50 HP + 1 Unidad de Emergencia
102	1 Unidad de 25 HP + 1 Unidad de Emergencia
152	1 Unidad de 15 HP + 1 Unidad de Emergencia
203	1 Unidad de 15 HP + 1 Unidad de Emergencia

Cuadro 2.36 : Costo de la Estación de Bombeo (Bomba, motor, control, accesorios, sub-estación eléctrica, instalación, etc.) para cada diámetro en particular

D Mm	Costo de la Estación de Bombeo Equipo de Bombeo (¢)
76	345700
102	172850
152	103710
203	103710

Los costos de las distintas estaciones de bombeo han sido estimadas a partir de las potencias instaladas que se muestran en el Cuadro 2.37 Para tal efecto se consideró lo siguiente:

- Un monto de ₡ 3457.00 colones por HP instalado para equipo de bombeo, incluyendo bomba, motor, controles, accesorios, sub-estación eléctrica, instalación, etc.
- Hay que aclarar que para cada proyecto en particular hay que calcular el costo de los equipos de bombeo, porque cada proyecto tiene sus condiciones propias (Ubicación, Tipo y tamaño de los equipos, alimentación eléctrica, etc.).

Cuadro 2.37 : Costo Unitario de los materiales

D Mm	Costo de Cañería ₡ / 1m	Costo de Accesorios ₡ / 1m	Costo de Cañería y Accesorios ₡ / 1m
76	90.45	4.55	95.00
102	151.35	7.60	158.95
152	325.15	16.303	341.45
203	535.75	26.80	562.55

El costo unitario de los accesorios se ha estimado que tiene un valor aproximadamente igual al 5% del valor de la cañería.

En la elaboración del la Cuadro 2.38 presentada a continuación, se han tenido en cuenta los siguientes criterios:

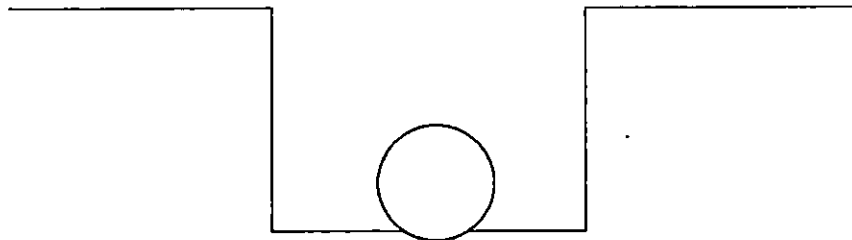
- 1) Ancho de la zanja para terracería = $0.6 + D$ (D en mts.)
- 2) Profundidad de la zanja para terracería = $1.5 + D$ (D en mts.)
- 3) Costo de excavación para el ejemplo : ₡ $18.33 / m^3$ (terreno con piedra suelta)
- 4) Costo de Compactación para el ejemplo : ₡ $32.38 / m^3$

Cuadro 2.38 : Costo Unitario de mano de obra utilizada en la instalación de la cañería

D Mm	Costo de la Terracería ¢ 1 m	Colocación de la cañería ¢ 1 m	Costo Unitario Total de la mano de obra ¢ 1 m
76	59.51	11.90	71.41
102	62.34	12.47	74.81
152	68.56	13.71	82.27
203	75.35	15.07	90.42

Se averigua cuantos m^3 hay por ml de zanja (Excavación + Compactación) y esto se multiplica por el costo del m^3 de excavación y compactación para encontrar el costo de la terracería por ml.

Ejemplo, para $\phi = 2''$ (76 mm)



Si: V_1 = Volumen de excavación

V_2 = Volumen a compactar

Para calcular los costos de excavación y compactación, agregamos un 10 % :

$$V_1 = (1.576) (0.676) = 1.07 \text{ m}^3 / \text{ml}$$

$$V_2 = 1.07 - \left(\frac{\pi}{4} \times \left(\frac{2}{2.54} \right)^2 \right) = 1.065 \text{ m}^3 / \text{ml}$$

$$\begin{aligned} \text{Costo de la excavación en } \phi \text{ 1 ml} &= 1.07 \text{ m}^3 / \text{ml} \times \phi \text{ 18.33 / m}^3 \\ &= \phi \text{ 21.62 / ml} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Costo de la compactación en } \phi \text{ 1 ml} &= 2.14 \text{ m}^3/\text{ml} \times \phi 45.0 / \text{m}^3 \\ &= \phi 96.30 / \text{ml} \end{aligned}$$

En este problema se supondrá que el costo de colocación de la cañería / ml es un 20% del costo de la terracería /ml.

Cuadro 2.39 : Monto de la Inversión Inicial de Capital en materiales y mano de Obra par a cada uno de los diámetros investigados.

D Mm	Costo Unitario de Material ϕ 1 m	Costo Unitario de Mano de O. ϕ 1 m	Costo Unitario Total ϕ 1 m	Costo Total ϕ
76	95.00	71.41	166.41	249615
102	158.95	74.81	233.76	350640
152	341.45	82.27	423.72	635580
203	562.55	90.42	652.97	979455

El costo total de la inversión se ha obtenido multiplicando el costo unitario total por la longitud de la cañería (1800 mt) y aproximando la cantidad resultante a la centena de colones, con el objeto de visualizar mejor el análisis.

Cuadro 2.40 : Monto de la Inversión Inicial de Capital (Materiales, equipo y mano de obra) para cada uno de los diferentes diámetros

D Mm	Costo total de Mat. Y M de O	Costo de Eq. De Bombeo	Costo Total
76	249615	345700	595315
102	350640	172850	523490
152	635580	103710	739290
203	979455	103710	1083165

Cuadro 2.41 : Gastos de Operación Anuales correspondientes a Energía Eléctrica con 24 horas de bombeo de los equipos

D mm	Gastos de Operación Anual ¢
76	284429
102	102394
152	68263
203	62574

La Tabla 2.41 ha sido elaborada a partir de los valores de potencia efectiva mostrados en la Tabla 23 tomando el valor del kilovatio-hora a ¢ 0.95.

$$\text{Gastos de Operación Anual} = \text{HP} \times 365 \times 20 \times 0.7457 \times 0.95 \times 1.1$$

$$1 \text{ kw} = 0.7457 \text{ HP}$$

En cada lugar y para cada proyecto en particularm se deben consultar las tarifas vigentes de la distribución de Energía de la zona (CAESS, Del Sur, CLESA, EEO, etc.)

Antes de seguir adelante , es preciso hacer un pequeño comentario de las Cuadros 2.42 y 2.43 en relación a los siguiente aspectos :

1. Obsérvese que la inversión inicial total de capital aumenta a medida que el diámetro de la cañería aumenta su dimensión.
2. Que los gastos de operación anuales disminuyen a medida que el diámetro de la cañería aumenta su dimensión

3. Que si se encuentra el monto de la inversión al cabo de cierto número de años y se comparan las diferentes alternativas, tal comparación no es la correcta porque los costos de inversión inicial y los gastos de operación anuales no son cantidades homogéneas con relación al tiempo.

4. Una comparación lógica de alternativas puede ser efectuada de las siguientes maneras :
 - a) Dejar fija la inversión inicial de capital y proyectar los gastos de operación y proyectar los gastos de operación anual al presente

 - b) Dejar fijos los gastos de operación y proyectar al futuro el capital de inversión inicial

De estas dos maneras las cantidades en cuestión se vuelven homogéneas. Para el ejemplo en estudio se aplicará el criterio expuesto en el literal a) por la conveniencia de que no se pierda de vista el monto de la inversión inicial de capital.

Cuadro 2.42 : Valor Actual o presente de la Anualidad correspondiente a los Gastos de Operación

D Mm	Valor Presente de la Anualidad correspondiente a los Gastos de Operación en ¢
76	1374702
102	494890
152	329929
203	302433

El valor presente de la anualidad para los gastos anuales de operación tomando una tasa de interés del 16% y un n=10 años (La suma actual que equivale a \$1.00 por año durante n años) viene dada por la fórmula :

$$P = \frac{A[(1+i)^n - 1]}{i(1+i)^n}$$

$$P = \frac{284429[(1+0.16)^{10} - 1]}{0.16(1+0.16)^{10}}$$

Cuadro 2.43 : Inversión Inicial de Capital y Valor Presente de la Anualidad correspondiente a los Gastos de Operación (M)

D mm	M ¢
76	1970017
102	1018380
152	1069219
203	1385598

Este Cuadro ha sido obtenido por la suma de los valores correspondientes mostrados en los Cuadros 2.40 y 2.42.

El Cuadro 2.43 permite la comparación correcta de las distintas alternativas, llegándose a la conclusión de que el diámetro más económico resulta ser el de 102 mm (4 "), el cual presenta los menores costos totales.

El valor del coeficiente k de la fórmula de Bresse resulta de esta forma ser:

$$D = k \sqrt{Q}$$
$$0.152 = k \sqrt{0.01357}$$
$$k = \frac{0.152}{\sqrt{0.01357}}$$

$$k = 1.30$$

En la siguiente gráfica se muestra la obtención del diámetro económico, a través de la determinación del punto de inflexión mínimo de la curva de costo Anual de Inversión más Operación vrs. Diámetro de la tubería.

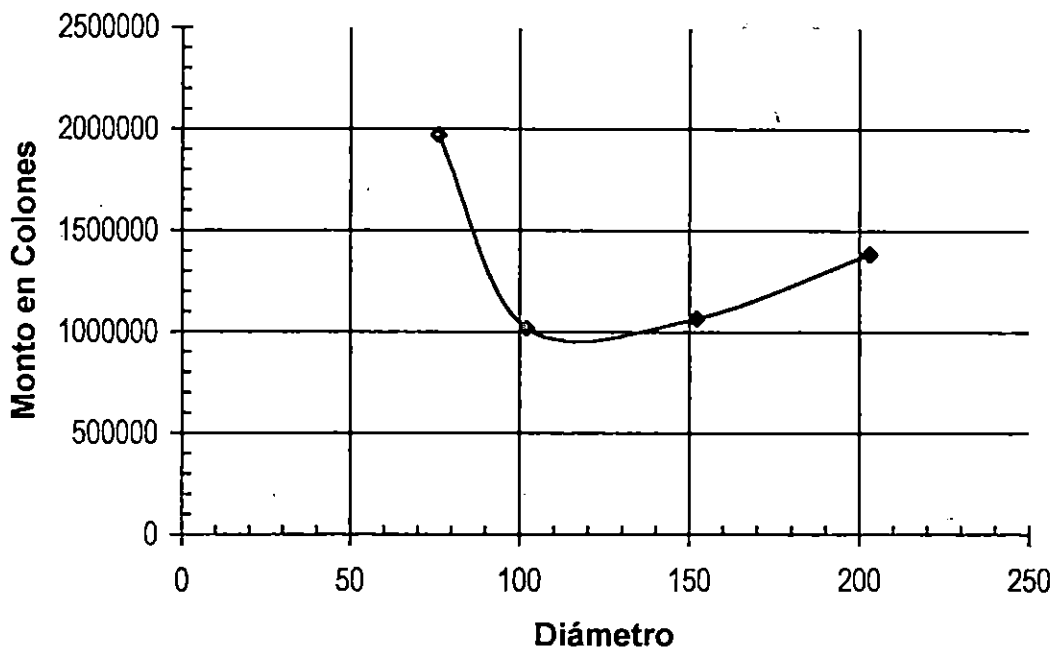


Fig. 2.74 Gráfica para la determinación del Diámetro Económico

EJEMPLO 10

Se requiere diseñar el sistema de abastecimiento de agua potable, para una complejo habitacional, el cual consta de 293 viviendas en su primera etapa, dentro de unos años, se realizaran las construcciones de otras viviendas, por etapas hasta alcanzar el número total de 422 viviendas. El abastecimiento se realizará por bombeo (desde un tanque de succión, hasta el tanque de almacenamiento, desde donde se continuará por gravedad), en el cual la bomba trabajará 20 horas; a los habitantes de dicho complejo se les proporcionará una dotación doméstica de 250 Lts./p/día

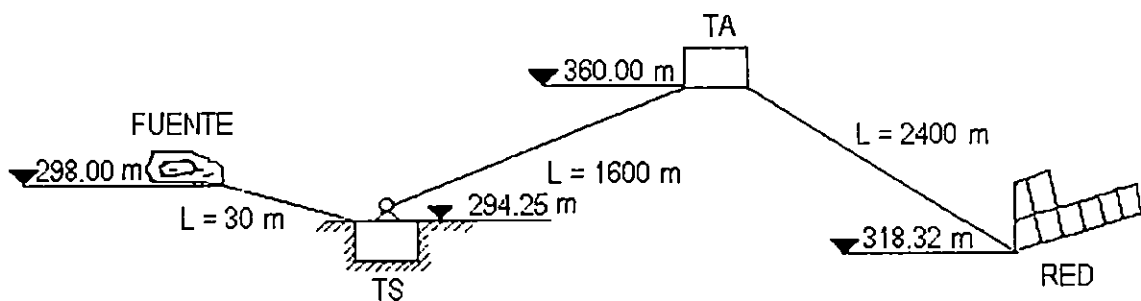


Fig. 2.75 Esquema general del sistema de Abastecimiento de Agua Potable.

DATOS:

- Número inicial de viviendas : 293
- Número final de viviendas : 422
- Densidad Poblacional : 5 Habitantes / Vivienda
- Horas de bombeo : 20
- Dotación doméstica : 250 Lts./p/día

SOLUCION:

Determinar la población futura, la cual será igual al número total de viviendas por el número de habitantes por familia, considerando cinco personas por familia.

Para calcular la población no se empleará ninguno de los métodos de proyección de la población, ya que se tiene limitado el número de viviendas que se tendrán en el futuro.

i) Población Futura (Pn)

$$\begin{aligned} P_n &= \text{Número de viviendas} \times \frac{\text{Número de personas}}{\text{vivienda}} \\ &= 422 \text{ viviendas} \times \frac{5 \text{ personas}}{\text{vivienda}} \\ P_n &= 2110 \text{ personas} \end{aligned}$$

A continuación determinaremos los caudales de diseño.

ii) Cálculo de Caudales Para el Diseño

Antes de iniciar el cálculo de los caudales, se debe determinar la dotación total.

DOTACION TOTAL

$$\begin{aligned} \text{Dotación Total} &= \text{Dotación Doméstica} + 20\% \text{ de Dotación} \\ &\quad (\text{por fugas y desperdicios; Numeral 5 de las Normas de ANDA,} \\ &\quad \text{parte primera).} \\ &= 1.2 \times \text{Dotación Doméstica} \\ &= 1.2 \times 250 \text{ (Lts./P/Día)} \\ \text{Dotación Total} &= 300 \text{ (Lts./P/Día)} \end{aligned}$$

CAUDAL MEDIO DIARIO (Q_{md})

$$\begin{aligned}Q_{md} &= (\# \text{ de habitantes} \times \text{Dotación Total})/86400 \text{ seg.} \\ &= (2110 \text{ habitantes} \times 300 \text{ (Lts./P/Día)})/86400 \text{ seg.} \\ &= 7.32693 \text{ Lts./seg.} \\ Q_{md} &= 7.33 \text{ Lts./seg.} = 0.00733 \text{ m}^3/\text{seg.}\end{aligned}$$

CAUDAL MÁXIMO DIARIO ($Q_{máxd}$)

$$Q_{máxd} = K_1 \times Q_{md}; \text{ donde } K_1 \text{ es el coeficiente de variación}$$

Diaria, que varía entre 1.2 y 1.5 (Numeral 6 de las Normas de ANDA,
parte primera)

Usaremos $K_1 = 1.5$, para prever cualquier variación en la demanda.

$$\begin{aligned}Q_{máxd} &= 1.5 \times Q_{md} \\ &= 1.5 \times 7.33 \text{ Lts./seg.} \\ Q_{máxd} &= 10.995 \text{ Lts./seg.} \\ Q_{máxd} &= 11 \text{ Lts./seg.} = 0.011 \text{ m}^3/\text{seg.}\end{aligned}$$

CAUDAL MÁXIMO HORARIO ($Q_{máxh}$)

$$Q_{máxh} = K_2 \times Q_{md}; \text{ donde } K_2 \text{ es el coeficiente de variación}$$

Horario, que varía entre 1.8 y 2.4 (Numeral 6 de las Normas de ANDA,
parte primera)

Usaremos $K_2 = 2.4$

$$\begin{aligned}Q_{máxh} &= 2.4 \times Q_{md} \\ &= 2.4 \times 7.33 \text{ Lts./seg.} \\ &= 17.592 \text{ Lts./seg.}\end{aligned}$$

$$Q_{\text{máxh}} = 17.59 \text{ Lts./seg.} = 0.01759 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

CAUDAL MÍNIMO HORARIO (Q_{minh})

$$Q_{\text{minh}} = K_3 \times Q_{\text{md}}; \text{ donde } K_3 \text{ es el coeficiente de variación}$$

Horario, que varía entre 0.1 y 0.3 (Numeral 6 de las Normas de ANDA, parte primera)

$$\text{Usaremos } K_3 = 0.3$$

$$\begin{aligned} Q_{\text{minh}} &= 0.3 \times Q_{\text{md}} \\ &= 0.3 \times 7.33 \text{ Lts./seg.} \\ &= 2.199 \text{ Lts./seg.} \end{aligned}$$

$$Q_{\text{minh}} = 2.20 \text{ Lts./seg.} = 0.0022 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

CAUDAL DE BOMBEO (Q_B)

$$Q_B = \frac{24}{n} \times Q_{\text{máxd}}; \text{ donde } n \text{ es el número de horas de bombeo}$$

$$Q_B = \frac{24}{20} \times 11 \text{ Lts./seg.}$$

$$Q_B = 13.20 \text{ Lts./seg.} = 0.0132 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

iii) Diseño del Tanque de Succión

Para dimensionar el tanque, necesitamos saber que volumen almacenará.

Volumen del Tanque de Succión (V_{TS})

$$\begin{aligned} V_{\text{TS}} &= (Q_{\text{máxd}}) \times (24 - \text{Número de horas de bombeo}) \\ &= (0.011 \text{ m}^3/\text{seg.}) \times (24 - 20)\text{h.} \\ &= (0.011 \text{ m}^3/\text{seg.}) \times (4\text{h}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= (0.011 \text{ m}^3/\text{seg.}) \times (4\text{h}) \times (3600 \text{ seg./1 h.}) \\
 &= (0.011 \text{ m}^3/\text{seg.}) \times (14400 \text{ seg.}) \\
 V_{\text{TS}} &= 158.40 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

Conociendo el volumen que se almacenará, procedemos a calcular las dimensiones del tanque.

DIMENSIONAMIENTO DEL TANQUE DE SUCCIÓN.

Se diseñará un tanque cilíndrico, con una relación de esbeltez de $D = 2 H$, lo que es igual a $H = 0.5 D$, para darle mayor estabilidad en el momento que ocurra un sismo, para evitar que se produzcan volteos, o presiones muy altas que afecten la parte inferior del tanque.

$$H_{\text{TS}} = 0.5 \times D_{\text{TS}}$$

$$V_{\text{TS}} = \text{Area} \times H_{\text{TS}}$$

$$= \left(\frac{\pi \times D_{\text{TS}}^2}{4} \right) \times (0.5 \times D_{\text{TS}})$$

$$V_{\text{TS}} = 0.392699 \times D_{\text{TS}}^3$$

$$D_{\text{TS}}^3 = \frac{V_{\text{TS}}}{0.392699}$$

$$D_{\text{TS}} = \sqrt[3]{\frac{V_{\text{TS}}}{0.392699}}$$

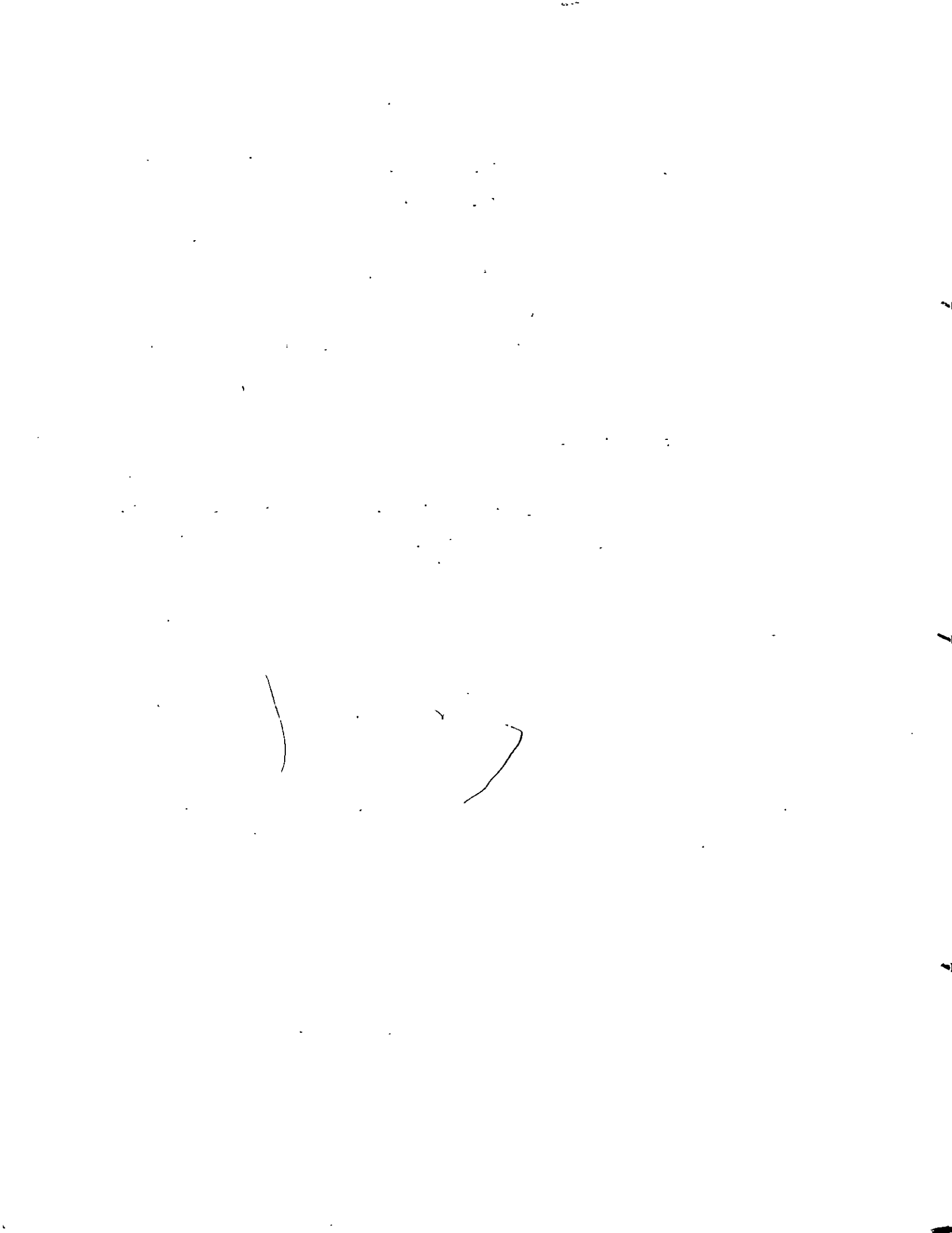
$$= \sqrt[3]{\frac{158.4}{0.392699}}$$

$$D_{\text{TS}} = 7.39 \text{ m.} \cong 7.40 \text{ m.}$$

$$H_{\text{TS}} = 0.5 \times D_{\text{TS}}$$

$$= 0.5 \times 7.40 \text{ m.}$$

$$H_{\text{TS}} = 3.70 \text{ m.}$$



Se tomará un diámetro de 7.40 m., al valor de H_{TS} obtenido, se le sumará 0.1 m., en el fondo y 0.4 m., en la parte superior, para efectos de sedimentación y de rebose respectivamente.

$$H_{TS} = (3.70 + 0.10 + 0.40) \text{ m.}$$

$$H_{TS} = 4.20 \text{ m.}$$

Las dimensiones anteriores son medidas interiores libres del tanque, para más detalles vea la figura 2.66

NUMERO DE RESPIRADEROS

Como el volumen del Tanque de Succión es de aproximadamente 160 m^3 , este se encuentra en el rango de 100 a 500 m^3 (ver cuadro 2.15), entonces colocaremos dos respiraderos de 3" de diámetro del tipo "A".

REBOSE

Se empleara el mismo criterio del ejemplo 9, en este caso $Q_{ENTRADA} = Q_{máx.d} = 0.011 \text{ m}^3/\text{seg.}$, lo que nos proporciona un diámetro de 8 pulgadas (vea la figura 2.66, pagina 183)

TUBERIA DE LIMPIEZA

Esta se diseñará con el mismo criterio empleado en el ejemplo 9, por lo que emplearemos directamente la fórmula obtenida en dicho ejemplo, el tiempo para desalojar el liquido será de 25 min. (1500 seg.).

$$d = \sqrt{\frac{D^2}{\sqrt{19.6 \times t}} \times \frac{H}{0.50}}$$

Sustituyendo los valores de $D = 7.40 \text{ m}$, $H = 4.25 \text{ m}$ y $t = 1500 \text{ seg.}$ en la ecuación.

$$d = \sqrt{\frac{7.40^2}{\sqrt{19.6 \times 1500}} \times \frac{\sqrt{4.25}}{0.50}}$$

$$d = 0.15843 \text{ m (Diámetro teórico)}$$

$$d = 0.2032 \text{ m} \cong 8 \text{ pulgadas (Diámetro real)}$$

iv) Diseño de la Línea de Aducción (Entre la fuente y el Tanque de Succión)

Se diseñará con el $Q_{\text{máx d}}$; la velocidad no debe ser menor de 0.5 m/seg., ni mayor de 2.5 m/seg. (Numeral 10 de las Normas de ANDA, parte primera).

A partir de la fórmula del caudal, determinaremos el diámetro que se tomará; para esto, usaremos la velocidad límite superior (2.5 m/seg.), para obtener un diámetro pequeño, por efectos de economía, pero sin dejar de lado las pérdidas.

$$Q = V \times A$$

$$Q = V \times \left(\frac{\pi \times D^2}{4} \right)$$

$$4Q = V \times \pi \times D^2 \rightarrow D = \sqrt{\frac{4Q}{V \times \pi}}$$

$$D^2 = \frac{4Q}{\pi \times V}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \times Q_{\text{máx d}}}{\pi \times 2.5 \text{ m/seg}}}$$

$$= \sqrt{\frac{4 \times 0.011 \text{ m}^3/\text{seg}}{\pi \times 2.5 \text{ m/seg}}}$$

$$D = 0.074848 \text{ m} \approx 7.48 \text{ cm} \approx 2.95 \text{ pulg.}$$

El resultado obtenido es de 2.95 pulg., pero este diámetro no existe comercialmente, por lo que tomaremos un diámetro de 3 pulg.

Verificaremos que la velocidad que produce este diámetro se encuentre dentro del rango establecido.

$$\begin{aligned}
 Q &= V \times A \\
 V &= \frac{Q}{A} \\
 &= \frac{Q}{\frac{\pi \times D^2}{4}} \\
 &= \frac{4Q}{\pi \times D^2} \\
 V &= \frac{4 \times 0.01 \text{ m}^3 / \text{seg}}{\pi \times (0.0762 \text{ m})^2} = 2.41 \text{ m/seg.}
 \end{aligned}$$

La velocidad que proporciona el diámetro de 3 pulgadas está dentro del rango establecido, por lo que se acepta este diámetro. Ahora verificaremos las pérdidas que se producen en la tubería, esto con el objeto de saber, si el fluido llega al tanque de succión

Para ello tenemos que calcular la carga estática (H_E) y la carga debido a la fricción (h_f), luego tenemos que compararlas para verificar que las pérdidas no sean mayores que la carga estática

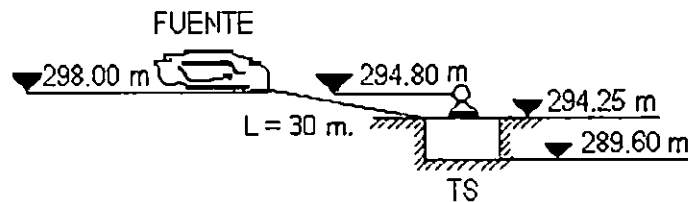
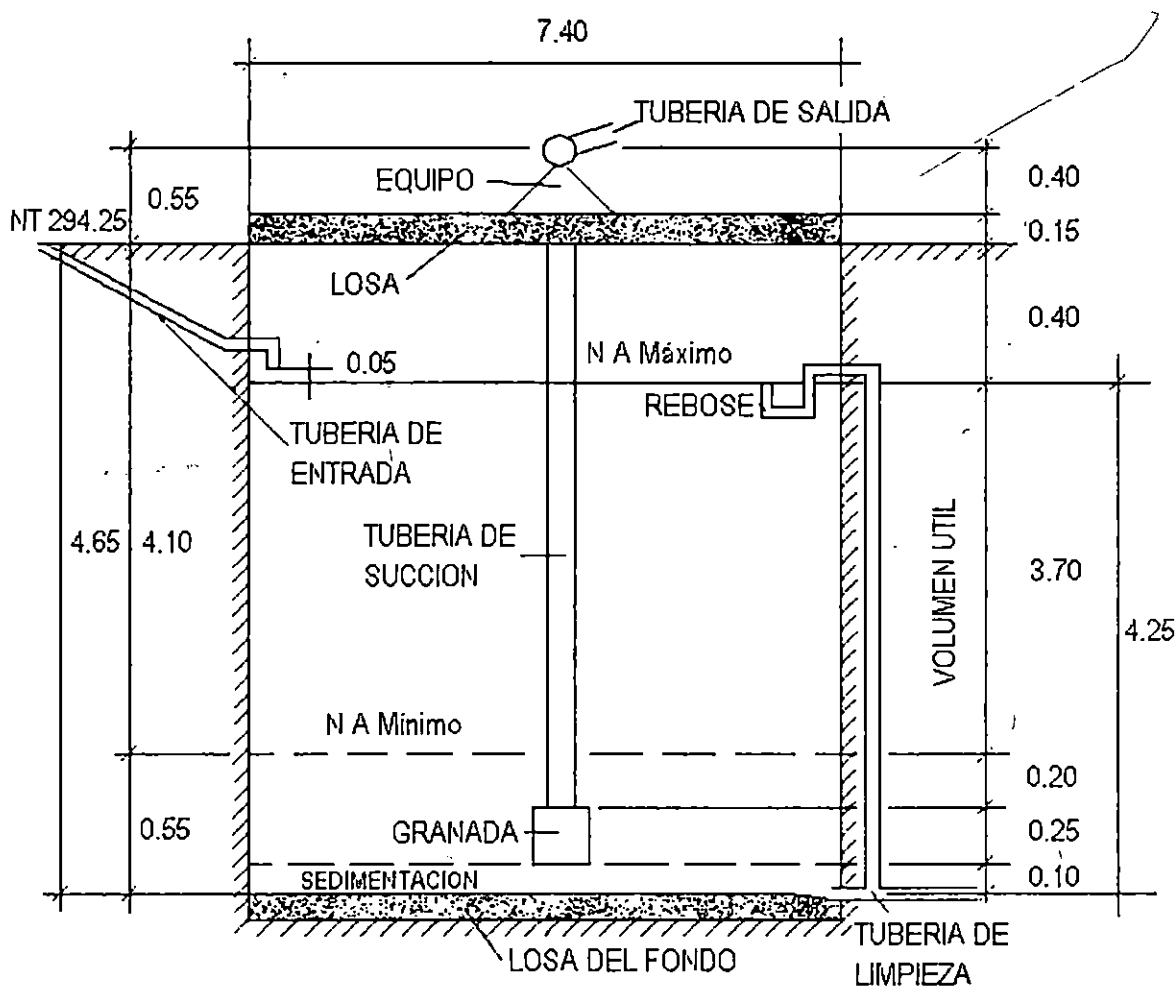


Fig. 2.76 Esquema del sistema entre la Fuente y el Tanque de Succión.



Todas las medidas son en metros

Fig. 2.77 Esquema del tanque de succión.

La tubería entre la fuente y el tanque de succión se tomará tal como se muestra en la figura 2.76

La misma consideración se realizará para las tuberías de: Impulencia (entre el Tanque de Succión y el Tanque de Almacenamiento) y de Distribución Principal (entre el Tanque de Almacenamiento y La Red).

$$H_E = 298.00 - 294.25 = 3.75 \text{ m.}$$

$$h_f = \frac{1747.632 \times Q^{1.85}}{C^{1.85} \times D^{4.87}} \times L$$

de L. de aducción
 Resp. mbs

donde: $Q = Q_{\text{máx}} = 11 \text{ Lts./seg.}$

$C = 140 \text{ (PVC)}$

$L = 30.00 \text{ m.}$

$D = 3 \text{ pulgadas}$

$$h_f = \frac{1747.632 \times 11^{1.85}}{140^{1.85} \times 3^{4.87}} \times 30.00 = 2.25 \text{ m.}$$

$h_f < H_E$, lo que nos indica que se tiene presión, para que el líquido pueda llegar al tanque de succión.

v) Diseño del Tanque de Almacenamiento.

Hay que determinar el volumen que almacenará, para ello realizaremos la comparación de tres volúmenes.

1° Volumen de variaciones horarias.

$$\begin{aligned} V_1 &= 30\% \text{ del } Q_{\text{md}} \text{ (Numeral 15-b de las Normas de ANDA, parte} \\ &\quad \text{primera)} \\ &= 0.30 \times (0.00733 \text{ m}^3/\text{seg.}) \times (86400 \text{ seg./Día)} \\ &= 0.30 \times 633.312 \text{ m}^3 \\ V_1 &= 189.99 \text{ m}^3 \cong 190.00 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

2° Volumen por incendio.

$$V_2 = 90.00 \text{ m}^3 \text{ (Numeral 15-a de las Normas de ANDA, parte primera)}$$

3° Volumen por Reparaciones o Cortes de Energía.

V_3 = Volumen Aducido/hora durante dos horas (Numeral 15-a de las Normas de ANDA, parte primera)

$$= \frac{Q_{\text{BOMBEO}}}{h} \times 2h$$

$$= 2h. \times (0.0132 \text{ m}^3/\text{seg.}) \times (3600 \text{ seg./h})$$

$$V_3 = 95.04 \text{ m}^3$$

Comparando Volúmenes

$V_2 + V_3 < V_1$ (Numeral 15-a de las Normas de ANDA, parte primera)

Entonces tomaremos V_1

$$V_1 = 189.99 \text{ m}^3 \cong 190.00 \text{ m}^3$$

Dimensiones del almacenamiento tanque

NUMERO DE RESPIRADEROS

Como el volumen del Tanque de ~~Succión~~ es de aproximadamente 190 m³, este se encuentra en el rango de 100 a 500 m³ (ver cuadro 2.15), entonces colocaremos dos respiraderos de 3" de diámetro del tipo "A".

Pas 90

REBOSE

Se empleara el mismo criterio del ejemplo 9, en este caso $Q_{\text{ENTRADA}} = Q_B = \underline{0.0132}$ m³/seg., lo que nos proporciona un diámetro de 8 pulgadas (vea la figura 2.66, pagina 183)

TUBERIA DE LIMPIEZA

Esta se diseñará con el mismo criterio empleado en el ejemplo 9, por lo que emplearemos directamente la fórmula obtenida en dicho ejemplo, el tiempo para desalojar el liquido será de 25 min. (1500 seg.).

$$d = \sqrt{\frac{D^2}{\sqrt{19.6 \times t}} \times \frac{\sqrt{H}}{0.50}}$$

del tanq'

Sustituyendo los valores de $D = 7.90$ m, $H = 4.10$ m y $t = 1500$ seg. en la ecuación.

$$d = \sqrt{\frac{7.90^2}{\sqrt{19.6 \times 2400}} \times \frac{\sqrt{4.10}}{0.50}}$$

$$d = 0.15843 \text{ m (Diámetro teórico)}$$

$$d = 0.2032 \text{ m} \cong 8 \text{ pulgadas (Diámetro real)}$$

DIMENSIONAMIENTO DEL TANQUE DE ALMACENAMIENTO

Se utilizará el mismo criterio que se empleó para el tanque de succión

$$H_{TA} = 0.5 \times D_{TA}$$

$$V_1 = \text{Area} \times H_{TA}$$

$$= \left(\frac{\pi \times D_{TA}^2}{4} \right) \times (0.5 \times D_{TA})$$

$$V_1 = 0.392699 \times D_{TA}^3$$

$$D_{TA}^3 = \frac{V_1}{0.392699}$$

$$D_{TA} = \sqrt[3]{\frac{V_1}{0.392699}}$$

$$= \sqrt[3]{\frac{190.00}{0.392699}}$$

$$D_{TA} = 7.85 \text{ m.} \cong 7.90 \text{ m.}$$

$$H_{TA} = 0.5 \times D_{TA}$$

$$= 0.5 \times 7.90 \text{ m.}$$

$$H_{TA} = 3.95 \text{ m.} \cong 4.00 \text{ m.}$$

Se tomará un diámetro de 7.90 m., al valor de H_{TA} obtenido, se le sumará 0.1 m., en el fondo y 0.4 m., en la parte superior, para efectos de sedimentación y de rebose respectivamente.

$$H_{TA} = 4.00 + 0.10 + 0.40$$

$$H_{TA} = 4.50 \text{ m.}$$

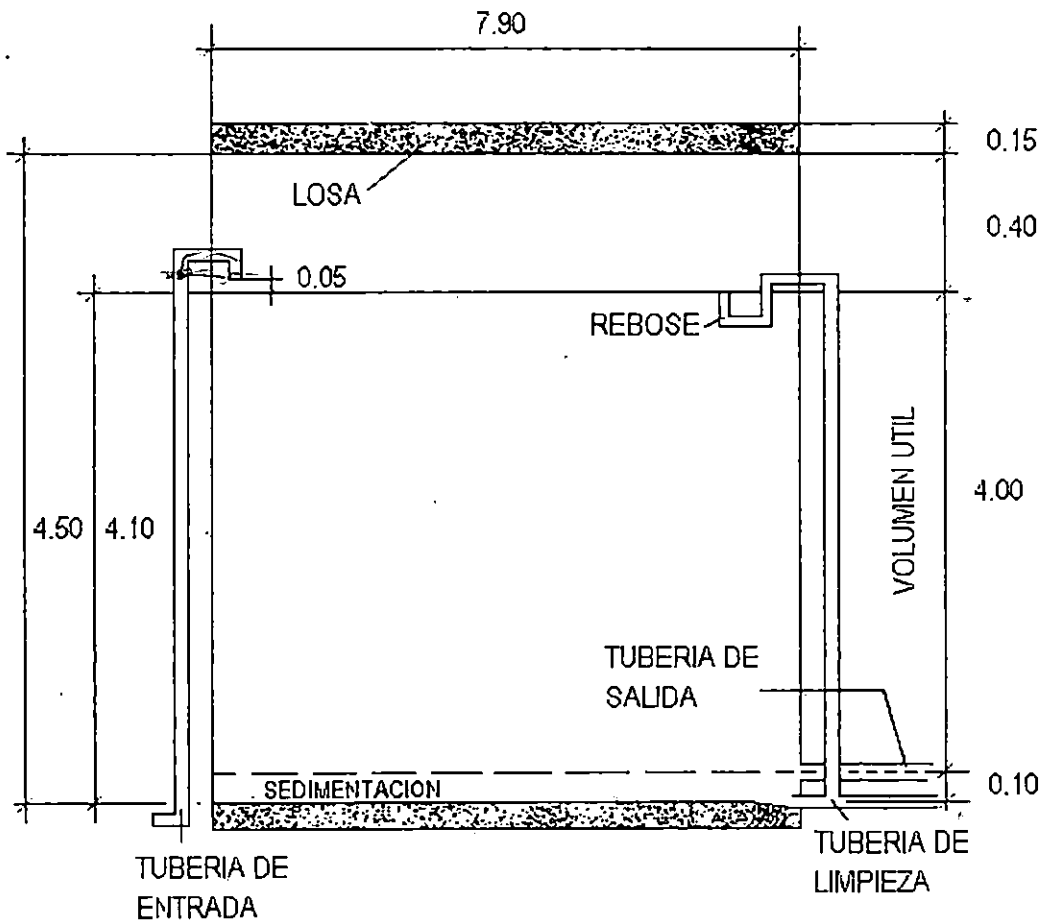


Fig.2 .78 Esquema del tanque de almacenamiento, las medidas se presentan en metros

A continuación se muestra una figura que representa esquema del sistema

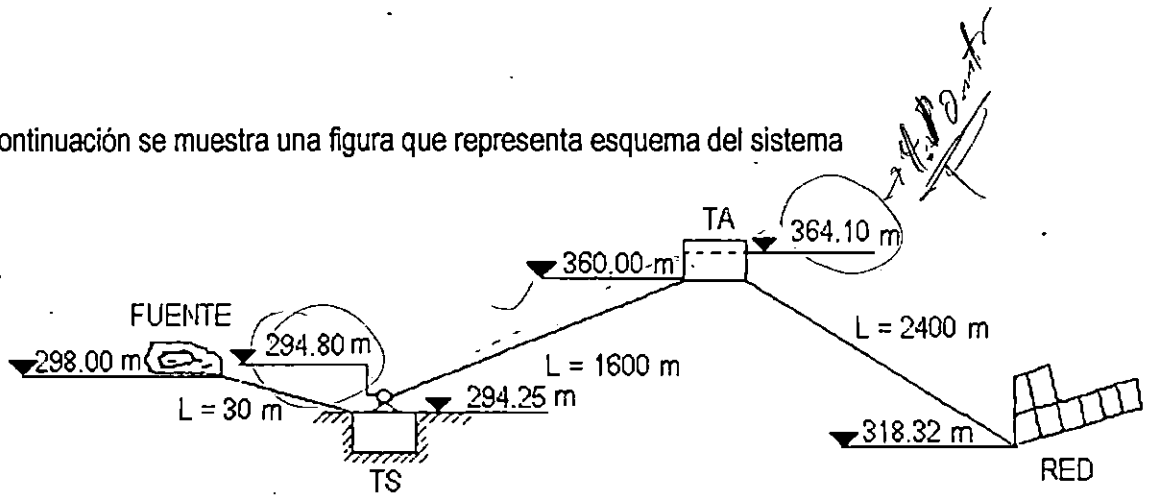


Fig. 2.79 Esquema General del Sistema de Abastecimiento

vi) **Diseño de la Línea de Impelencia (Entre el Tanque de Succión y el Tanque de Almacenamiento)**

Para diseñar esta línea se determinará el punto de inflexión mínimo de la curva de costo anual de inversión más operación vrs. Diámetros (Numeral 10-c de las Normas de ANDA, parte primera). Esto requiere la creación de una serie de tablas, que se muestran a continuación, en los siguientes cuadros y luego se dibuja la gráfica, mostrada en la fig. 2.79.

DATOS :

- Caudal de Bombeo : 0.0132 m³/seg.
- Longitud de la Línea de Impelencia : 1600 m.
- Material de la tubería : PVC (C = 140)
- Horas de Bombeo : 20

Realizaremos un calculo preliminar del diámetro económico, mediante la fórmula de Bresse, para tener una idea del diámetro que se tomará

$$D = 1.3 \times \left(\frac{\text{N}^\circ \text{ de Horas de Bombeo}}{24} \right)^{1/4} \times \sqrt{Q_B}$$

$$= 1.3 \times \left(\frac{20}{24} \right)^{1/4} \times \sqrt{0.0132 \text{ m}^3 / \text{seg}}$$

$$D = 0.1427 \text{ m} \approx 14.27 \text{ cm.} \approx 142.703 \text{ mm.}$$

Este valor se encuentra entre los diámetros de 4 y 6 pulgadas

$$4'' = 102 \text{ mm.}$$

$$6'' = 152 \text{ mm.}$$

Ahora investigaremos los costos de inversión inicial y de operación, con diferentes diámetros superiores e inferiores al diámetro preliminar.

Cuadro 2.44 : Datos Hidráulicos

DIAMETRO (mm)	CARGA DE SUCCION (m)	CARGA ESTATICA (m)	CARGA DE FRICCION (m)	CARGA DINAMICA TOTAL (m)
76.2	5.10	69.30	168.16	237.46
101.6	5.10	69.30	41.43	110.73
152.4	5.10	69.30	5.75	75.05
203.2	5.10	69.30	1.42	70.72

La carga de fricción se ha calculado, mediante la fórmula de Hazen-Williams:

$$hf = \frac{1747.632 \times Q^{1.85}}{C^{1.85} \times D^{4.87}} \times L$$

En donde: hf en mts.

L en mts. = 1600.00

D en pulgadas

Q en Lts./seg. (Q = Q_B = 13.20)

C = 140 (PVC)

Con los datos de Carga Dinámica Total y el Caudal de Bombeo, determinaremos el número de equipos y potencias requeridas.

Cuadro 2.45 : Potencias Efectivas Requeridas

DIAMETRO (mm)	EQUIPOS Y POTENCIAS EFECTIVAS REQUERIDAS
76.2	1 UNIDAD DE 51.55 HP + 1 UNIDAD DE EMERGENCIA
101.6	1 UNIDAD DE 24.04 HP + 1 UNIDAD DE EMERGENCIA
152.4	1 UNIDAD DE 16.29 HP + 1 UNIDAD DE EMERGENCIA
203.2	1 UNIDAD DE 15.35 HP + 1 UNIDAD DE EMERGENCIA

La potencia en caballos de fuerza (HP), se ha calculado por medio de la fórmula:

$$HP = \frac{Q \times H}{76 \times e}$$

En donde: Q en Lts./seg. (Q = Q_B = 13.20)
H en mts. (Carga Dinámica Total)
e = 80% (Eficiencia del equipo)

A continuación se presentan las Potencias Instaladas en la Estación de Bombeo, para cada diámetro en particular.

Cuadro 2.46 : Potencias Instaladas

DIAMETRO (mm)	EQUIPOS Y POTENCIAS INSTALADAS
76.2	1 UNIDAD DE 60 HP + 1 UNIDAD DE EMERGENCIA
101.6	1 UNIDAD DE 30 HP + 1 UNIDAD DE EMERGENCIA
152.4	1 UNIDAD DE 20 HP + 1 UNIDAD DE EMERGENCIA
203.2	1 UNIDAD DE 20 HP + 1 UNIDAD DE EMERGENCIA

Costo de la Estación de Bombeo (Bomba, Motor, Controles, Sub- Estación Eléctrica, Instalación, etc.), para cada diámetro en particular.

Cuadro 2.47 : Costo de la Estación

(mm)	COSTO DE LA ESTACION DE BOMBEO (¢)
76.2	414,840
101.6	207,420
152.4	138,280
203.2	138,280

Los costos de las distintas estaciones de bombeo, han sido estimados, a partir de las potencias instaladas que se muestran en el cuadro 2.49

Para tal efecto se consideró lo siguiente:

Un monto de ¢ 3457.00 por HP instalado para el equipo de bombeo, incluyendo bomba, motor, controles, accesorios, sub-estación eléctrica, instalación, etc. Se hace notar que el costo de HP instalado dependerá de las condiciones particulares de cada proyecto.

Costo Unitario de los accesorios, se tomará un valor aproximado igual a 5% del costo de la cañería.

Cuadro 2.48 : Costo Unitario de los Materiales

DIAMETRO (mm)	COSTO DE CAÑERÍA (¢/m)	COSTO DE ACCESORIOS (¢/m)	COSTO DE CAÑERÍA Y ACCESORIOS (¢/m)
76.2	81.35	4.07	85.42
101.6	136.17	6.81	142.98
152.4	191.00	9.55	200.55
203.2	325.17	16.26	341.43

En este caso se han tomado los datos de precios de tuberías de PVC, proporcionados por la empresa TECNO-PLASTICOS.

Costo Unitario de la Mano de Obra, utilizada en la colocación de la tubería

Cuadro 2.49 : Costo de Mano de Obra Utilizada

DIAMETRO (mm)	COSTO DE TERRACERIA (¢/ML)	COLOCACION DE TUBERIA (¢/ML)	COSTO UNITARIO TOTAL
76.2	59.51	11.90	71.41
101.6	62.34	12.47	74.81
152.4	68.56	13.71	82.27
203.2	75.35	15.07	90.42

Se calcula cuantos m³ hay por metro lineal de zanja (Excavación + Compactación), y esto se multiplica por el costo de terracería. Para obtener los costos en esta tabla se ha empleado el mismo criterio utilizado en el ejemplo 9; Se hace notar que éstos datos también dependerán de cada proyecto en particular.

Cuadro 2.50 : Monto de Inversión Inicial de Capital en Materiales y Mano de Obra

DIAMETRO (mm)	COSTO U. DE MATERIAL (¢/m)	COSTO U. DE M. de O. (¢/m)	COSTO U. TOTAL (¢/m)	COSTO TOTAL (¢/m)
76.2	85.42	71.41	156.83	250,928
101.6	142.98	74.81	217.79	348,464
152.4	200.55	82.27	282.82	452,512
203.2	341.43	90.42	431.85	690,960

El costo total de la tubería se ha obtenido multiplicando el costo unitario total por la longitud de la cañería (1600m) y aproximando la cantidad resultante, a la centena de colones.

Cuadro 2.51: Monto de Inversión Inicial de Capital en Materiales, Mano de Obra y Equipo de Bombeo

DIAMETRO (mm)	COSTO TOTAL DE MAT. Y M de O. (¢)	COSTO DEL EQUIPO DE BOMBEO (¢)	COSTO TOTAL (¢)
76.2	250,928	414,840	665,768
101.6	348,464	207,420	555,884
152.4	452,512	138,280	590,792
203.2	690,960	138,280	829,240

Costos debidos a Energía Eléctrica, con 20 horas de bombeo.

Cuadro 2.52 : Costos de Operación Anual

DIAMETRO(mm)	COSTO DE OPERACIÓN ANUAL (¢)
76.2	300,072.20
101.6	143,579.57
152.4	99,493.13
203.2	94,145.87

Este cuadro se elaboró a partir de los valores de potencia efectiva mostrados en el cuadro 2.48, tomando el valor del Kilovatio-hora a ¢0.95. El valor del Kilovatio-hora, será diferente para cada proyecto, ya que este dependerá de la distribuidora que proporcione la energía, y de la tarifa que esté vigente al desarrollar el proyecto.

$$\text{Gastos de Operación Anual} = \text{HP} \times 365 \times 20 \times 0.7457 \times 0.95 \times 1.1$$

$$1 \text{ Kw} = 0.7457 \text{ HP.}$$

Estos datos corresponden a los gastos de operación calculada a un interés del 16% durante 10 años.

Cuadro 2.53 : Valor Actual o Presente de la Anualidad

DIAMETRO(mm)	VALOR DE LA ANUALIDAD(€)
76.2	1,450,317.20
101.6	693,952.72
152.4	480,872.93
203.2	455,028.41

Este valor de la Anualidad (la suma actual que equivale a € 1.00 por año, durante n años) viene dado por la fórmula:

$$P = \frac{A \times [(1+i)^n - 1]}{i(1+i)^n}$$

Los datos obtenidos en este cuadro, han sido aproximados a la centena.

Cuadro 2.54 : Inversión Inicial de Capital

(mm)	M(€)
76.2	2,116,085.20
101.6	1,249,836.72
152.4	1,071,664.93
203.2	1,284,268.41

Este cuadro ha sido obtenido por la suma de los valores correspondientes a los cuadros números 2.51 y 2.53.

El cuadro anterior, nos indica que el diámetro más aceptable es el de 152.4 mm., que equivale a 6 pulgadas, esto se puede observar en la figura mostrada a continuación.

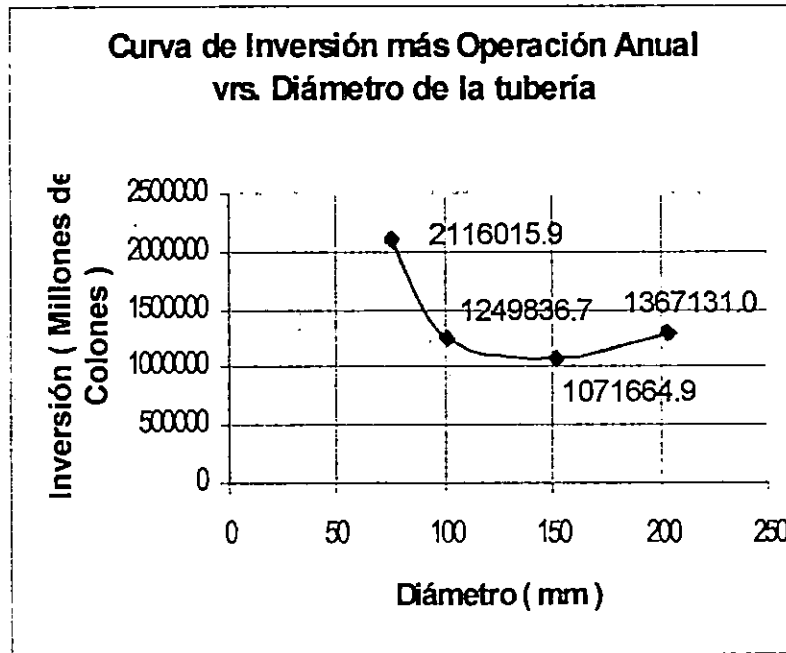


Fig.2.80 Gráfica para la determinación del diámetro económico.

vii) **Diseño de la Línea Principal de Distribución (Entre el Tanque de Almacenamiento y la Red de Distribución)**

Esta línea se diseñará con la condición mayor de la comparación de el $Q_{máx h}$ y el Q_{md} más el consumo por hidrantes.

$$Q_{máx h} = 17.59 \text{ Lts./seg.}$$

$$Q_{md} + 12 \text{ Lts./seg.} = 7.33 + 12 = 19.33 \text{ Lts./seg.}$$

La longitud de la tubería es: 2400 m.

La carga estática que soporta la línea es la diferencia de niveles que existe entre el tanque de almacenamiento y el punto de entrada de la red.

$$H_E = 364.10 - 318.32 = 45.78\text{m.}$$

El rango de velocidades en la línea está entre 0.5 y 2.5 m/seg.

En la línea se utilizará PVC con un SDR = 26.0, el cual soporta 160 PSI, lo que equivale a una carga estática de 112.72m.

Para saber que diámetro utilizaremos, emplearemos dos fórmulas, que se derivan de la ecuación de Hazen-Williams.

$$K' = \frac{1747.632}{C^{1.85} \times D^{4.87}}$$

$$= \frac{1747.632}{140^{1.85} \times D^{4.87}}$$

$$K' = \frac{0.1871169467}{D^{4.87}} \quad \text{(A.)} \quad \leftarrow$$

$$hf = K' \times Q^{1.85}, \text{ donde } Q = \text{Caudal de diseño}$$

$$hf = K' \times (19.33\text{Lts / seg.})^{1.85} \quad \text{(B.)}$$

De las fórmulas A y B, generaremos una tabla mostrada en el cuadro 2.55, en la cual se tienen las pérdidas por cada 1000m., y la velocidad que se produce:

$V = Q/A$
 $Q = VA$
 $V = Q/A = (1.487) \left(\frac{1.487}{a} \right)$

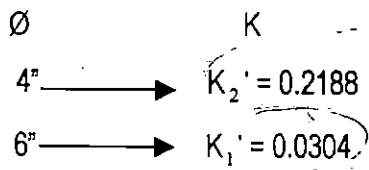
Cuadro 2.55

\varnothing (mm.)	$K \times 1000$	$hf = K \times Q^{1.85}$	V (m/seg)
101.6 4"	0.2188	52.43	2.38
152.4 6"	0.0304	7.27	1.05
203.2 8"	0.0075	1.79	0.60

Para nuestro problema, diseñaremos la Línea de Principal de Distribución, de tal manera que las tuberías empleadas nos proporcionen las pérdidas necesarias, para que la presión en el punto de entrada sea de 25 m, esto con el objetivo de tener una presión intermedia, que nos garantice las presiones requeridas por ANDA en todos los nudos que conforman la Red.

Como utilizaremos una presión de 25 m, es necesario perder 20.78 m. (lo que representa una pérdida de 8.658 m., por cada 1000m.), entonces tomaremos 20.78 como la carga estática.

Al observar el cuadro 2.55 nos damos cuenta que el valor de $hf = 8.658$ m se encuentra entre las tuberías de 4" (101.6 mm) y 6" (152.4 mm).



Ahora calcularemos las longitudes de las tuberías

$$LT = L_1 + L_2$$

$$L_2 = \left[\frac{1000(H_T)}{Q^{1.85}} - K_1 \times L_T \right] \times \left[\frac{1}{K_2 - K_1} \right]$$

Q bombeo →

$$= \left[\frac{1000(20.78)}{19.33^{1.85}} - 0.0304 \times 2400 \right] \times \left[\frac{1}{0.2188 - 0.0304} \right]$$

$$= 13.76 \times 5.308$$

$$L_2 = 73.06 \text{ m.}$$

$$L_1 = LT - L_2$$

$$L_1 = 2400 - 73.06 = \underline{\underline{2326.94 \text{ m.}}}$$

Verificación de la presión en el punto de entrada de la red.

Para ello hay que calcular las pérdidas que produce cada una de las tuberías seleccionadas:

$$\text{Pérdidas producidas por la tubería de 6" : } \frac{2326.94}{1000} \times 7.27 = 16.92 \text{ m.}$$

hp

$$\text{Pérdidas producidas por la tubería de 4" : } \frac{73.06}{1000} \times 52.43 = 3.83 \text{ m.}$$

Entonces las piezometricas al final de cada tubería son:

$$364.10 - 16.92 = 347.18 \text{ m}$$

$$347.18 - 3.83 = 343.35 \text{ m}$$

$$347.18$$

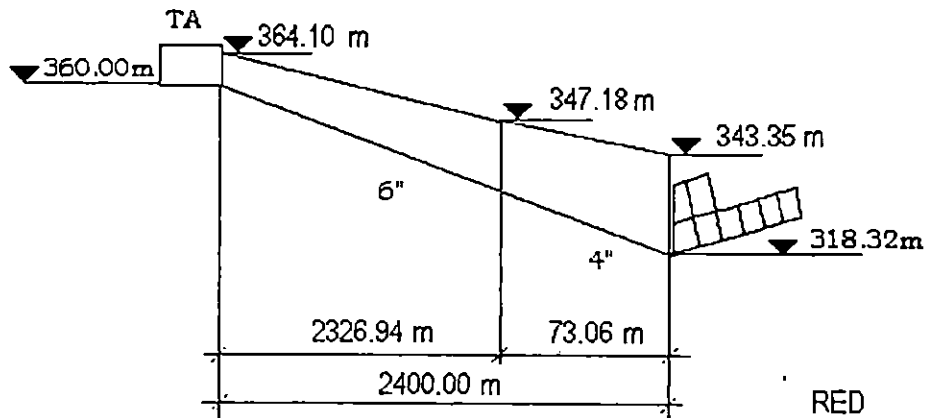


Fig. 2.80 Esquema del Sistema, entre el Tanque de Almacenamiento y La Red (Línea de Distribución Principal).

Entonces en la realidad la presión en la entrada de la red es de;

$$343.35 - 318.32 = 25.03 \text{ m.}$$

viii) **Diseño de la Red de Distribución**

El caudal de entrada es de 19.33 Lts./seg., y se realizara en el nudo 3.

Calculo de salida en los nudos, distribuiremos 7.33 Lts./seg., en todos los nudos (excepto el tres), y consideraremos 7.33 en el hidrante más alejado de la red.

Cálculo del factor de salida (K).

$$K = \frac{Q_{md}}{N^{\circ} \text{de Casas}}$$

$$K = \frac{7.33}{293} = 0.025017064$$

Cuadro 2.56

NUDO	N° DE CASAS	Q = K x N° DE CASAS
1	5	0.13
2	13	0.33
4	8	0.2
5	29	0.72
6	20	0.5
7	5	0.13
8	24	0.59
9	21	0.52
10	21	0.52
11	21	0.52
12	21	0.52
13	21	0.53
14	21	0.53
15	21	0.53
16	21	0.53
17	21	0.53
TOTAL	293	7.33

Con estos datos y los datos tomados del plano del complejo habitacional, como longitudes, diámetros, número de tuberías y nodos, así como la interconexión de cada uno de ellos, procedemos a la utilización del programa LOOP.

A continuación se muestran varias figuras con esquemas de la red, que contienen los datos (obtenidos del plano) necesarios para utilizar el programa LOOP.

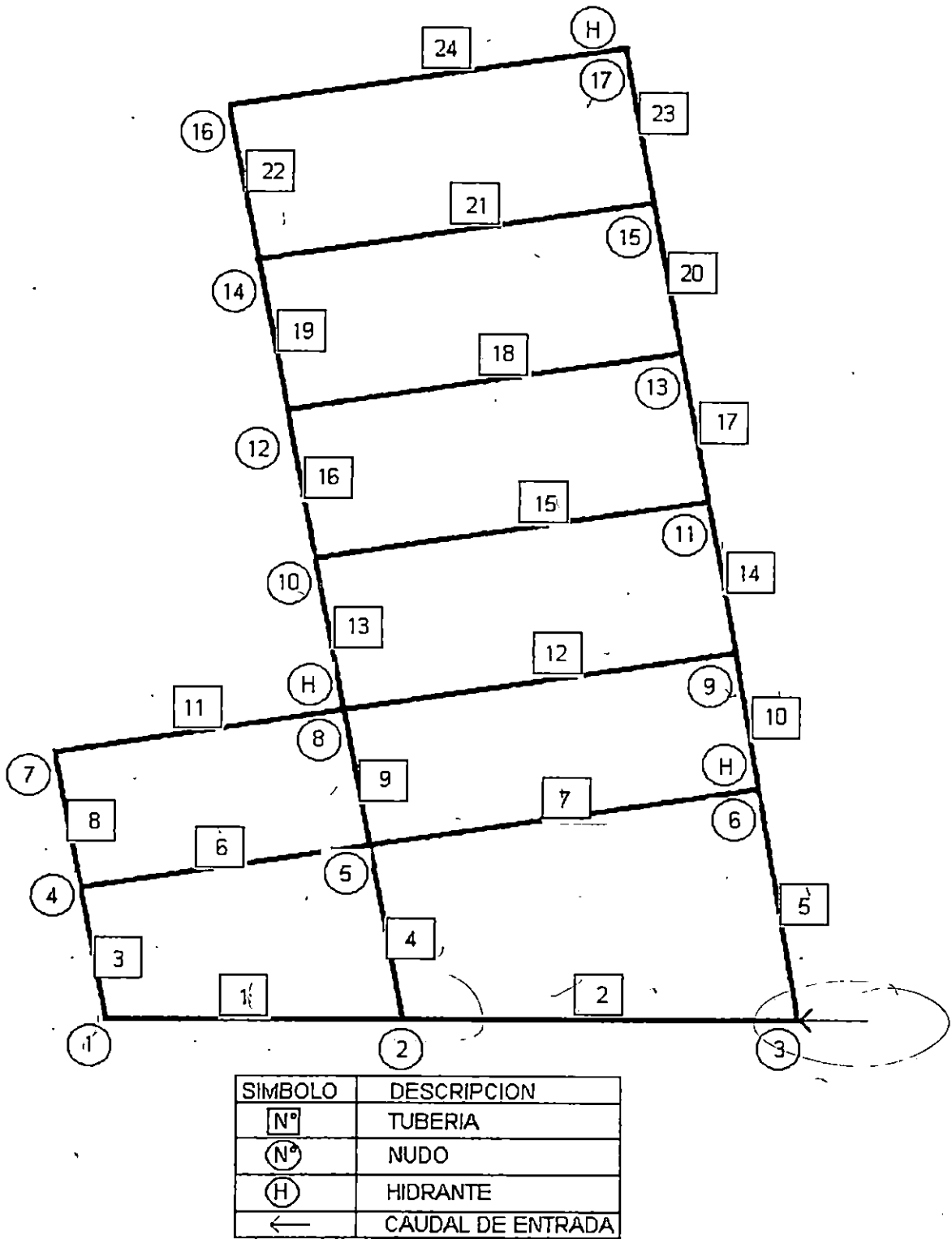


Fig. 2.82 Tuberías y Nudos que conforman La Red

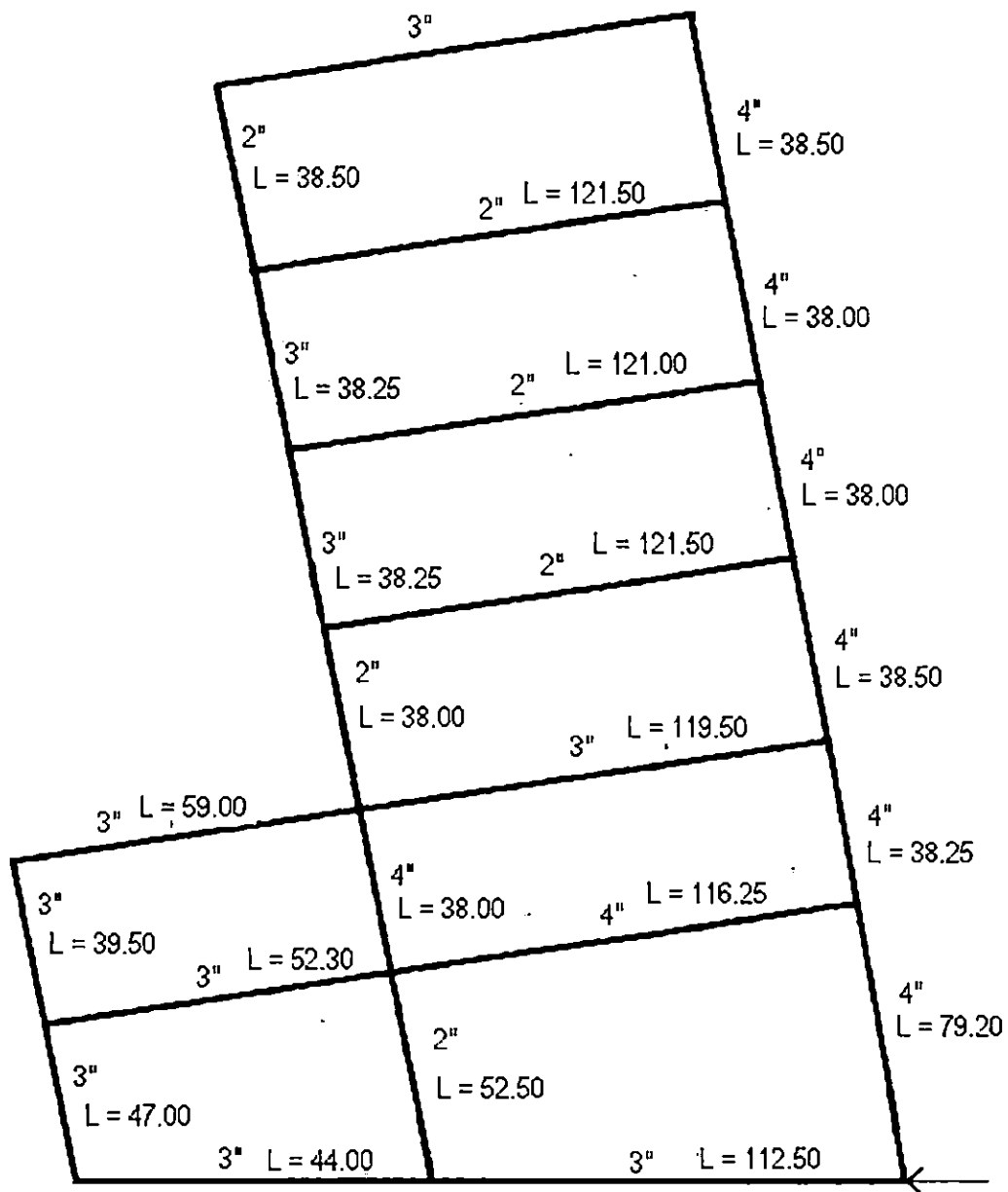


Fig. 2.83 Longitudes y diámetros de las tuberías que conforman La Red

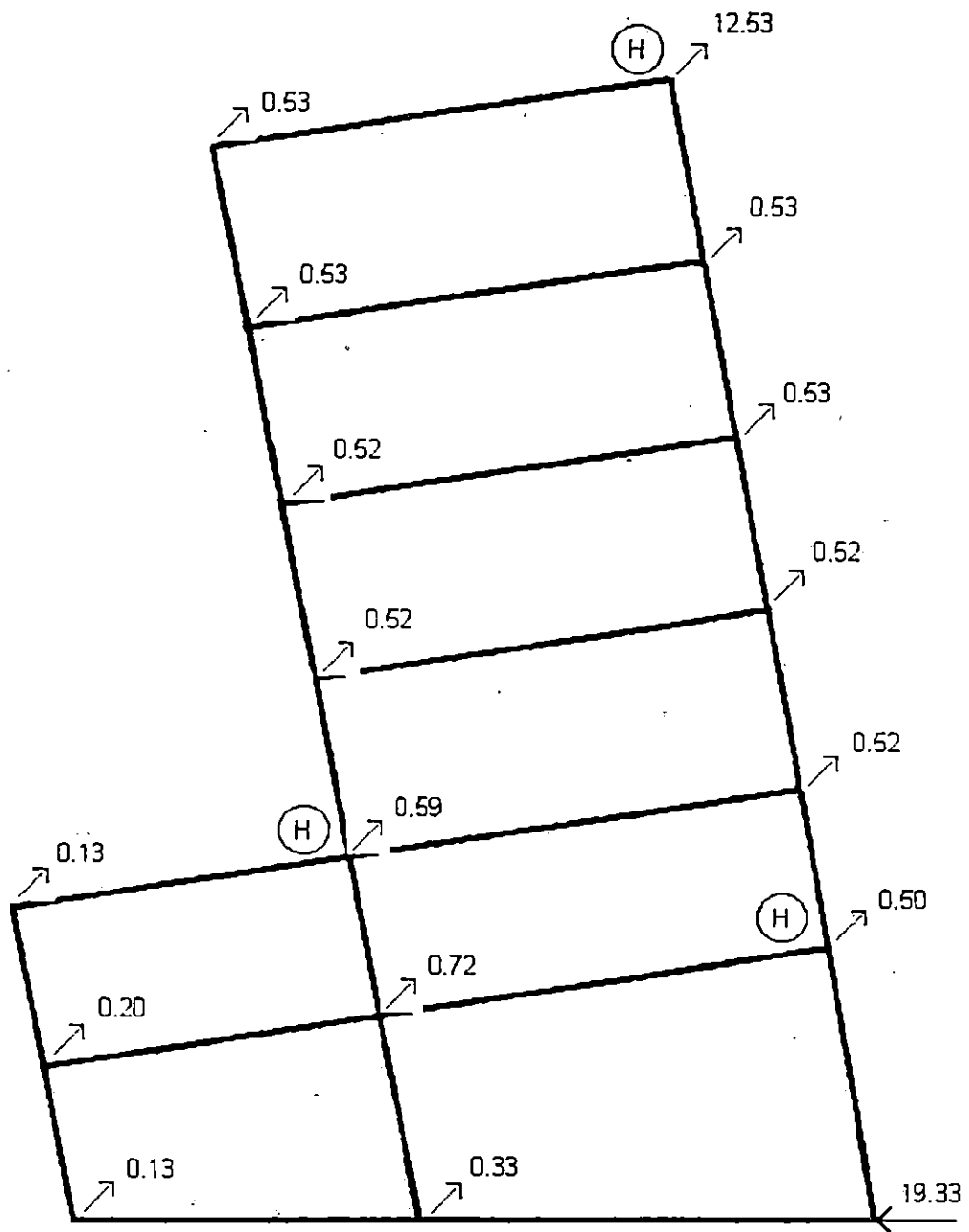


Fig. 2.84 Caudales de Entrada y Salida en los nudos, y posición de Hidrantes.

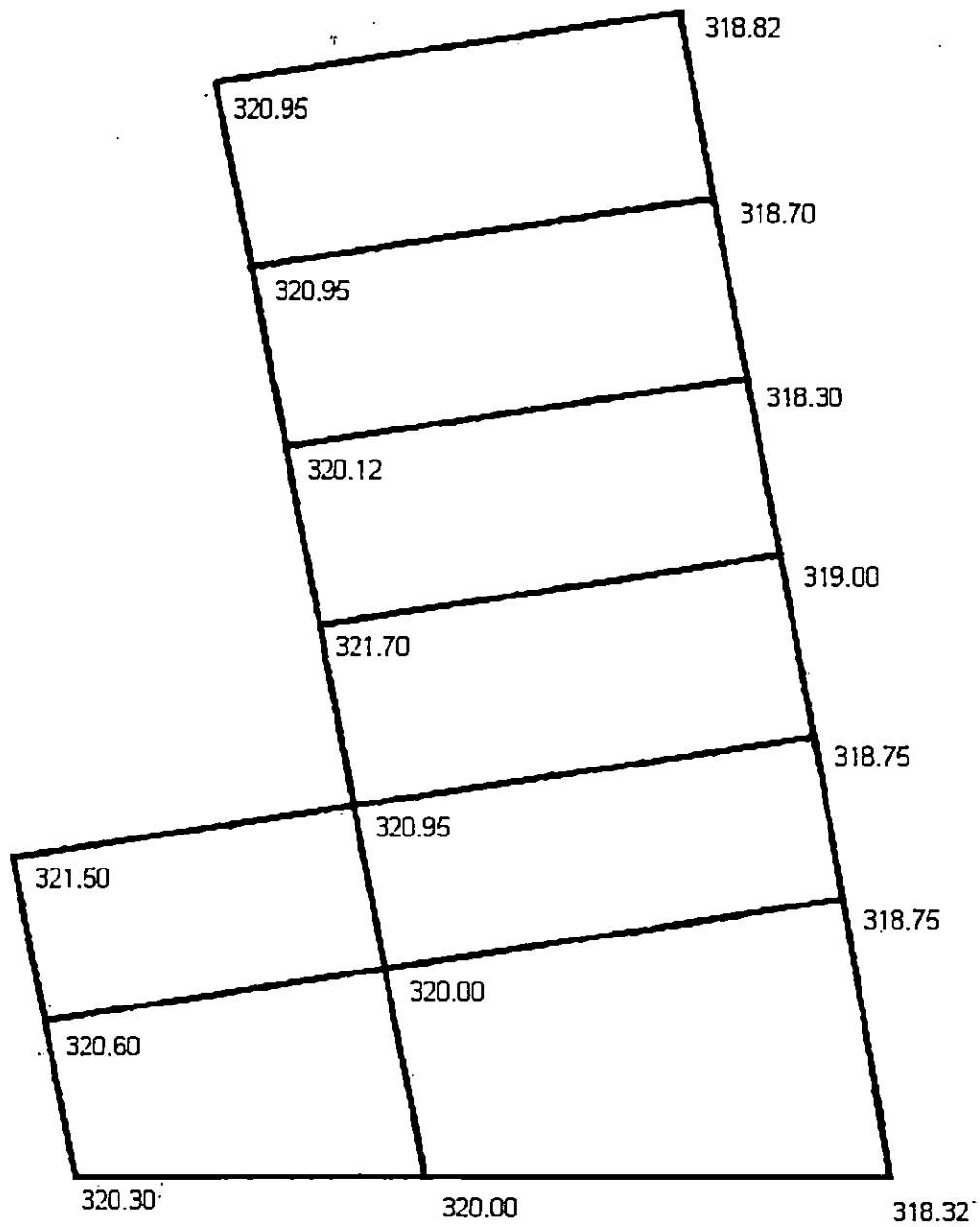


Fig. 2.85 Elevaciones de los Nudos de La Red

A continuación realizaremos un análisis de la red, con el caudal Máximo horario y con el caudal Mínimo horario, para determinar las presiones mínimas y máximas en cada uno de los nudos que conforman la red.

Al igual que el caudal coincidente, distribuiremos los caudales Máximo y Mínimo horarios en la red, y luego utilizaremos nuevamente, para ver el comportamiento de la red en ambos casos.

$$K = \frac{Q_{\text{máx h}}}{N^{\circ} \text{ de Casas}}$$

$$K = \frac{17.59}{293} = 0.0600341296$$

CUADRO 2.57

NUDO	N° DE CASAS	Q = K x N° DE CASAS
1	5	0.30
2	13	0.78
4	8	0.48
5	29	1.75
6	20	1.20
7	5	0.30
8	24	1.44
9	21	1.26
10	21	1.26
11	21	1.26
12	21	1.26
13	21	1.26
14	21	1.26
15	21	1.26
16	21	1.26
17	21	1.26
TOTAL	293	17.59

$$K = \frac{Q_{\text{mín}}}{\text{N}^{\circ} \text{de Casas}}$$

$$K = \frac{2.20}{293} = 0.00750853$$

CUADRO 2.58

NUDO	N° DE CASAS	Q = K x N° DE CASAS
1	5	0.04
2	13	0.10
4	8	0.06
5	29	0.22
6	20	0.15
7	5	0.04
8	24	0.17
9	21	0.16
10	21	0.16
11	21	0.16
12	21	0.16
13	21	0.15
14	21	0.16
15	21	0.16
16	21	0.16
17	21	0.15
TOTAL	293	2.20

En las siguientes páginas se muestran los datos de entrada del programa LOOP, y a continuación, se observan los resultados de los mismos, tanto para el caudal coincidente como para los caudales Máximo horario y Mínimo horario; estos dos últimos se análisis se realizan para verificar las pre4siones mínimas y máximas en la red respectivamente.

DATOS DE ENTRADA

CALCULO CON EL CAUDAL COINCIDENTE

TITULO
 NUMERO DE TRAMOS
 NUMERO DE NUDOS
 FACTOR PICO
 MAX PERDIDAS / Km.
 MAX DESBALANCE

24
 17
 1
 20
 0.010

Tramo N°	DE Nudo	A Nudo	Longitud (M)	Diámetro (mm)	HWC	Nudo N°	Caudal L/Seg	Elevación (M)	Piez. (M)
1	2	1	44.00	76	140	1	-0.13	320.30	
2	3	2	112.50	76	140	2	-0.33	320.00	
3	1	4	47.00	76	140	3R	19.33	318.32	343.35
4	2	5	52.50	50	140	4	-0.20	320.60	
5	3	6	79.20	102	140	5	-0.72	320.00	
6	4	5	52.30	76	140	6	-0.50	318.75	
7	6	5	116.25	102	140	7	-0.13	321.50	
8	4	7	39.50	76	140	8	-0.59	320.95	
9	5	8	38.00	102	140	9	-0.52	318.75	
10	6	9	38.25	102	140	10	-0.52	321.70	
11	7	8	59.00	76	140	11	-0.52	319.00	
12	8	9	119.50	76	140	12	-0.52	320.12	
13	8	10	38.00	50	140	13	-0.53	318.30	
14	9	11	38.50	102	140	14	-0.53	320.95	
15	11	10	121.50	50	140	15	-0.53	318.70	
16	10	12	38.25	76	140	16	-0.53	320.95	
17	11	13	38.00	102	140	17	-12.53	318.82	
18	13	12	121.00	50	140				
19	12	14	38.25	76	140				
20	13	15	38.00	102	140				
21	14	15	121.25	50	140				
22	14	16	38.50	50	140				
23	15	17	38.50	102	140				
24	16	17	119.50	76	140				

RESULTADOS

TITULO CALCULO CON EL CAUDAL COINCIDENTE

NUMERO DE TRAMOS 24
 NUMERO DE NUDOS 17
 FACTOR PICO 1
 MAX PERDIDAS / Km. 20
 MAX DESBALANCE 0.010

Tramo N°	DE Nudo	A Nudo	Longitud (M)	Diámetro (mm)	HWC	Caudal L/Seg	Velocidad M/Seg	Perdidas (M / Km.)	Perdidas (M)
1	2	1	44.00	76	140	3.07	0.68	7.24	0.32
2	3	2	112.50	76	140	4.81	1.06	16.59	1.87
3	1	4	47.00	76	140	2.94	0.65	6.68	0.31
4	2	5	52.50	50	140	1.41	0.72	13.15	0.69
5	3	6	79.20	102	140	14.52	1.78	30.50 HI	2.42
6	4	5	52.30	76	140	1.16	0.26LO	1.20	0.06
7	6	5	116.25	102	140	2.55	0.31	1.22	0.14
8	4	7	39.50	76	140	1.58	0.35	2.12	0.08
9	5	8	38.00	102	140	4.40	0.54	3.35	0.13
10	6	9	38.25	102	140	11.47	1.40	19.73	0.75
11	7	8	59.00	76	140	1.45	0.32	1.81	0.11
12	8	9	119.50	76	140	2.25	0.50	4.06	0.49
13	8	10	38.00	50	140	3.01	1.53	53.49 HI	2.03
14	9	11	38.50	102	140	13.20	1.62	25.58 HI	0.98
15	11	10	121.50	50	140	0.80	0.41	4.64	0.56
16	10	12	38.25	76	140	3.29	0.73	8.22	0.31
17	11	13	38.00	102	140	11.88	1.45	21.04 HI	0.80
18	13	12	121.00	50	140	0.28	0.14LO	0.65	0.08
19	12	14	38.25	76	140	3.05	0.67	7.13	0.27
20	13	15	38.00	102	140	11.07	1.35	18.47	0.70
21	14	15	121.25	50	140	0.62	0.32	2.89	0.35
22	14	16	38.50	50	140	1.90	0.97	22.81 HI	0.88
23	15	17	38.50	102	140	11.16	1.37	18.76	0.72
24	16	17	119.50	76	140	1.37	0.30	1.62	0.19

NUDO N°	CAUDAL L/Seg	ELEVACION (M)	PIEZOMETRICA (M)	PRESION (M)
1	-0.13	320.30	341.16	20.86
2	-0.33	320.00	341.18	21.48
3	R 19.33	318.32	343.35	0.00
4	-0.20	320.60	340.85	20.25
5	-0.72	320.00	340.79	20.79
6	-0.50	318.75	340.93	22.18
7	-0.13	321.50	340.77	19.27
8	-0.59	320.95	340.67	19.72
9	-0.52	318.75	340.18	21.43
10	-0.52	321.70	338.63	16.93
11	-0.52	319.00	339.20	20.20
12	-0.52	320.12	338.32	18.20
13	-0.53	318.30	338.40	20.10
14	-0.53	320.95	338.05	17.10
15	-0.53	318.70	337.69	18.99
16	-0.53	320.95	337.17	16.22
17	-12.53	318.82	336.97	18.15

DATOS DE ENTRADA

TITULO	CALCULO CON EL CAUDAL MAXIMO HORARIO
NUMERO DE TRAMOS	24
NUMERO DE NUDOS	17
FACTOR PICO	1
MAX PERDIDAS / Km.	20
MAX DESBALANCE	0.010

Tramo	DE	A	Longitud	Diámetro	HWC	Nudo	Caudal	Elevación	Piez.
N°	Nudo	Nudo	(M)	(mm)		N°	L/Seg	(M)	(M)
1	2	1	44.00	76	140				
2	3	2	112.50	76	140	1	-0.30	320.30	
3	1	4	47.00	76	140	2	-0.78	320.00	
4	2	5	52.50	50	140	3R	17.58	318.32	343.35
5	3	6	79.20	102	140	4	-0.48	320.60	
6	4	5	52.30	76	140	5	-1.74	320.00	
7	6	5	116.25	102	140	6	-1.20	318.75	
8	4	7	39.50	76	140	7	-0.30	321.50	
9	5	8	38.00	102	140	8	-1.44	320.95	
10	6	9	38.25	102	140	9	-1.26	318.75	
11	7	8	59.00	76	140	10	-1.26	321.70	
12	8	9	119.50	76	140	11	-1.26	319.00	
13	8	10	38.00	50	140	12	-1.26	320.12	
14	9	11	38.50	102	140	13	-1.26	318.30	
15	11	10	121.50	50	140	14	-1.26	320.95	
16	10	12	38.25	76	140	15	-1.26	318.70	
17	11	13	38.00	102	140	16	-1.26	320.95	
18	13	12	121.00	50	140	17	-1.26	318.82	
19	12	14	38.25	76	140				
20	13	15	38.00	102	140				
21	14	15	121.25	50	140				
22	14	16	38.50	50	140				
23	15	17	38.50	102	140				
24	16	17	119.50	76	140				

RESULTADOS

TITULO	CALCULO CON EL CAUDAL MAXIMO HORARIO
NUMERO DE TRAMOS	24
NUMERO DE NUDOS	17
FACTOR PICO	1
MAX PERDIDAS / Km.	20
MAX DESBALANCE	0.010

Tramo	DE	A	Longitud	Diámetro	HWC	Caudal	Velocidad	Perdidas	
N°	Nudo	Nudo	(M)	(mm)		L/Seg	M/Seg	(M / Km.)	(M)
1	2	1	44.00	76	140	2.68	0.59	5.60	0.25
2	3	2	112.50	76	140	4.61	1.02	15.33 HI	1.72
3	1	4	47.00	76	140	2.38	0.52	4.50	0.21
4	2	5	52.50	50	140	1.16	0.59	9.11	0.48
5	3	6	79.20	102	140	12.97	1.59	24.75 HI	1.96
6	4	5	52.30	76	140	0.65	0.14LO	0.40	0.02
7	6	5	116.25	102	140	3.40	0.42	2.08	0.24
8	4	7	39.50	76	140	1.25	0.28LO	1.37	0.05
9	5	8	38.00	102	140	3.46	0.42	2.15	0.08
10	6	9	38.25	102	140	8.37	1.02	11.01 HI	0.42
11	7	8	59.00	76	140	0.95	0.21LO	0.83	0.05
12	8	9	119.50	76	140	0.95	0.21LO	0.82	0.10
13	8	10	38.00	50	140	2.02	1.03	25.62 HI	0.97
14	9	11	38.50	102	140	8.06	0.99	10.27 HI	0.40
15	11	10	121.50	50	140	0.73	0.37	3.88	0.47
16	10	12	38.25	76	140	1.49	0.33	1.90	0.07
17	11	13	38.00	102	140	6.07	0.74	6.08	0.23
18	13	12	121.00	50	140	0.58	0.79LO	2.53	0.31
19	12	14	38.25	76	140	0.81	0.18LO	0.61	0.02
20	13	15	38.00	102	140	4.23	0.52	3.12	0.12
21	14	15	121.25	50	140	0.47	0.24LO	1.71	0.21
22	14	16	38.50	50	140	0.02	0.01LO	0.00	0.00
23	15	17	38.50	102	140	2.50	0.31	1.18	0.05
24	16	17	119.50	76	140	1.24	0.27LO	1.35	0.16

NUDO Nº	CAUDAL L/Seg	ELEVACION (M)	PIEZOMETRICA (M)	PRESION (M)
1	-0.13	320.30	341.38	21.08
2	-0.33	320.00	341.63	21.63
3	R 19.33	318.32	343.35	25.03
4	-0.20	320.60	341.17	20.57
5	-0.72	320.00	341.15	21.15
6	-0.50	318.75	341.19	22.64
7	-0.13	321.50	341.11	19.61
8	-0.59	320.95	341.07	20.12
9	-0.52	318.75	340.97	22.22
10	-0.52	321.70	340.09	18.39
11	-0.52	319.00	340.57	21.57
12	-0.52	320.12	340.02	19.90
13	-0.53	318.30	340.34	22.04
14	-0.53	320.95	340.00	19.05
15	-0.53	318.70	340.22	21.52
16	-0.53	320.95	340.00	19.05
17	-12.53	318.82	340.18	21.36

DATOS DE ENTRADA

TITULO	CALCULO CON EL CAUDAL MINIMO HORARIO
NUMERO DE TRAMOS	24
NUMERO DE NUDOS	17
FACTOR PICO	1
MAX PERDIDAS / Km.	20
MAX DESBALANCE	0.010

Tramo	DE	A	Longitud	Diámetro	HWC	Nudo	Caudal	Elevación	Piez.
N°	Nudo	Nudo	(M)	(mm)		N°	L/Seg	(M)	(M)
1	2	1	44.00	76	140				
2	3	2	112.50	76	140	1	-0.04	320.30	
3	1	4	47.00	76	140	2	-0.10	320.00	
4	2	5	52.50	50	140	3R	2.23	318.32	343.35
5	3	6	79.20	102	140	4	-0.06	320.60	
6	4	5	52.30	76	140	5	-0.22	320.00	
7	6	5	116.25	102	140	6	-0.15	318.75	
8	4	7	39.50	76	140	7	-0.04	321.50	
9	5	8	38.00	102	140	8	-0.18	320.95	
10	6	9	38.25	102	140	9	-0.16	318.75	
11	7	8	59.00	76	140	10	-0.16	321.70	
12	8	9	119.50	76	140	11	-0.16	319.00	
13	8	10	38.00	50	140	12	-0.16	320.12	
14	9	11	38.50	102	140	13	-0.16	318.30	
15	11	10	121.50	50	140	14	-0.16	320.95	
16	10	12	38.25	76	140	15	-0.16	318.70	
17	11	13	38.00	102	140	16	-0.16	320.95	
18	13	12	121.00	50	140	17	-0.16	318.82	
19	12	14	38.25	76	140				
20	13	15	38.00	102	140				
21	14	15	121.25	50	140				
22	14	16	38.50	50	140				
23	15	17	38.50	102	140				
24	16	17	119.50	76	140				

RESULTADOS

TITULO	CALCULO CON EL CAUDAL MINIMO HORARIO
NUMERO DE TRAMOS	24
NUMERO DE NUDOS	17
FACTOR PICO	1
MAX PERDIDAS / Km.	20
MAX DESBALANCE	0.010

Tramo	DE	A	Longitud	Diámetro	HWC	Caudal	Velocidad	Perdidas	
N°	Nudo	Nudo	(M)	(mm)		L/Seg	M/Seg	(M / Km.)	(M)
1	2	1	44.00	76	140	0.34	0.08LO	0.13	0.01
2	3	2	112.50	76	140	0.59	0.13LO	0.34	0.04
3	1	4	47.00	76	140	0.30	0.07LO	0.10	0.00
4	2	5	52.50	50	140	0.14	0.07LO	0.19	0.01
5	3	6	79.20	102	140	1.64	0.20LO	0.54	0.04
6	4	5	52.30	76	140	0.08	0.02LO	0.01	0.00
7	6	5	116.25	102	140	0.44	0.05LO	0.05	0.01
8	4	7	39.50	76	140	0.16	0.04LO	0.03	0.00
9	5	8	38.00	102	140	0.45	0.05LO	0.05	0.00
10	6	9	38.25	102	140	1.05	0.13LO	0.24	0.01
11	7	8	59.00	76	140	0.12	0.03LO	0.02	0.00
12	8	9	119.50	76	140	0.12	0.03LO	0.02	0.00
13	8	10	38.00	50	140	0.27	0.14LO	0.62	0.02
14	9	11	38.50	102	140	1.01	0.12LO	0.22	0.01
15	11	10	121.50	50	140	0.10	0.05LO	0.09	0.01
16	10	12	38.25	76	140	0.21	0.05LO	0.05	0.00
17	11	13	38.00	102	140	0.75	0.09LO	0.13	0.00
18	13	12	121.00	50	140	0.07	0.04LO	0.05	0.01
19	12	14	38.25	76	140	0.12	0.03LO	0.02	0.00
20	13	15	38.00	102	140	0.52	0.06LO	0.06	0.00
21	14	15	121.25	50	140	0.05	0.03LO	0.03	0.00
22	14	16	38.50	50	140	0.01	0.01LO	0.00	0.00
23	15	17	38.50	102	140	0.31	0.04LO	0.02	0.00
24	16	17	119.50	76	140	0.15	0.03LO	0.03	0.00

CAPITULO III

ALCANTARILLADO DE

AGUAS NEGRAS

III. ALCANTARILLADO DE AGUAS NEGRAS

3.1 DESARROLLO HISTORICO DE LOS SISTEMAS DE DRENAJE DE AGUAS NEGRAS

En algunas ciudades antiguas como la ciudad de Asiria (Mesopotamia), se han encontrado restos de alcantarillas sanitarias. Romá también tuvo alcantarillas, pero estas fueron construidas para evacuar las aguas lluvias de las ciudades. En ese tiempo existía la costumbre de depositar toda clase de residuos en las calles, lo que provocaba que las aguas lluvias transportaran toda clase de desechos que se encontraban a su paso. También existían albañales para recoger el agua lluvia, pero estos no estaban destinados a coleccionar las aguas domésticas. En Europa, específicamente en Inglaterra, en 1850 fue prohibida la descarga de residuos domésticos en las alcantarillas.

Con el tiempo se observó, que el uso de las cloacas (para llevar fuera de casa los excrementos humanos) contribuía al mejoramiento de las condiciones sanitarias de los pueblos. El resultado fue el uso de los drenajes combinados, llamados así, por conducir tanto aguas pluviales como negras, y las primeras obras de las ciudades siguió este esquema.

Pero la disposición de las alcantarillas no solucionó por completo el problema de la evacuación de los desechos. Estos materiales eran descargados en las corrientes de agua donde se descomponían dando origen a incomodidades y peligros que afectaban los poblados cercanos a estas corrientes. Muchas ciudades, por tanto, consideraron pronto que era necesario tratar las aguas negras antes de evacuarlas.

Sin embargo el control definitivo de la calidad de las aguas que se vierten a las corrientes es de origen reciente. Se inicia en Europa, con el crecimiento de los poblados industriales surgidos como el resultado de la revolución industrial en el siglo XIX. Los descubrimientos científicos de este siglo dieron paso a la creación de industrias centralizadas a cuyo alrededor se asentó la gente de busca de empleo. Pero la falta de organización en la comunidad, provocó que

estas fueran golpeadas continuamente con pestes y epidemias, causando grandes estragos en la población.

3.2 CONCEPTOS

Aguas residuales

Son las aguas provenientes de las poblaciones, las cuales han sido contaminadas por diversos usos, ya sea por la utilización en viviendas, instituciones públicas y privadas, establecimientos comerciales e industriales, etc. Están compuestas principalmente por aguas de desecho doméstico y en forma secundaria por aguas provenientes de industrias u otros fines similares, a estas hay que agregarles las aguas producidas por la infiltración.

Aguas residuales domésticas

Estas se producen por diferentes usos del agua en las viviendas, instituciones públicas y privadas, establecimientos comerciales e industriales, etc. Las aguas residuales domésticas son conocidas comúnmente como aguas negras.

Aguas residuales industriales

Se deben a las aguas empleadas en los procesos industriales, como por ejemplo en fábricas de diferentes indoles, ingenios, beneficios, lavanderías, etc.

Aguas de infiltración

Son las aguas que penetran a las tuberías, ya sea por el material de los mismos o en las uniones entre cada tubo o debido a las grietas que se puedan producir en los mismos por diversos factores.

3.3 CALCULO DE CAUDALES DE DISEÑO.

Fair, Geyer y Okun mencionan que del 60 – 70 % del agua total abastecida se convierte en aguas residuales. Las normas de diseño de ANDA, mencionan que el caudal de diseño para aguas negras tendrá como base el consumo máximo horario total determinado para el abastecimiento de agua potable. Se considera que sólo el 80 % del consumo máximo total horario correrá por la alcantarilla, junto con el caudal provocado por infiltración a lo largo de la tubería y cuyo valor será de 0.2 litros/segundos/hectárea para tubería de cemento y 0.1 litros/segundos/hectárea para tubería de PVC, debiéndose afectar el caudal resultante por un factor de seguridad que está en base al diámetro de la tubería utilizada. Estos factores se muestran en el cuadro 3.1.

Cuadro 3.1: Factor de seguridad que afecta los caudales, de acuerdo al diámetro de la tubería a utilizar.

Diámetro de la tubería en pulgadas	Factor de seguridad
8	2.00
10	2.00
12	2.00
15	1.80
18	1.60
24	1.50
30	1.45
36	1.40
42	1.35
48	1.30

Datos tomados de las normas de ANDA numeral cuatro parte segunda.

3.4 COMPONENTES DEL SISTEMA DE AGUAS NEGRAS.

Se define como sistema de alcantarillado, el conjunto de las obras e instalaciones destinadas a propiciar la recogida, evacuación, (Depuración cuando sea necesaria) y disposición final desde el punto de vista sanitario de las aguas servidas de una comunidad.

3.4.1 Componentes principales de los sistemas de alcantarillas.

Los sistemas básicamente están compuestos por los siguientes elementos:

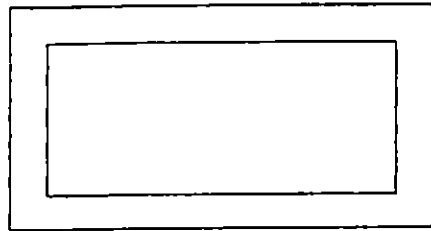
- a) Alcantarillas o colectores
- b) Pozos de Registro o de inspección.
- c) Cajas de Registro

a) **Alcantarilla o Colectores**: Son conductos generalmente cerrados, los cuales conforman la red y evacuan las Aguas Negras, vertiendo su contenido a algún sistema de depuración o tratamiento de las mismas; o hacia un cuerpo receptor, al hablar de alcantarillas generalmente nos referimos a las tuberías.

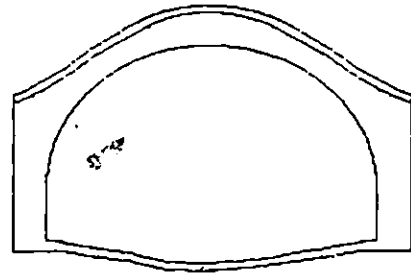
Secciones Transversales de las Alcantarillas

Generalmente las secciones transversales de las alcantarillas de pequeñas dimensiones (generalmente en el orden de 1.50 m como máximo de diámetro) son prefabricadas y de forma circular debido a que proporcionan cualidades hidráulicas excelentes y los materiales a utilizar en su fabricación pueden ser PVC, arena-cemento, concreto reforzado o hierro fundido dúctil. Anteriormente se utilizaban secciones transversales de forma oval, por la ventaja de proporcionar una velocidad adecuada de circulación de las aguas con caudales bajos velocidades que son ligeramente mayores que para los tubos de sección circular de igual capacidad. La desventaja de las alcantarillas ovaladas se debe a la inestabilidad que pueden presentar, debido a que el extremo más estrecho del óvalo queda en la parte inferior.

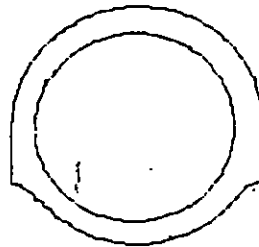
Cuando se construyen alcantarillas de grandes dimensiones estas se fabrican "in situ", con diferentes secciones transversales como: Herraduras y rectangulares, Semi-elípticas, oval invertida (Louisville); inclusive las mismas circulares, como se muestran en la figura 3.1.



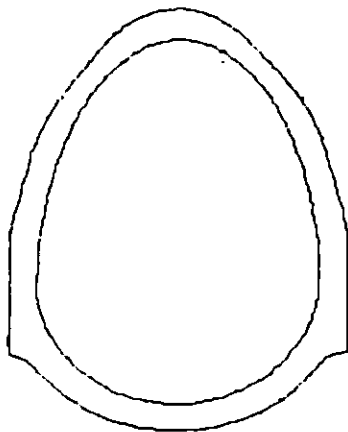
Rectangular (Omaha)



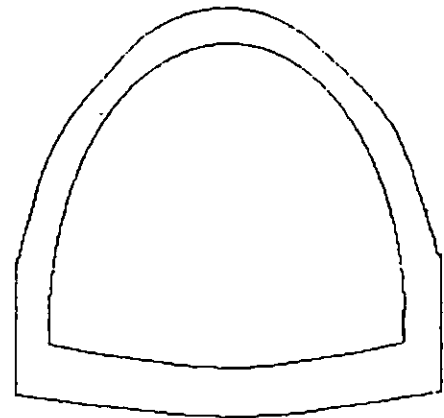
En herradura (Dallas)



Circular



Oval Invertida (Louisville)



Semi-elíptica (Tulsa)

Figura 3.1 Diferentes secciones de alcantarillas de grandes dimensiones.

Las alcantarillas de acuerdo a su importancia pueden ser clasificadas de la siguiente manera:

Alcantarilla o colector domiciliario: Son las tuberías que conducen las aguas residuales desde el interior de las edificaciones hacia otro colector (que en algunas ocasiones suele ser el secundario)

Alcantarilla o colector secundario (colector de alcantarillas): Son las tuberías que reciben los afluentes de los colectores domiciliarios.

Alcantarilla o colector principal o troncal: Tuberías de grandes dimensiones que reciben los afluentes de los colectores secundarios.

Las alcantarillas de aguas negras van ubicadas al sur en las calles; y al poniente en las avenidas

- b) **Pozos de registro ó de inspección:** Denominados en nuestro medio como pozos de visita, estos elementos se colocan en puntos convenientes de la alcantarilla, donde se tengan cambios de planimetría o altimetría, cambios de diámetros, etc. Su importancia se debe a que permiten el control de las conducciones, y el análisis de las aguas residuales (inspección), reparaciones y limpiezas.

Cuando las alcantarillas son grandes, de 1.50 m, o más, puede entrarse directamente a ellas, por lo que se emplean pocos pozos de registro.

Estos pozos se construyen sobre las tuberías, a cuyo interior (del pozo) se tiene acceso por la parte superior en la calle. Su forma es cilíndrica en la parte inferior y troncocónica en la parte superior, lo suficientemente amplias para permitir el acceso y la maniobra de un hombre en su interior. En el interior de estos se colocan peldaños de hierro que son

empotrados en sus paredes para permitir el descenso y el ascenso al personal encargado de las operaciones y el mantenimiento del sistema de alcantarillado.

Los materiales con los cuales se puede construir la cimentación del pozo puede ser mampostería de piedra o concreto.

Si la diferencia de nivel entre las plantillas de la tubería de entrada y la tubería de salida es mayor de 1.0 mt., debe incluirse en el pozo un dispositivo de caída como se muestra en la figura 3.2.; dicho dispositivo en nuestro medio recibe el nombre de Caja de Sostén. El objetivo de esta estructura es proteger al personal que entra al pozo.

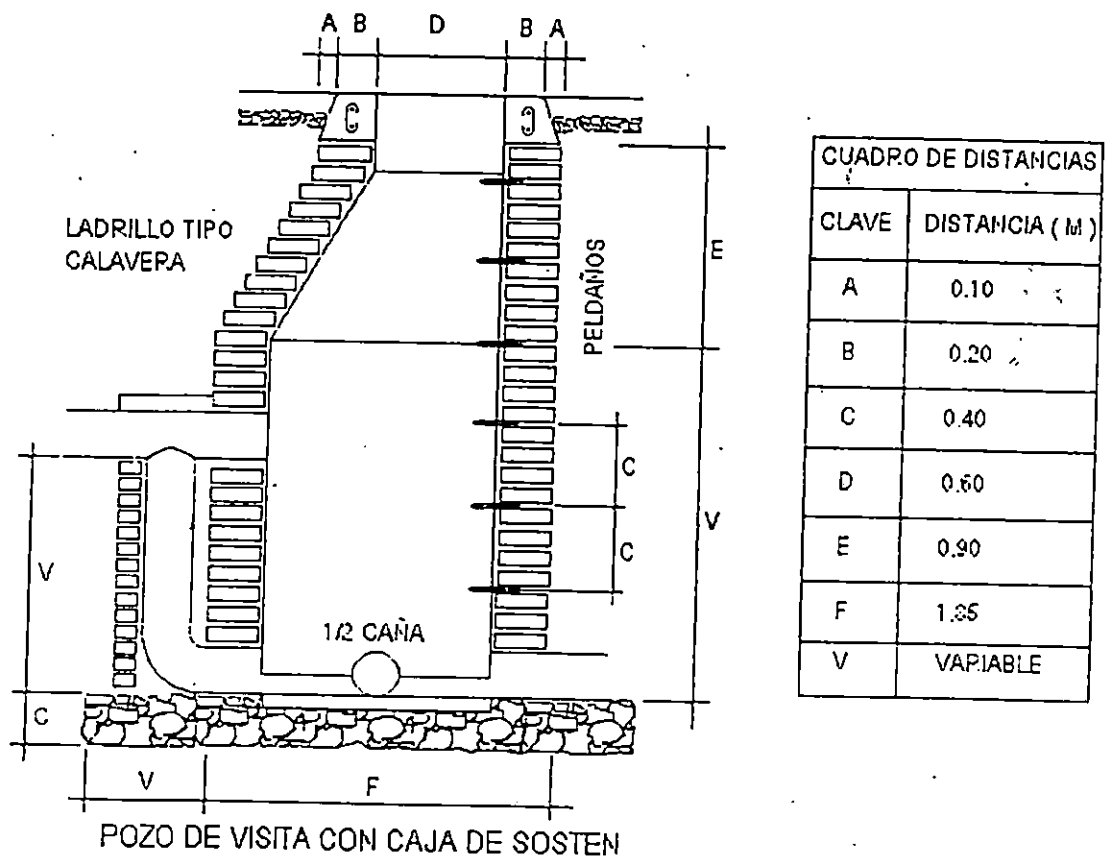


Figura 3.2 Pozo de Registro o de Visita con Caja de Sostén

- c) **Cajas de registro:** Son estructuras que conectan a las tuberías que evacúan a las Aguas Negras del interior de las edificaciones y los colectores secundarios o laterales de la red.

3.5 DISEÑO DE ELEMENTOS DE UN SISTEMA: DISEÑO DE ALCANTARILLAS LLENAS Y PARCIALMENTE LLENAS.

El flujo del líquido en una tubería puede ser con superficie libre o bajo presión, lo que depende de si la conducción fluye llena o no. Para un flujo con superficie libre en tubería deberá existir una superficie del líquido sometida a presión atmosférica.

En términos generales, las alcantarillas se proyectan esperando que fluyan llenas. Por tanto, debe destacarse que la condición normal del flujo en la alcantarilla es la de un canal con una superficie de agua libre en contacto con el aire. Cuando las alcantarillas van llenas lo hacen generalmente a poca presión, excepto en el caso de tuberías forzadas y sifones invertidos.

Los principales factores que afectan al flujo de aguas residuales son :

1. Pendiente
2. Área de la sección transversal
3. Rugosidad de la superficie interior del conducto
4. Condiciones del flujo, por ejemplo lleno, parcialmente lleno, permanente, variado.
5. Presencia o ausencia de obstrucciones, curvas, etc.
6. Naturaleza, peso específico, y viscosidad del líquido

Para elaborar el diseño de las alcantarillas (tuberías) debe tomarse en cuenta el perfil de las mismas, ya que este coincidirá con la superficie del agua, por lo que se considera que el perfil

de la superficie del agua sea paralelo a la solera de la alcantarilla. La pendiente o gradiente de la tubería es la caída de la misma por unidad de longitud y se expresa en términos de porcentajes.

De acuerdo a la pendiente de la tubería así se afectará la velocidad del flujo en la misma. El numeral 8 de las normas de ANDA, parte segunda, establece que la pendiente mínima al inicio del tramo no debe ser menor del 1%. En casos que se justifiquen adecuadamente se aceptan pendientes mínimas del 0.5 % siempre y cuando el material de la tubería empleada sea PVC y el tramo no sea inicial.

Otro aspecto de suma importancia es la velocidad con la que el flujo correrá por la alcantarilla, ya que recordemos que esta lo hace por medio de la gravedad. Lo que se pretende obtener en el diseño con una velocidad adecuada es evitar que los desechos sólidos se sedimenten ya que esto modificaría el perfil hidráulico. La pendiente mínima debe ser capaz de generar en el flujo la velocidad mínima que evite la sedimentación, si la topografía del terreno lo permite se pueden aumentar las pendientes. Algunos textos recomiendan utilizar velocidades no menores de 0.60 m / seg., y no mayores de 2.40 m / seg.; en nuestro país el numeral seis de las normas de ANDA establece que la velocidad mínima real en los colectores primarios y secundarios será de 0.50 m /seg., a caudal de diseño durante el primer año de funcionamiento.

En el caso de la velocidad máxima esta varía de acuerdo al material del tubo de la siguiente manera mostrada en el cuadro 3.2 :

Cuadro 3.2 Velocidades máximas en las alcantarillas de acuerdo al material empleado en las mismas

TUBERÍA	VELOCIDAD MAXIMA (m/ seg.)
PVC	5.0
HIERRO	4.0
TUBERIA DE CONCRETO	3.0

Datos tomados de las normas de ANDA numeral cuatro parte segunda.

La norma deja abierta la posibilidad de trabajar con velocidades mayores al diseñar a caudal real, utilizando PVC, o materiales similares

3.5.1 Diseño de alcantarillas llenas

Las fórmulas utilizadas en el cálculo de flujo uniforme, representan el cambio que se produce al transformarse la energía potencial de la altura de caída disponible en energía cinética a una velocidad tal que venza las fuerzas de rozamiento.

Entre las expresiones que se tienen en forma práctica para cálculo de flujo, la ecuación de Manning para flujo uniforme y permanente es la que se utiliza con más frecuencia por su facilidad de aplicación:

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

Donde: V = Velocidad a tubo lleno en m/s.

n = Coeficiente de Manning.

R_H = Radio Hidráulico en mts. (Para tubería que trabaja llena $R_H = D/4$)

S = Pendiente de la tubería.

Para conocer las velocidades en tuberías llenas se utilizan nomogramas, que resuelven la fórmula de Manning, considerando diversos caudales y diámetros de tuberías, estos nomogramas son llamados también ábacos, los cuales difieren de acuerdo al coeficiente de rugosidad, n utilizado.

$$Q = A \times V \quad (\text{continuidad})$$

Para emplear estos nomogramas se debe conocer algunos datos de la alcantarilla a diseñar. Generalmente estos datos son:

- a) El caudal que se transportará.
- b) La pendiente de la tubería o el diámetro.

De manera análoga al conocer dos datos que figuren en el nomograma, puede conocerse los otros dos datos. Si al realizar un cálculo en el cual se necesita conocer el diámetro, se obtiene un valor que no corresponde a uno comercial, se tomará el diámetro inmediato superior. En la figura 3.4 se muestra un nomograma con un coeficiente de rugosidad igual a 0.015.

Existe otro tipo de nomograma, en el cual se emplea el radio hidráulico y puede ser utilizado para diferentes valores de n , este se muestra en la figura 3.3. En el ejemplo 11 se muestra como se utiliza.

A continuación se muestran algunos valores medios de n empleados en las fórmulas de Kutter y Manning, que pueden ser utilizados en tuberías.

Cuadro 3.3 Algunos valores de n empleados en tuberías

Material de la tubería	n
Cemento muy pulido, madera muy bien cepillada	0.010
Madera cepillada	0.012
Tubería bien vitrificada, buena mampostería, tuberías de concreto ordinario, madera sin cepillar	0.013
Tubería de arcilla, de arcilla ordinaria y tubería de fundición ordinaria, cemento con pulido ordinario	0.015

Fuente: Mecánica de los Fluidos e Hidráulica, serie Schaum

Cuadro 3.3 Valores recomendados por ANDA en el numeral 5 de la parte II

Material	n
Cemento arena ó concreto	0.015
PVC	0.011

3.5.2 Diseño de Alcantarillas parcialmente llenas

A menudo es necesario determinar la velocidad y profundidad de las aguas residuales en tubos que se encuentran parcialmente llenos. Para ello se utiliza una gráfica conocida como la curva del banano, la cual permite obtener cálculos rápidos de las características hidráulicas que tienen las alcantarillas que trabajan parcialmente llenas y que son de forma circular. En la figura 3.5 se muestra la gráfica del banano.

Para emplear la gráfica del banano, es necesario primero conocer las condiciones que se producen cuando la alcantarilla está llena, y con ello se calculan las relaciones entre dos datos conocidos.

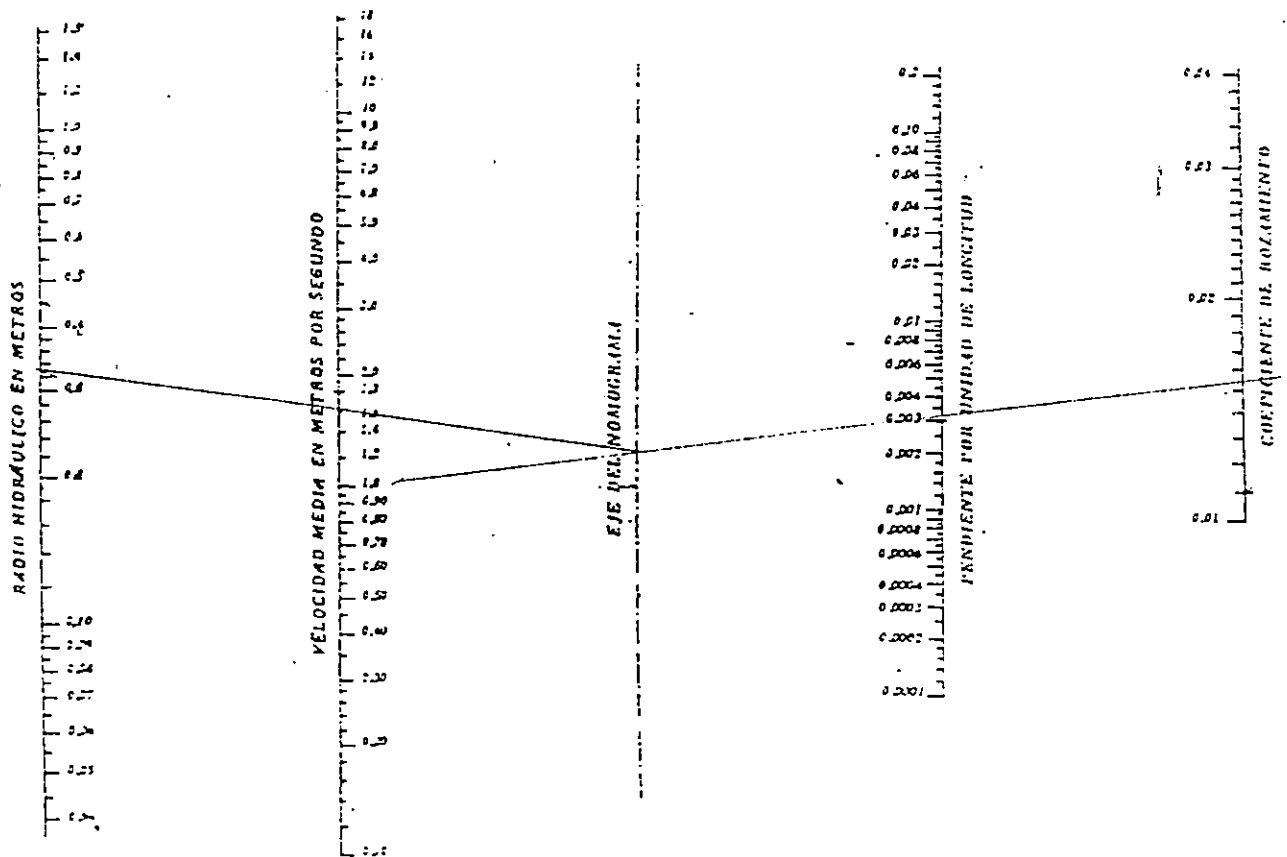


Figura 3.3 Nomograma para el cálculo de drenajes circulares llenos, para diversos valores de n .

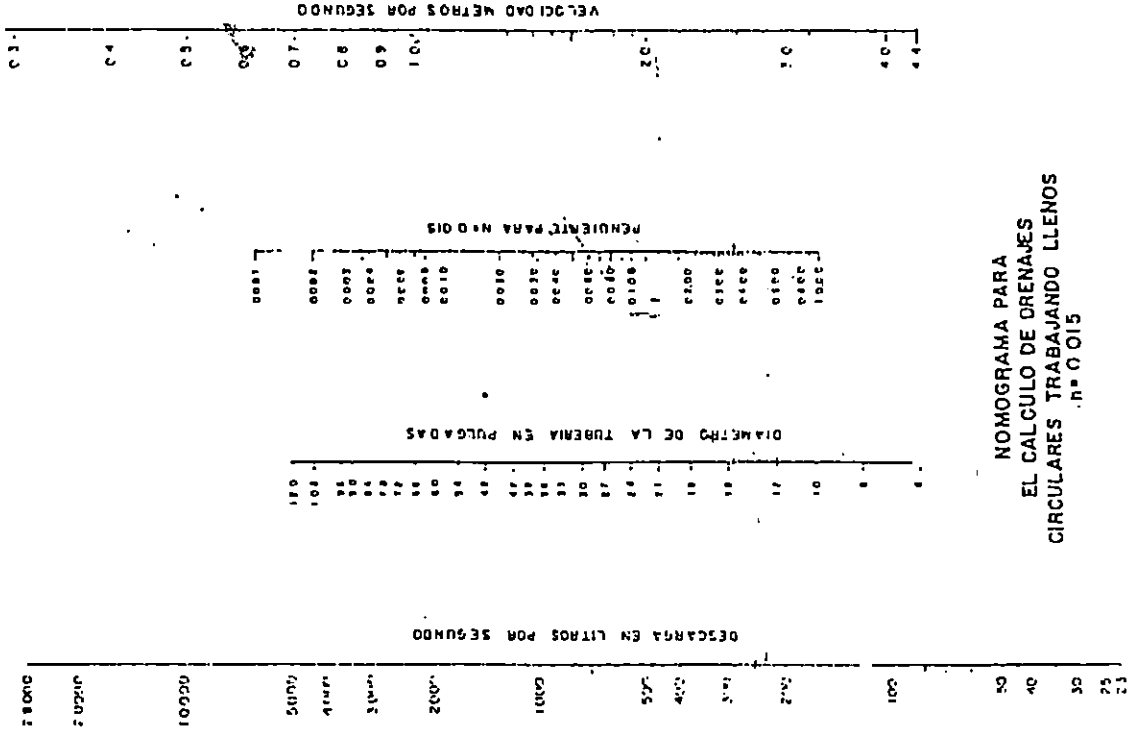
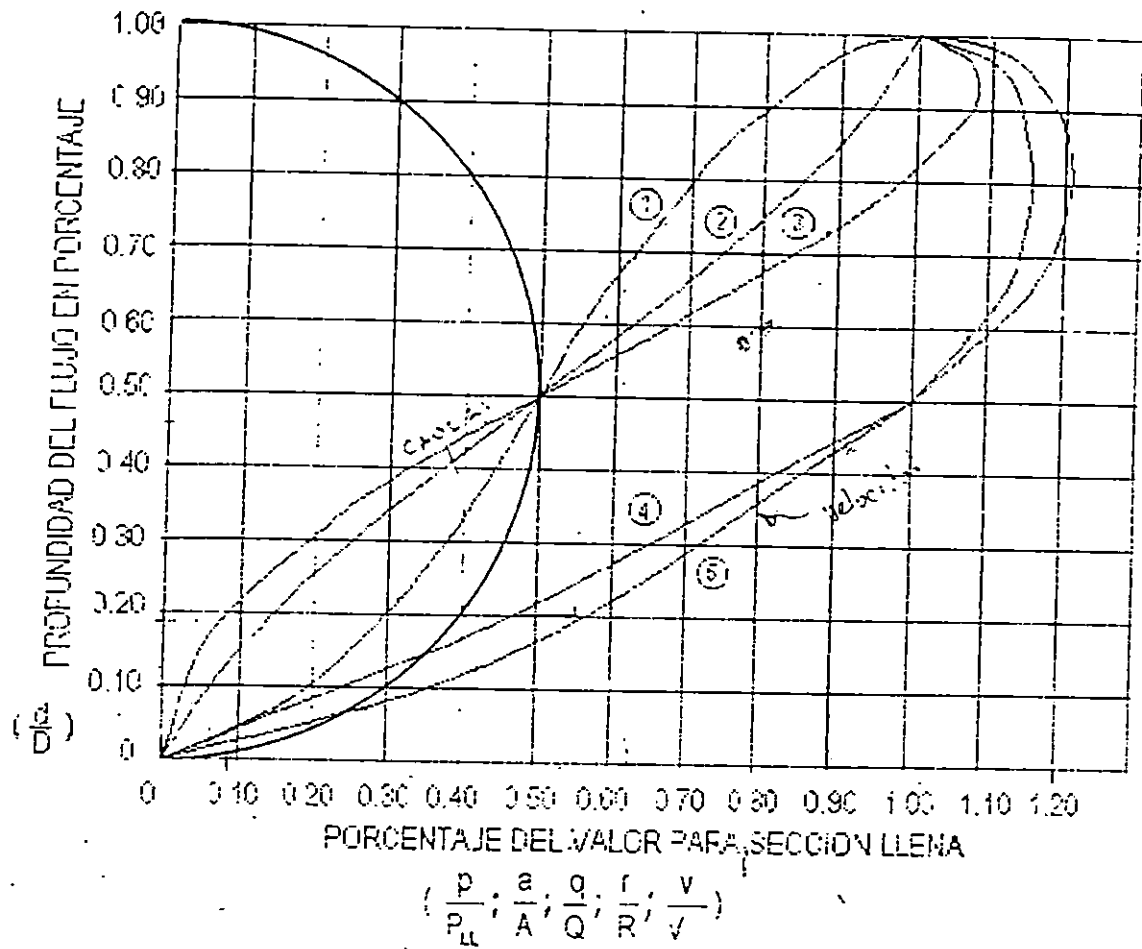


Figura 3.4 Nomograma para el calculo de drenajes circulares llenos.



- 1 Perimetro Mojado
- 2 Area
- 3 Caudal
- 4 Radio Hidráulico
- 5 Velocidad

Figura 3.5 Gráfica del banano.

EJEMPLO 11

Una alcantarilla de forma circular, tiene un diámetro de 1.30 m, debido al tipo de material se considera que n será igual a 0.015, la pendiente de la tubería es de 0.003

¿ Que velocidad y profundidad tendrán las aguas residuales cuando se transporta un caudal de 1.30 m³/seg ?

Datos : $D=1.30 \text{ m}$

$q=1.30 \text{ m}^3/\text{s}$

$n=0.015$

$S=0.003$

SOLUCION :

Para conocer los datos que se nos preguntan, primero debemos conocer las condiciones del caudal y la velocidad cuando la tubería se encuentra llena.

1° Se tiene que calcular el Radio Hidráulico de la tubería llena.

$$R_H = \frac{D}{4} = \frac{1.30 \text{ m}}{4} = 0.325 \text{ m}$$

2° Utilizando el nomograma de la figura 3.3, marcamos los valores de la pendiente y el coeficiente de rozamiento, unimos estos dos puntos con una línea recta, luego prolongamos la línea hasta el eje del nomograma.

Ahora marcamos el valor de R_H obtenido y unimos este punto con el del eje del nomograma (obtenido con la línea anterior), por medio de una línea recta, esta cortará el eje de las velocidades, leemos el valor de ese punto y obtenemos que:

$$V = 1.60 \text{ m/seg.}$$

3° Con el valor de la velocidad podemos obtener el caudal de la siguiente manera:

$$Q = V \times A$$

$$Q = 1.60 \text{ m/seg.} \times \left(\frac{\pi \times D^2}{4} \right)$$

$$Q = 1.60 \text{ m/seg.} \times \left(\frac{\pi \times 1.30^2}{4} \right)$$

$$Q = 2.12 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Ya con los datos del caudal y la velocidad cuando la tubería se encuentra llena, procedemos a determinar la velocidad y la profundidad cuando se transportan $1.30 \text{ m}^3/\text{seg.}$

4° Calcular la relación de caudales (q / Q)

$$\frac{q}{Q} = \frac{1.30 \text{ m}^3 / \text{seg.}}{2.12 \text{ m}^3 / \text{seg.}} = 0.61$$

5° Con la relación encontrada se emplea la curva del banano de la siguiente manera:

Marcar 0.61 en el eje de las abscisas (X), y levantar una línea vertical, hasta cortar la curva de caudales (gasto), a partir de aquí trazar una línea horizontal, dirigiendonos hacia la izquierda hasta cortar el eje de las ordenadas (Y), y leemos el valor de 0.58 (relación d/D), con este valor calculamos la profundidad del líquido.

6° Cálculo de la profundidad

$$\frac{d}{D} = 0.58$$

$$d = 0.58 \times D$$

$$d = 0.58 \times 1.30 \text{ m}$$

$$d = 0.75 \text{ m}$$

7° Para obtener la velocidad tomamos nuevamente la curva del banano y prolongamos la línea horizontal (trazada anteriormente) hacia la derecha, hasta intersectar la curva de las velocidades, a partir de ahí trazamos una línea vertical hacia abajo, hasta cortar el eje de las abscisas, y leemos el valor de 1.06 (relación v/V), entonces calculamos la velocidad.

8° cálculo de la velocidad

$$\frac{v}{V} = 1.06$$

$$v = 1.06 \times V$$

$$v = 1.06 \times (1.60 \text{ m/seg.})$$

$$v = 1.70 \text{ m/seg.}$$

3.6 PROYECTOS DE REDES DE ALCANTARILLADO

Las etapas que comprenden una red de alcantarillado son las siguientes:

- a) Investigaciones preliminares: Con frecuencia son necesarias para llegar a una estimación del costo aproximado, que sirva de base para el capital necesario.
- b) Los estudios de detalle: Comprenden tanto los reconocimientos subterráneos como superficiales, y la recopilación de todas las informaciones necesarias para el proyecto.
- c) El proyecto definitivo: Lo forman los cálculos y otros trabajos necesarios para determinar las pendientes, dimensiones y situaciones de las redes de alcantarilla y de sus instalaciones.
- d) Preparación del mapa: Hay que preparar los planos, perfiles y especificaciones que han de definir los trabajos de construcción.
- e) Corrección de planos: Estos se realizarán conforme a las modificaciones que se hagan durante la construcción.

EJEMPLO 12

Se necesita diseñar el sistema de alcantarillado de aguas negras, de una urbanización cuya densidad poblacional se considera de 5 habitantes por vivienda. Esta cuenta con un número de 324 viviendas y tendrá una dotación doméstica de 250 Lt/ h/ día. (Ver plano 1/3 A.N.)

Datos característicos del proyecto:

Superficie total a urbanizar:	31,844.58 m ²
Superficie útil:	18,516.79 m ²
Número de lotes:	324
Número de habitantes por lote:	5
Dotación doméstica:	250 Lt/ h/ día
Periodo de diseño:	20 años

Se utilizará tubería de PVC en el diseño

SOLUCIÓN:

Primero se debe calcular la población, la cual será el número de lotes por el número habitantes por lote.

$$\text{No. de lotes} \times \text{No. de habitantes} = 324 \times 5 = 1620 \text{ habitantes}$$

El resultado de la población nos servirá para el cálculo de caudales.

DOTACION TOTAL

Dotación Total = Dotación Doméstica + 20% de Dotación (por fugas y desperdicios;
Numeral 5 de las Normas de ANDA, parte
primera)

$$\begin{aligned}
 &= 1.2 \times \text{Dotación Doméstica} \\
 &= 1.2 \times 250 \text{ (Lts./P/Día)} \\
 \text{Dotación Total} &= 300 \text{ (Lts./P/Día)}
 \end{aligned}$$

CAUDAL MEDIO DIARIO (Q_{md})

$$Q_{md} = (\# \text{ de habitantes} \times \text{Dotación Total}) / 86400 \text{ seg.}$$

$$= (1620 \text{ habitantes} \times 300 \text{ (Lts./P/Día)}) / 86400 \text{ seg.}$$

$$= 5.625 \text{ Lts./seg.}$$

$$Q_{md} = 5.63 \text{ Lts./seg.} = 0.00563 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

CAUDAL MÁXIMO DIARIO ($Q_{máxd}$)

$$Q_{máxd} = K_1 \times Q_{md}; \text{ donde } K_1 \text{ es el coeficiente de variación}$$

diaria, que varía entre 1.2 y 1.5 (Numeral 6 de las Normas de ANDA, parte primera)

Usaremos $K_1 = 1.5$, para prever cualquier variación en la demanda.

$$Q_{máxd} = 1.5 \times Q_{md}$$

$$= 1.5 \times 5.63 \text{ Lts./seg.}$$

$$Q_{máxd} = 8.445 \text{ Lts./seg.}$$

$$Q_{máxd} = 8.45 \text{ Lts./seg.} = 0.0845 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

CAUDAL MÁXIMO HORARIO ($Q_{máxh}$)

$$Q_{máxh} = K_2 \times Q_{md}; \text{ donde } K_2 \text{ es el coeficiente de variación}$$

horario, que varía entre 1.8 y 2.4 (Numeral 6 de las Normas de ANDA, parte primera)

Usaremos $K_2 = 2.4$

$$Q_{\text{máx h}} = 2.4 \times Q_{\text{md}}$$

$$= 2.4 \times 5.63 \text{ Lts./seg.}$$

$$= 13.512 \text{ Lts./seg.}$$

$$Q_{\text{máx h}} = 13.51 \text{ Lts./seg.} = 0.01351 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Caudal de diseño de aguas negras

$$Q_{\text{AN}} = F \times ((0.8 \times Q_{\text{máx h}}) + (0.1 \text{ L/s/ha})); \text{ En donde } F=2, \text{ para tuberías comprendidas entre 8 y 12 pulgadas (Numeral 4 de las Normas de ANDA, parte segunda)}$$

A continuación se presenta el cálculo del caudal y la velocidad de diseño, el cual es repetitivo para cada uno de los tramos, para ello emplearemos como ejemplo los datos de la senda # 12 (Ver el plano 1/3 A.N.)

En la senda se empleará una tubería con una longitud de 23.50 metros, un diámetro de 6 pulgadas (0.1524 m) y una pendiente de 2.30 %, la tubería a utilizar es de PVC.

1° Cálculo de constante

Se debe obtener una constante con el caudal máximo horario y el número de lotes de la urbanización, esta constante se obtiene dividiendo el caudal máximo horario entre el número de lotes que tiene la urbanización.

$$K = \frac{Q_{\text{máx h}}}{\text{\#lotes}}$$

$$K = \frac{13.51}{324} = 0.0417 \text{ Lts./seg.}$$

Con la constante y el número de lotes de la senda podemos conocer el caudal que ingresa a la senda:

Datos : Longitud de senda = 23.50 m.

Pendiente S= 2.30%

Diametro minimo a utilizar = 6" según norma de ANDA numeral 7 parte

segunda (colectores de pasaje peatonal PVC D=6" si longitud ≤ 100)

Número de lotes en senda N° 12 = 8

$$Q_{\text{lotes}} = 8 (0.0417) \text{ Lts./seg.}$$

$$Q_{\text{lotes}} = 0.3336 \text{ Lts./seg.}$$

Ahora procederemos a calcular el caudal de diseño de la senda

$$A_{\text{INF}} = 572 \text{ m}^2 \Rightarrow 572 \text{ m}^2 \times \frac{\text{Ha}}{10000 \text{ m}^2} = 0.0572 \text{ Ha}$$

$$q = \text{Factor} \times ((0.8 \times Q_{\text{lotes}}) + (0.1 \times A_{\text{INF}}))$$

$$= 2 ((0.8 \times 0.3336) + (0.1 \times 0.0572))$$

$$q = 0.55 \text{ Lts./seg.}$$

Por medio de la fórmula de Chezy- Manning, procedemos a calcular la velocidad del flujo en la tubería cuando esta se encuentra llena.

$$V = \frac{1}{n} R_H^{2/3} S^{1/2} \quad (\text{Ecuación de Manning})$$

En donde: V= Velocidad a tubo lleno en m/s

n= Coeficiente de Manning

R_H = Radio Hidráulico en mts. (Para tubería que trabaja llena R_H= D/4)

S = pendiente de la tubería

El n en este caso será de 0.011, ya que se utiliza PVC (Numeral 5 de las Normas de ANDA, parte segunda)

El radio hidráulico se calcula de la siguiente manera (Para tubería de forma circular y sección llena):

$$R_H = D/4$$

$$R_H = \frac{0.1524}{4}$$

$$R_H = 0.0381 \text{ m.}$$

$$V_{LL} = \frac{1}{0.011} (0.0381)^2 (0.023)^{1/2} = 1.56 \text{ m/Seg.}$$

$$Q = A \times V_{LL}$$

$$= \left(\frac{\pi \times D^2}{4} \right) \times 1.56 = \left(\frac{\pi \times 0.1524^2}{4} \right) \times 1.56$$

$$Q = 28.46 \text{ Lts./seg.}$$

Con el caudal de diseño y resultado de velocidad a tubería llena procedemos a calcular la velocidad de diseño, para ello emplearemos el gráfico del banano con la relación obtenida de la división de estos dos datos.

$$\frac{q}{Q} = \frac{0.55}{28.46} = 1.93 \%$$

Con la relación obtenida anteriormente entramos a la gráfica del banano y tomamos la curva de caudal, y luego nos proyectamos a la curva de velocidad, para encontrar una nueva relación, en este caso de velocidades.

$$v/V = 36.16\%$$

$$v = 0.3616 (1.56) = 0.56 \text{ m/seg.}$$

1) Senda #12

Tramo Unico

de lotes 8

L = 23.50 m

S = 2.30%

D = 6"

$$Q_{\text{LOTES}} = 8 (0.0417) = 0.3336 \text{ Lts./seg.}$$

$$A_{\text{INF}} = 572.12 \text{ m}^2 = 0.0572 \text{ Hás.}$$

$$q = 2 \left((0.8 \times 0.3336) + (0.1 \times 0.0572) \right)$$

$$q = 0.55 \text{ Lts./seg.}$$

$$V = \frac{1}{0.011} \times (0.0381)^{2/3} (0.023)^{1/2}$$

$$V = 1.56 \text{ m/seg.}$$

$$Q = A \times V_{LL}$$

$$= \left(\frac{\pi \times D^2}{4} \right) \times 1.56$$

$$= \left(\frac{\pi \times 0.1524^2}{4} \right) \times 1.56$$

$$Q = 28.46 \text{ Lts./seg.}$$

$$q/Q = 0.55 / 28.46 = 1.93 \%$$

Del gráfico tenemos

$$d/D = 10.77\%$$

$$v/V = 36.16\%$$

$$v = 0.3616 (1.56) = 0.56 \text{ m/seg.}$$

2) Senda #11

Tramo Unico

de lotes 6

L = 19.00 m

S = 2.63%

D = 6"

$$Q_{\text{LOTES}} = 6 (0.0417) = 0.2502 \text{ Lts./seg.}$$

$$A_{\text{INF}} = 451.90 \text{ m}^2 = 0.04519 \text{ Hás.}$$

$$q = 2 \left((0.8 \times 0.2502) + (0.1 \times 0.04519) \right)$$

$$q = 0.41 \text{ Lts./seg.}$$

$$V = \frac{1}{0.011} \times (0.0381)^{2/3} (0.0263)^{1/2}$$

$$V = 1.67 \text{ m/seg.}$$

$$Q = A \times V_{LL}$$

$$= \left(\frac{\pi \times D^2}{4} \right) \times 1.67$$

$$= \left(\frac{\pi \times 0.1524^2}{4} \right) \times 1.67$$

$$Q = 30.46 \text{ Lts./seg.}$$

$$q/Q = 0.41 / 30.46 = 1.35 \%$$

Del gráfico tenemos

$$d/D = 10.00\%$$

$$v/V = 32.70\%$$

$$v = 0.327 (1.67) = 0.55 \text{ m/seg.}$$

3) Senda #10

Tramo 1

de lotes 10

L = 33.50 m

S = 2.00%

D = 8"

$$Q_{\text{LOTES}} = 10 (0.0417) = 0.417 \text{ Lts./seg.}$$

$$A_{\text{INF}} = 909.38 \text{ m}^2 = 0.090938 \text{ Há.}$$

$$q = 2 ((0.8 \times 0.0417) + (0.1 \times 0.090938))$$

$$q = 0.69 \text{ Lts./seg.}$$

$$V = \frac{1}{0.011} \times (0.0508)^{2/3} (0.02)^{1/2}$$

$$V = 1.76 \text{ m/seg.}$$

$$Q = A \times V_{\text{LL}}$$

$$= \left(\frac{\pi \times D^2}{4} \right) \times 1.76$$

$$= \left(\frac{\pi \times 0.2032^2}{4} \right) \times 1.76$$

$$Q = 57.06 \text{ Lts./seg.}$$

$$q / Q = 0.69 / 57.06 = 1.21 \%$$

Del gráfico tenemos

$$d/D = 8.86\%$$

$$v/V = 29.63\%$$

$$v = 0.2963 (1.76) = 0.52 \text{ m/seg.-}$$

4) Senda #10

Tramo 2

de lotes 6

L = 25.00 m

S = 1.15 %

D = 8"

$$Q_{\text{LOTES}} = 6 (0.0417) = 0.2502 \text{ Lts./seg.}$$

$$A_{\text{INF}} = 502.11 \text{ m}^2 = 0.050211 \text{ Há.}$$

$$q = 2 ((0.8 \times 0.2502) + (0.1 \times 0.050211))$$

$$+ 0.69 + 0.41$$

$$q = 1.51 \text{ Lts./seg.}$$

$$V = \frac{1}{0.011} \times (0.0508)^{2/3} (0.0115)^{1/2}$$

$$V = 1.34 \text{ m/seg.}$$

$$Q = A \times V_{\text{LL}}$$

$$= \left(\frac{\pi \times D^2}{4} \right) \times 1.34$$

$$= \left(\frac{\pi \times 0.2032^2}{4} \right) \times 1.34$$

$$Q = 43.46 \text{ Lts./seg.}$$

$$q / Q = 1.51 / 43.46 = 3.47 \%$$

Del gráfico tenemos

$$d/D = 13.85\%$$

$$v/V = 42.70\%$$

$$v = 0.427 (1.34) = 0.57 \text{ m/seg.-}$$

5) Senda # 10

Tramo 3

de lotes 3

L = 18.50 m

S = 1.15%

D = 8"

$$Q_{\text{LOTES}} = 3 (0.0417) = 0.1251 \text{ Lts./seg.}$$

$$A_{\text{INF}} = 349.75 \text{ m}^2 = 0.034975 \text{ Hás.}$$

$$q = 2 ((0.8 \times 0.1251) + (0.1 \times 0.034975)) \\ + 1.51 + 0.55$$

$$q = 2.27 \text{ Lts./seg.}$$

$$V = \frac{1}{0.011} \times (0.0508)^{2/3} (0.0115)^{1/2}$$

$$V = 1.34 \text{ m/seg.}$$

$$Q = A \times V_{LL}$$

$$= \left(\frac{\pi \times D^2}{4} \right) \times 1.34$$

$$= \left(\frac{\pi \times 0.2032^2}{4} \right) \times 1.34$$

$$Q = 43.46 \text{ Lts./seg.}$$

$$q / Q = 2.27 / 43.46 = 5.22 \%$$

Del gráfico tenemos

$$d/D = 16.16\%$$

$$v/V = 47.70\%$$

$$v = 0.477 (1.34) = 0.64 \text{ m/seg.}$$

6) Senda # 9

Tramo Unico

de lotes 32

L = 96.50 m

S = 1.00%

D = 8"

$$Q_{\text{LOTES}} = 32 (0.0417) = 1.3344 \text{ Lts./seg.}$$

$$A_{\text{INF}} = 2163.90 \text{ m}^2 = 0.21639 \text{ Hás.}$$

$$q = 2 ((0.8 \times 1.3344) + (0.1 \times 0.21639))$$

$$q = 2.18 \text{ Lts./seg.}$$

$$V = \frac{1}{0.011} \times (0.0508)^{2/3} (0.01)^{1/2}$$

$$V = 1.25 \text{ m/seg.}$$

$$Q = A \times V_{LL}$$

$$= \left(\frac{\pi \times D^2}{4} \right) \times 1.25$$

$$= \left(\frac{\pi \times 0.2032^2}{4} \right) \times 1.25$$

$$Q = 40.54 \text{ Lts./seg.}$$

$$q / Q = 2.18 / 40.54 = 5.38 \%$$

Del gráfico tenemos

$$d/D = 16.39\%$$

$$v/V = 48.86\%$$

$$v = 0.4886 (1.25) = 0.61 \text{ m/seg.}$$

7) Senda # 8

Tramo 1

de lotes 25

$$L = 60.00 \text{ m}$$

$$S = 1.0\%$$

$$D = 8''$$

$$Q_{\text{LOTES}} = 25 (0.0417) = 1.0425 \text{ Lts./seg.}$$

$$A_{\text{INF}} = 1544.00 \text{ m}^2 = 0.1544 \text{ Hás.}$$

$$q = 2 ((0.8 \times 1.0425) + (0.1 \times 0.1544))$$

$$q = 1.70 \text{ Lts./seg.}$$

$$V = \frac{1}{0.011} \times (0.0508)^{2/3} (0.01)^{1/2}$$

$$V = 1.25 \text{ m/seg.}$$

$$Q = A \times V_{LL}$$

$$= \left(\frac{\pi \times D^2}{4} \right) \times 1.25$$

$$= \left(\frac{\pi \times 0.2032^2}{4} \right) \times 1.25$$

$$Q = 40.54 \text{ Lts./seg.}$$

$$q/Q = 1.70 / 40.54 = 4.19 \%$$

Del gráfico tenemos

$$d/D = 15.39\%$$

$$v/V = 44.62\%$$

$$v = 0.44462 (1.25) = 0.56 \text{ m/seg.}$$

8) Senda # 8

Tramo 2

de lotes 11

$$L = 43.00 \text{ m}$$

$$S = 1.10\%$$

$$D = 8''$$

$$Q_{\text{LOTES}} = 11 (0.0417) = 0.4587 \text{ Lts./seg.}$$

$$A_{\text{INF}} = 795.40 \text{ m}^2 = 0.07954 \text{ Hás.}$$

$$q = 2 ((0.8 \times 0.4587) + (0.1 \times 0.07954)) + 1.70$$

$$q = 2.45 \text{ Lts./seg.}$$

$$V = \frac{1}{0.011} \times (0.0508)^{2/3} (0.011)^{1/2}$$

$$V = 1.31 \text{ m/seg.}$$

$$Q = A \times V_{LL}$$

$$= \left(\frac{\pi \times D^2}{4} \right) \times 1.31$$

$$= \left(\frac{\pi \times 0.2032^2}{4} \right) \times 1.31$$

$$Q = 42.48 \text{ Lts./seg.}$$

$$q/Q = 2.45 / 42.48 = 5.77 \%$$

Del gráfico tenemos

$$d/D = 17.32\%$$

$$v/V = 49.24\%$$

$$v = 0.492 (1.31) = 0.65 \text{ m/seg.}$$

9) Senda # 7

Tramo Unico

de lotes 34

L = 95.00 m

S = 1.00%

D = 8"

$Q_{\text{LOTES}} = 34 (0.0417) = 1.4178 \text{ Lts./seg.}$

$A_{\text{INF}} = 2160.00 \text{ m}^2 = 0.216 \text{ Hás.}$

$q = 2 ((0.8 \times 1.4178) + (0.1 \times 0.216))$

$q = 2.31 \text{ Lts./seg.}$

$$V = \frac{1}{0.011} \times (0.0508)^{2/3} (0.01)^{1/2}$$

$V = 1.25 \text{ m/seg.}$

$Q = A \times V_{LL}$

$$= \left(\frac{\pi \times D^2}{4} \right) \times 1.25$$

$$= \left(\frac{\pi \times 0.2032^2}{4} \right) \times 1.25$$

$Q = 40.54 \text{ Lts./seg.}$

$q/Q = 2.31 / 40.54 = 5.70 \%$

Del gráfico tenemos

$d/D = 17.32\%$

$v/V = 49.24\%$

$v = 0.4924 (1.25) = 0.62 \text{ m/seg.}$

10) Senda # 6

Tramo Unico

de lotes 32

L = 86.00 m

S = 1.00%

D = 8"

$Q_{\text{LOTES}} = 32 (0.0417) = 1.3344 \text{ Lts./seg.}$

$A_{\text{INF}} = 1920.00 \text{ m}^2 = 0.192 \text{ Hás.}$

$q = 2 ((0.8 \times 1.3344) + (0.1 \times 0.192))$

$q = 2.17 \text{ Lts./seg.}$

$$V = \frac{1}{0.011} \times (0.0508)^{2/3} (0.01)^{1/2}$$

$V = 1.25 \text{ m/seg.}$

$Q = A \times V_{LL}$

$$= \left(\frac{\pi \times D^2}{4} \right) \times 1.25$$

$$= \left(\frac{\pi \times 0.2032^2}{4} \right) \times 1.25$$

$Q = 40.54 \text{ Lts./seg.}$

$q/Q = 2.17 / 40.54 = 5.35 \%$

Del gráfico tenemos

$d/D = 16.93\%$

$v/V = 48.86\%$

$v = 0.4886 (1.25) = 0.61 \text{ m/seg.}$

11) Senda 5

Tramo Unico

de lotes 21

L = 53.00 m

S = 2.30%

D = 8"

$$Q_{\text{LOTES}} = 21 (0.0417) = 0.8757 \text{ Lts./seg.}$$

$$A_{\text{INF}} = 1471.26 \text{ m}^2 = 0.147126 \text{ Hás.}$$

$$q = 2 ((0.8 \times 0.8757) + (0.1 \times 0.147126))$$

$$q = 1.43 \text{ Lts./seg.}$$

$$V = \frac{1}{0.011} \times (0.0508)^{2/3} (0.023)^{1/2}$$

$$V = 1.89 \text{ m/seg.}$$

$$Q = A \times V$$

$$= \left(\frac{\pi \times D^2}{4} \right) \times 1.89$$

$$= \left(\frac{\pi \times 0.2032^2}{4} \right) \times 1.89$$

$$Q = 61.29 \text{ Lts./seg.}$$

$$q/Q = 1.43 / 61.29 = 2.33 \%$$

Del gráfico tenemos

$$d/D = 11.93 \%$$

$$v/V = 38.86 \%$$

$$v = 0.3886 (1.89) = 0.73 \text{ m/seg.}$$

12) Senda 4

Tramo 1

de lotes 10

L = 53.00 m

S = 4.70%

D = 8"

$$Q_{\text{LOTES}} = 10 (0.0417) = 0.417 \text{ Lts./seg.}$$

$$A_{\text{INF}} = 985.05 \text{ m}^2 = 0.098505 \text{ Hás.}$$

$$q = 2 ((0.8 \times 0.417) + (0.1 \times 0.098505))$$

$$q = 0.69 \text{ Lts./seg.}$$

$$V = \frac{1}{0.011} \times (0.0508)^{2/3} (0.047)^{1/2}$$

$$V = 2.70 \text{ m/seg.}$$

$$Q = A \times V$$

$$= \left(\frac{\pi \times D^2}{4} \right) \times 2.70$$

$$= \left(\frac{\pi \times 0.2032^2}{4} \right) \times 2.70$$

$$Q = 87.56 \text{ Lts./seg.}$$

$$q/Q = 0.69 / 87.56 = 0.79 \%$$

Del gráfico tenemos

$$d/D = 7.00 \%$$

$$v/V = 24.60 \%$$

$$v = 0.246 (2.70) = 0.66 \text{ m/seg.}$$

13) Senda 4

Tramo 2

de lotes 12

L = 61.50 m

S = 1.83%

D = 8"

$Q_{\text{LOTES}} = 12 (0.0417) = 0.5004 \text{ Lts./seg.}$

$A_{\text{INF}} = 970.05 \text{ m}^2 = 0.097005 \text{ Hás.}$

$q = 2 ((0.8 \times 0.5004) + (0.1 \times 0.097005))$

$q = 1.51 \text{ Lts./seg.}$

$V = \frac{1}{0.011} \times (0.0508)^{2/3} (0.0183)^{1/2}$

$V = 1.69 \text{ m/seg.}$

$Q = A \times V$

$$= \left(\frac{\pi \times D^2}{4} \right) \times 1.69$$

$$= \left(\frac{\pi \times 0.2032^2}{4} \right) \times 1.69$$

$Q = 54.81 \text{ Lts./seg.}$

$q / Q = 1.51 / 54.81 = 2.76 \%$

Del gráfico tenemos

$d/D = 11.93\%$

$v/V = 38.86\%$

$v = 0.38 (1.69) = 0.66 \text{ m/seg.}$

14) Senda 3

Tramo 1

de lotes 11

L = 29.00 m

S = 5.00%

D = 8"

$Q_{\text{LOTES}} = 11 (0.0417) = 0.4587 \text{ Lts./seg.}$

$A_{\text{INF}} = 891.50 \text{ m}^2 = 0.08915 \text{ Hás.}$

$q = 2 ((0.8 \times 0.4587) + (0.1 \times 0.08915))$

$q = 0.75 \text{ Lts./seg.}$

$V = \frac{1}{0.011} \times (0.0508)^{2/3} (0.05)^{1/2}$

$V = 2.79 \text{ m/seg.}$

$Q = A \times V$

$$= \left(\frac{\pi \times D^2}{4} \right) \times 2.79$$

$$= \left(\frac{\pi \times 0.2032^2}{4} \right) \times 2.79$$

$Q = 90.48 \text{ Lts./seg.}$

$q / Q = 0.75 / 90.48 = 0.83 \%$

Del gráfico tenemos

$d/D = 7.00\%$

$v/V = 24.60\%$

$v = 0.246 (2.79) = 0.69 \text{ m/seg.}$

15) Senda 3

Tramo 2

de lotes 34

L = 87.00 m

S = 2.25%

D = 8"

$$Q_{\text{LOTES}} = 34 (0.0417) = 1.4178 \text{ Lts./seg.}$$

$$A_{\text{INF}} = 2304.35 \text{ m}^2 = 0.230435 \text{ Hás.}$$

$$q = 2 ((0.8 \times 1.4178) + (0.1 \times 0.230435)) + 0.75$$

$$q = 3.06 \text{ Lts./seg.}$$

$$V = \frac{1}{0.011} \times (0.0508)^{2/3} (0.0225)^{1/2}$$

$$V = 1.87 \text{ m/seg.}$$

$$Q = A \times V$$

$$= \left(\frac{\pi \times D^2}{4} \right) \times 1.87$$

$$= \left(\frac{\pi \times 0.2032^2}{4} \right) \times 1.87$$

$$Q = 60.64 \text{ Lts./seg.}$$

$$q/Q = 3.06 / 60.64 = 5.05 \%$$

Del gráfico tenemos

$$d/D = 16.55\%$$

$$v/V = 48.09\%$$

$$v = 0.4809 (1.87) = 0.90 \text{ m/seg.}$$

16) Senda 2

Tramo 1

de lotes 12

L = 35.00 m

S = 5.71%

D = 8"

$$Q_{\text{LOTES}} = 12 (0.0417) = 0.50004 \text{ Lts./seg.}$$

$$A_{\text{INF}} = 947.98 \text{ m}^2 = 0.094798 \text{ Hás.}$$

$$q = 2 ((0.8 \times 0.50004) + (0.1 \times 0.094798))$$

$$q = 0.82 \text{ Lts./seg.}$$

$$V = \frac{1}{0.011} \times (0.0508)^{2/3} (0.0571)^{1/2}$$

$$V = 2.98 \text{ m/seg.}$$

$$Q = A \times V$$

$$= \left(\frac{\pi \times D^2}{4} \right) \times 2.98$$

$$= \left(\frac{\pi \times 0.2032^2}{4} \right) \times 2.98$$

$$Q = 96.64 \text{ Lts./seg.}$$

$$q/Q = 0.82 / 96.64 = 0.85 \%$$

Del gráfico tenemos

$$d/D = 7.00\%$$

$$v/V = 25.00\%$$

$$v = 0.25 (2.98) = 0.75 \text{ m/seg.}$$

17) Senda 2

Tramo 2

de lotes 34

L = 84.00 m

S = 1.60%

D = 8"

$Q_{\text{LOTES}} = 34 (0.0417) = 1.4178 \text{ Lts./seg.}$

$A_{\text{INF}} = 2280.00 \text{ m}^2 = 0.228 \text{ Hás.}$

$q = 2((0.8 \times 1.4178) + (0.1 \times 0.228))$

+ 0.82

$q = 3.13 \text{ Lts./seg.}$

$V = \frac{1}{0.011} \times (0.0508)^{2/3} (0.016)^{1/2}$

$V = 1.58 \text{ m/seg.}$

$Q = A \times V$

$= \left(\frac{\pi \times D^2}{4} \right) \times 1.58$

$= \left(\frac{\pi \times 0.2032^2}{4} \right) \times 1.58$

$Q = 51.24 \text{ Lts./seg.}$

$q/Q = 3.13 / 51.24 = 6.11 \%$

Del gráfico tenemos

$d/D = 18.09\%$

$v/V = 51.54\%$

$v = 0.5154 (1.58) = 0.81 \text{ m/seg.}$

18) Senda 1

Tramo 1

de lotes 9

L = 45.50 m

S = 4.40%

D = 8"

$Q_{\text{LOTES}} = 9 (0.0417) = 0.3757 \text{ Lts./seg.}$

$A_{\text{INF}} = 798.90 \text{ m}^2 = 0.07989 \text{ Hás.}$

$q = 2((0.8 \times 0.3753) + (0.1 \times 0.07989))$

$q = 0.62 \text{ Lts./seg.}$

$V = \frac{1}{0.011} \times (0.0508)^{2/3} (0.044)^{1/2}$

$V = 2.62 \text{ m/seg.}$

$Q = A \times V$

$= \left(\frac{\pi \times D^2}{4} \right) \times 2.62$

$= \left(\frac{\pi \times 0.2032^2}{4} \right) \times 2.62$

$Q = 84.97 \text{ Lts./seg.}$

$q/Q = 0.62 / 84.97 = 0.73 \%$

Del gráfico tenemos

$d/D = 6.16\%$

$v/V = 20.77\%$

$v = 0.2077 (2.62) = 0.54 \text{ m/seg.}$

19) Senda 1

Tramo 2

de lotes 14

$$L = 72.50 \text{ m}$$

$$S = 1.72\%$$

$$D = 8^\circ$$

$$Q_{\text{LOTES}} = 14 (0.0417) = 0.5838 \text{ Lts./seg.}$$

$$A_{\text{INF}} = 1120.00 \text{ m}^2 = 0.112 \text{ Hás.}$$

$$q = 2 ((0.8 \times 0.5838) + (0.1 \times 0.112))$$

$$+ 0.62$$

$$q = 1.58 \text{ Lts./seg.}$$

$$V = \frac{1}{0.011} \times (0.0508)^{2/3} (0.0172)^{1/2}$$

$$V = 1.64 \text{ m/seg.}$$

$$Q = A \times V$$

$$= \left(\frac{\pi \times D^2}{4} \right) \times 1.64$$

$$= \left(\frac{\pi \times 0.2032^2}{4} \right) \times 6458$$

$$Q = 53.18 \text{ Lts./seg.}$$

$$q/Q = 1.58 / 53.18 = 2.97 \%$$

Del gráfico tenemos

$$d/D = 13.47\%$$

$$v/V = 41.93\%$$

$$v = 0.4193 (1.64) = 0.69 \text{ m/seg.}$$

20) Pasaje servidumbre

Tramo 1

de lotes 0

$$L = 27.00 \text{ m}$$

$$S = 2.13\%$$

$$D = 8^\circ$$

$$Q_{\text{LOTES}} = 0 (0.0417) = 0.00 \text{ Lts./seg.}$$

$$A_{\text{INF}} = 94.50 \text{ m}^2 = 0.00945 \text{ Hás.}$$

$$q = 2 ((0.8 \times 0.00) + (0.1 \times 0.00945))$$

$$+ 1.51$$

$$q = 1.51 \text{ Lts./seg.}$$

$$V = \frac{1}{0.011} \times (0.0508)^{2/3} (0.0213)^{1/2}$$

$$V = 1.82 \text{ m/seg.}$$

$$Q = A \times V$$

$$= \left(\frac{\pi \times D^2}{4} \right) \times 1.82$$

$$= \left(\frac{\pi \times 0.2032^2}{4} \right) \times 1.82$$

$$Q = 59.02 \text{ Lts./seg.}$$

$$q/Q = 1.51 / 59.02 = 2.56 \%$$

Del gráfico tenemos

$$d/D = 12.31\%$$

$$v/V = 38.86\%$$

$$v = 0.3886 (1.82) = 0.71 \text{ m/seg.}$$

21) Pasaje servidumbre

Tramo 2

de lotes 0

$$L = 26.90 \text{ m}$$

$$S = 2.13\%$$

$$D = 8''$$

$$Q_{\text{LOTES}} = 0 (0.0417) = 0.00 \text{ Lts./seg.}$$

$$A_{\text{INF}} = 94.15 \text{ m}^2 = 0.009415 \text{ Hás.}$$

$$q = 2((0.8 \times 0.00) + (0.1 \times 0.00945))$$

$$+ 1.51 + 3.06$$

$$q = 4.57 \text{ Lts./seg.}$$

$$V = \frac{1}{0.011} \times (0.0508)^{2/3} (0.0213)^{1/2}$$

$$V = 1.82 \text{ m/seg.}$$

$$Q = A \times V$$

$$= \left(\frac{\pi \times D^2}{4} \right) \times 1.82$$

$$= \left(\frac{\pi \times 0.2032^2}{4} \right) \times 1.82$$

$$Q = 59.02 \text{ Lts./seg.}$$

$$q / Q = 4.57 / 59.02 = 7.74 \%$$

Del gráfico tenemos

$$d/D = 19.24\%$$

$$v/V = 58.35\%$$

$$v = 0.5835 (1.82) = 0.98 \text{ m/seg.}$$

22) Pasaje servidumbre

Tramo 3

de lotes 0

$$L = 30.30 \text{ m}$$

$$S = 2.13\%$$

$$D = 8''$$

$$Q_{\text{LOTES}} = 0 (0.0417) = 0.00 \text{ Lts./seg.}$$

$$A_{\text{INF}} = 106.05 \text{ m}^2 = 0.010605 \text{ Hás.}$$

$$q = 2((0.8 \times 0.00) + (0.1 \times 0.010605))$$

$$+ 4.57 + 3.13$$

$$q = 7.70 \text{ Lts./seg.}$$

$$V = \frac{1}{0.011} \times (0.0508)^{2/3} (0.0213)^{1/2}$$

$$V = 1.82 \text{ m/seg.}$$

$$Q = A \times V$$

$$= \left(\frac{\pi \times D^2}{4} \right) \times 1.82$$

$$= \left(\frac{\pi \times 0.2032^2}{4} \right) \times 1.82$$

$$Q = 59.02 \text{ Lts./seg.}$$

$$q / Q = 7.70 / 59.02 = 13.05 \%$$

Del gráfico tenemos

$$d/D = 24.62\%$$

$$v/V = 65.39\%$$

$$v = 0.6539 (1.82) = 1.19 \text{ m/seg.}$$

23) Pasaje servidumbre

Tramo 4

de lotes 0

L = 30.00 m

S = 1.00%

D = 8"

$Q_{\text{LOTES}} = 0 (0.0417) = 0.00 \text{ Lts./seg.}$

$A_{\text{INF}} = 105.00 \text{ m}^2 = 0.0105 \text{ Hás.}$

$q = 2 ((0.8 \times 0.00) + (0.1 \times 0.0105))$
 $+ 7.70 + 1.58$

$q = 9.28 \text{ Lts./seg.}$

$V = \frac{1}{0.011} \times (0.0508)^{2/3} (0.01)^{1/2}$

$V = 1.25 \text{ m/seg.}$

$Q = A \times V$

$$= \left(\frac{\pi \times D^2}{4} \right) \times 1.25$$

$$= \left(\frac{\pi \times 0.2032^2}{4} \right) \times 1.25$$

$Q = 40.54 \text{ Lts./seg.}$

$q / Q = 9.28 / 40.54 = 22.89 \%$

Del gráfico tenemos

$d/D = 32.70\%$

$v/V = 78.47\%$

$v = 0.7847 (1.25) = 0.98 \text{ m/seg.}$

24) Prolongación de la Av. del Cementerio

Tramo 1

de lotes 0

L = 39.00 m

S = 3.82%

D = 8"

$Q_{\text{LOTES}} = 0 (0.0417) = 0.00 \text{ Lts./seg.}$

$A_{\text{INF}} = 507.00 \text{ m}^2 = 0.0507 \text{ Hás.}$

$q = 2 ((0.8 \times 0.00) + (0.1 \times 0.0507))$
 $+ 2.27$

$q = 2.28 \text{ Lts./seg.}$

$V = \frac{1}{0.011} \times (0.0508)^{2/3} (0.0382)^{1/2}$

$V = 2.44 \text{ m/seg.}$

$Q = A \times V$

$$= \left(\frac{\pi \times D^2}{4} \right) \times 2.44$$

$$= \left(\frac{\pi \times 0.2032^2}{4} \right) \times 2.44$$

$Q = 79.13 \text{ Lts./seg.}$

$q / Q = 2.28 / 79.13 = 2.88 \%$

Del gráfico tenemos

$d/D = 13.47\%$

$v/V = 41.93\%$

$v = 0.4193 (2.44) = 1.02 \text{ m/seg.}$

25) Prolongación de la Av. del Cementerio

Tramo 2

de lotes 0

L = 34.00 m

S = 1.95%

D = 8"

$$Q_{\text{LOTES}} = 0 (0.0417) = 0.00 \text{ Lts./seg.}$$

$$A_{\text{INF}} = 442.00 \text{ m}^2 = 0.0442 \text{ Hás.}$$

$$q = 2((0.8 \times 0.00) + (0.1 \times 0.0442))$$

$$+ 2.28 + 2.18$$

$$q = 4.47 \text{ Lts./seg.}$$

$$V = \frac{1}{0.011} \times (0.0508)^{2/3} (0.0195)^{1/2}$$

$$V = 1.74 \text{ m/seg.}$$

$$Q = A \times V$$

$$= \left(\frac{\pi \times D^2}{4} \right) \times 1.74$$

$$= \left(\frac{\pi \times 0.2032^2}{4} \right) \times 1.74$$

$$Q = 56.43 \text{ Lts./seg.}$$

$$q/Q = 4.47 / 56.43 = 7.92 \%$$

Del gráfico tenemos

$$d/D = 19.24\%$$

$$v/V = 53.85\%$$

$$v = 0.5385 (1.74) = 0.94 \text{ m/seg.}$$

26) Prolongación de la Av. del Cementerio

Tramo 3

de lotes 0

L = 24.50 m

S = 1.95%

D = 8"

$$Q_{\text{LOTES}} = 0 (0.0417) = 0.00 \text{ Lts./seg.}$$

$$A_{\text{INF}} = 416.50 \text{ m}^2 = 0.04165 \text{ Hás.}$$

$$q = 2((0.8 \times 0.00) + (0.1 \times 0.04165))$$

$$+ 4.47 + 2.45$$

$$q = 6.93 \text{ Lts./seg.}$$

$$V = \frac{1}{0.011} \times (0.0508)^{2/3} (0.0195)^{1/2}$$

$$V = 1.74 \text{ m/seg.}$$

$$Q = A \times V$$

$$= \left(\frac{\pi \times D^2}{4} \right) \times 1.74$$

$$= \left(\frac{\pi \times 0.2032^2}{4} \right) \times 1.74$$

$$Q = 56.43 \text{ Lts./seg.}$$

$$q/Q = 6.93 / 56.43 = 12.28 \%$$

Del gráfico tenemos

$$d/D = 23.85\%$$

$$v/V = 63.85\%$$

$$v = 0.6385 (1.74) = 1.11 \text{ m/seg.}$$

27) Prolongación de la Av. del Cementerio

Tramo 4

de lotes 0

L = 23.00 m

S = 1.95%

D = 8"

$Q_{\text{LOTES}} = 0 (0.0417) = 0.00 \text{ Lts./seg.}$

$A_{\text{INF}} = 391.00 \text{ m}^2 = 0.0391 \text{ Hás.}$

$q = 2 ((0.8 \times 0.00) + (0.1 \times 0.0391))$
 $+ 6.93 + 2.31$

$q = 9.25 \text{ Lts./seg.}$

$V = \frac{1}{0.011} \times (0.0508)^{2/3} (0.0195)^{1/2}$

$V_L = 1.74 \text{ m/seg.}$

$Q = A \times V$

$$= \left(\frac{\pi \times D^2}{4} \right) \times 1.74$$

$$= \left(\frac{\pi \times 0.2032^2}{4} \right) \times 1.74$$

$Q = 56.43 \text{ Lts./seg.}$

$q/Q = 9.25 / 56.43 = 16.39 \%$

Del gráfico tenemos

$d/D = 27.70\%$

$v/V = 70.77\%$

$v = 0.7077 (1.74) = 1.23 \text{ m/seg.}$

28) Prolongación de la Av. del Cementerio

Tramo 5

de lotes 0

L = 23.00 m

S = 1.95%

D = 8"

$Q_{\text{LOTES}} = 0 (0.0417) = 0.00 \text{ Lts./seg.}$

$A_{\text{INF}} = 299.00 \text{ m}^2 = 0.0299 \text{ Hás.}$

$q = 2 ((0.8 \times 0.00) + (0.1 \times 0.0299))$
 $+ 9.25 + 2.17$

$q = 11.43 \text{ Lts./seg.}$

$V = \frac{1}{0.011} \times (0.0508)^{2/3} (0.0195)^{1/2}$

$V = 1.74 \text{ m/seg.}$

$Q = A \times V$

$$= \left(\frac{\pi \times D^2}{4} \right) \times 1.74$$

$$= \left(\frac{\pi \times 0.2032^2}{4} \right) \times 1.74$$

$Q = 56.43 \text{ Lts./seg.}$

$q/Q = 11.43 / 56.43 = 20.26 \%$

Del gráfico tenemos

$d/D = 30.77\%$

$v/V = 73.85\%$

$v = 0.7385 (1.74) = 1.29 \text{ m/seg.}$

29) Prolongación de la Av. del Cementerio

Tramo 6

de lotes 0

$$L = 35.00 \text{ m}$$

$$S = 1.95\%$$

$$D = 8''$$

$$Q_{\text{LOTES}} = 0 (0.0417) = 0.00 \text{ Lts./seg.}$$

$$A_{\text{INF}} = 455.00 \text{ m}^2 = 0.0455 \text{ Hás.}$$

$$q = 2 ((0.8 \times 0.00) + (0.1 \times 0.0455))$$

$$+ 11.43 + 1.43$$

$$q = 12.87 \text{ Lts./seg.}$$

$$V = \frac{1}{0.011} \times (0.0508)^{2/3} (0.0195)^{1/2}$$

$$V = 1.74 \text{ m/seg.}$$

$$Q = A \times V$$

$$= \left(\frac{\pi \times D^2}{4} \right) \times 1.74$$

$$= \left(\frac{\pi \times 0.2032^2}{4} \right) \times 1.74$$

$$Q = 56.43 \text{ Lts./seg.}$$

$$q/Q = 12.87 / 56.43 = 22.81 \%$$

Del gráfico tenemos

$$d/D = 32.70\%$$

$$v/V = 78.47\%$$

$$v = 0.7847 (1.74) = 1.37 \text{ m/seg.}$$

30) Prolongación de la Av. del Cementerio

Tramo 7

de lotes 0

$$L = 25.00 \text{ m}$$

$$S = 1.40\%$$

$$D = 8''$$

$$Q_{\text{LOTES}} = 0 (0.0417) = 0.00 \text{ Lts./seg.}$$

$$A_{\text{INF}} = 325.00 \text{ m}^2 = 0.0325 \text{ Hás.}$$

$$q = 2 ((0.8 \times 0.00) + (0.1 \times 0.0325))$$

$$+ 12.87$$

$$q = 12.88 \text{ Lts./seg.}$$

$$V = \frac{1}{0.011} \times (0.0508)^{2/3} (0.014)^{1/2}$$

$$V = 1.46 \text{ m/seg.}$$

$$Q = A \times V$$

$$= \left(\frac{\pi \times D^2}{4} \right) \times 1.46$$

$$= \left(\frac{\pi \times 0.2032^2}{4} \right) \times 1.46$$

$$Q = 47.35 \text{ Lts./seg.}$$

$$q/Q = 12.88 / 47.35 = 27.20 \%$$

Del gráfico tenemos

$$d/D = 35.78\%$$

$$v/V = 81.93\%$$

$$v = 0.8193 (1.46) = 1.20 \text{ m/seg.}$$

31) Calle de Acceso Principal

Tramo 1

de lotes 0

$$L = 60.00 \text{ m}$$

$$S = 3.00\%$$

$$D = 8''$$

$$Q_{\text{LOTES}} = 0 (0.0417) = 0.00 \text{ Lts./seg.}$$

$$A_{\text{INF}} = 780.00 \text{ m}^2 = 0.078 \text{ Hás.}$$

$$q = 2((0.8 \times 0.00) + (0.1 \times 0.078)) \\ + 12.88$$

$$q = 12.90 \text{ Lts./seg.}$$

$$V = \frac{1}{0.011} \times (0.0508)^{2/3} (0.03)^{1/2}$$

$$V = 2.16 \text{ m/seg.}$$

$$Q = A \times V$$

$$= \left(\frac{\pi \times D^2}{4} \right) \times 2.16$$

$$= \left(\frac{\pi \times 0.2032^2}{4} \right) \times 2.16$$

$$Q = 70.05 \text{ Lts./seg.}$$

$$q/Q = 12.90 / 70.05 = 18.42 \%$$

Del gráfico tenemos

$$d/D = 26.93\%$$

$$v/V = 72.70\%$$

$$v = 0.727 (2.16) = 1.57 \text{ m/seg.}$$

32) Calle de Acceso Principal

Tramo 2

de lotes 0

$$L = 62.00 \text{ m}$$

$$S = 3.00\%$$

$$D = 8''$$

$$Q_{\text{LOTES}} = 0 (0.0417) = 0.00 \text{ Lts./seg.}$$

$$A_{\text{INF}} = 806.00 \text{ m}^2 = 0.0806 \text{ Hás.}$$

$$q = 2((0.8 \times 0.00) + (0.1 \times 0.0806)) \\ + 12.90$$

$$q = 12.92 \text{ Lts./seg.}$$

$$V = \frac{1}{0.011} \times (0.0508)^{2/3} (0.03)^{1/2}$$

$$V = 2.16 \text{ m/seg.}$$

$$Q = A \times V$$

$$= \left(\frac{\pi \times D^2}{4} \right) \times 2.16$$

$$= \left(\frac{\pi \times 0.2032^2}{4} \right) \times 2.16$$

$$Q = 70.05 \text{ Lts./seg.}$$

$$q/Q = 12.92 / 70.05 = 18.44 \%$$

Del gráfico tenemos

$$d/D = 29.63\%$$

$$v/V = 72.70\%$$

$$v = 0.727 (2.16) = 1.57 \text{ m/seg.}$$

CAPITULO IV

ALCANTARILLADO

DE

AGUAS LLUVIAS

IV. DISEÑO DE ALCANTARILLADO DE AGUAS LLUVIAS

Tanto el crecimiento de la población como el desarrollo urbano pueden crear severos problemas potenciales en el manejo de aguas urbanas. Una de las estructuras más importantes para preservación y el mejoramiento del ambiente de aguas urbanas es un sistema de drenaje de aguas lluvias adecuado y que funcione correctamente. La construcción de casas, edificios comerciales, parqueos, caminos pavimentados y calles incrementa la cubierta impermeable en una cuenca y reduce la infiltración. Además, con la urbanización, el patrón especial del flujo en la cuenca se altera y la eficiencia hidráulica se incrementa a través de canales artificiales, cunetas y sistemas de recolección y drenaje de aguas lluvias. Estos factores incrementan el volumen y la velocidad de la escorrentía y producen caudales crecientes con picos mayores en las cuencas urbanizadas que aquellos que ocurrían antes de la urbanización. Muchos sistemas de drenaje urbano construidos bajo un cierto nivel de urbanización operan hoy en día bajo niveles de urbanización mayores por lo cual tienen una capacidad inadecuada.

Las cuencas urbanas varían en el espacio debido a que la pendiente de la superficie del suelo, su cubierta y el tipo de suelo cambian de un lugar a otro dentro de la cuenca. Las cuencas varían con el tiempo ya que las características hidrológicas cambian con el proceso de urbanización.

4.1 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

Un sistema de alcantarillado de aguas lluvias es una red de tuberías utilizada para conducir la escorrentía de una tormenta a través de una ciudad. El diseño de sistemas de alcantarillado de aguas lluvias involucra la determinación de los diámetros, la pendiente y las elevaciones del terreno.

La selección de una distribución o localización de una red de tubería para un sistema de alcantarillado de aguas lluvias requiere cantidades considerables de criterios subjetivos.

Usualmente los hidrólogos pueden investigar solo una pequeña cantidad de las posibles distribuciones. Generalmente, los pozos de inspección se localizan en las intersecciones de calles y en los cambios de pendientes más fuertes, y las tuberías de alcantarillado se tienden con una pendiente paralela a la superficie del terreno, con el fin de conectarlas con los alcantarillados principales localizados aguas abajo. Una vez que se ha seleccionado una distribución, puede utilizarse el Método Racional para calcular el caudal de diseño de las tuberías.

El proyecto de alcantarillas pluviales requiere: 1) La preparación de planos de situación y perfiles longitudinales; 2) La determinación de la escorrentía; 3) La elección de las secciones adecuadas para la alcantarilla, teniendo en cuenta las pendientes disponibles.

Las siguientes consideraciones son de uso común en la práctica de diseño de alcantarillado de aguas lluvias :

1. Existe flujo a superficie libre para los caudales de diseño; es decir, el sistema de alcantarillado se diseña para "Flujo gravitacional"; no se considera ni estaciones de bombeo ni alcantarillados presurizados.
2. Las tuberías de alcantarillado son de sección circular con diámetros comerciales no menores de 15 pulgadas para pasajes peatonales y de 18 pulgadas para calles de circulación vehicular.
3. El diámetro de diseño es el diámetro comercial inmediatamente superior al diámetro teórico, con capacidad de flujo igual o mayor que el caudal de diseño y que satisfaga las Normas establecidas para el diseño de estos sistemas.
4. Los alcantarillados de aguas lluvias deben colocarse a una profundidad tal que sean capaces de drenar sótanos y que tengan un colchón lo suficientemente grande para prevenir las roturas debidos a cargas en la superficie del terreno. Para el caso de El Salvador El Reglamento a la Ley de Ordenamiento del Desarrollo del Área Metropolitana

de San Salvador y los Municipios Aledaños establece que ésta distancia permisible entre la parte superior de las tuberías de aguas lluvias y la rasante de la vías será de 1.50 mts. Esta se podrá reducir a 1.00 mt. En caso de no existir interferencias con las tuberías de otros sistemas.

5. La elevación de la tubería que llega al pozo no debe ser menor que la elevación de la tubería que sale de éste.
6. Con el fin de prevenir o reducir la sedimentación excesiva de material sólido en los alcantarillados, debe especificarse una velocidad de flujo mínima permisible para el caudal de diseño o cuando el tubo fluya a máxima velocidad con flujo gravitacional.
7. En cualquier pozo de inspección el diámetro del alcantarillado de aguas abajo no puede ser menor que cualquiera de los alcantarillados de aguas arriba de ese pozo.

Una vez se ha hecho la recopilación de planos del área de interés, se procede a calcular los caudales de escorrentía. Para realizar esta actividad necesitamos antes:

- Calcular la intensidad de diseño
- Determinar los coeficientes de escorrentía a utilizar
- Calcular las áreas tributarias y los tipos de superficie presentes en la cuenca estudio

4.2 METODO RACIONAL

El Método Racional, el cual empezó a utilizarse alrededor de la mitad del siglo XIX, es probablemente el método más ampliamente utilizado hoy en día para el diseño de alcantarillado de aguas lluvias. A pesar de que han surgido críticas válidas acerca de lo adecuado de este método, se sigue utilizando para el diseño de alcantarillados debido a su simplicidad. Una vez que se ha seleccionado la distribución y se han determinado los tamaños de las tuberías por el

método racional la bondad del sistema puede verificarse por medio de los hidrogramas de caudal a través del sistema.

Las ideas detrás del método racional es que si una lluvia con intensidad " i " empieza en forma instantánea y continúa en forma indefinida, la tasa de escorrentía continuará hasta que se llegue al tiempo de concentración " t_c ", en el cual toda la cuenca estará contribuyendo al flujo en la salida. El producto de la intensidad de lluvia " i " y el área de la cuenca " A " , es el caudal de entrada al sistema, A i , y la relación entre este caudal y el caudal pico Q (Que ocurre en el t_c) se conoce como el coeficiente de escorrentía C (0 ≤ C ≤ 1). Este se expresa en la fórmula racional:

Cuadro 4.1 Fórmulas para el cálculo del caudal de escorrentía

Fórmula para Q	Observaciones
$Q = \frac{CiA}{3600}$	Q = es el caudal en litros por segundo C = es el coeficiente de escorrentía i = es la cantidad de lluvia en milímetros por hora A = es la superficie en metros cuadrados de la zona de la población donde se introducirá el alcantarillado
$Q = 0.278 CiA$	Q = es el caudal en metros cúbicos por segundo C = es el coeficiente de escorrentía i = es la cantidad de lluvia en milímetros por hora A = es la superficie en kilómetros cuadrados de la zona de la población donde se introducirá el alcantarillado
$Q = 16.667 CiA$	Q = es el caudal en metros cúbicos por segundo C = es el coeficiente de escorrentía i = es la cantidad de lluvia en milímetros por minuto A = es la superficie en metros cuadrados de la zona de la población donde se introducirá el alcantarillado
$Q = \frac{16.667}{1000} CiA$	Q = es el caudal en litros por segundo C = es el coeficiente de escorrentía i = es la cantidad de lluvia en milímetros por minuto A = es la superficie en metros cuadrados de la zona de la población donde se introducirá el alcantarillado

En áreas urbanas, el área de drenaje usualmente esta compuesta de sub-áreas o sub-cuencas de diferentes características superficiales. Como resultado, se requiere un análisis compuesto que tenga en cuenta las diferentes características superficiales. Las áreas de las sub-cuencas se denominan como A_j y los coeficientes de escorrentía para cada una de ellas se denomina como C_j . La escorrentía pico se calcula al utilizar la siguiente forma de la fórmula racional:

$$Q = i \sum_{j=1}^m C_j A_j$$

Donde :

- C_j = Coeficiente de escorrentía correspondiente a la superficie del área A_j
- A_j = Superficie en metros cuadrados, kilómetros cuadrados, etc. Con un valor C_j de Coeficiente de escorrentía
- m = Número de sub-cuencas drenadas por un alcantarillado.

Otra forma de calcular el valor de el caudal de escorrentía es calculando un valor promedio de "C" (Coeficiente de escorrentía), y luego sustituirlo en la fórmula racional así:

$$C = \frac{\sum_{j=1}^m C_j A_j}{\sum_{j=1}^m A_j}$$

Donde :

- C_j = Coeficiente de escorrentía correspondiente a la superficie del área A_j
- A_j = Superficie en metros cuadrados, kilómetros cuadrados, etc. Con un valor C_j de Coeficiente de escorrentía
- m = Número de sub-cuencas drenadas por un alcantarillado.

De tal manera que al sustituir C en la ecuación racional obtenemos:

$$Q = i C \sum_{j=1}^m A_j$$

Las suposiciones asociadas con el Método Racional son:

1. La tasa de escorrentía pico calculada en el punto de salida de la cuenca es una función de la tasa de lluvia promedio durante el tiempo de concentración, es decir, el caudal pico no resulta de una lluvia más intensa, de menor duración, durante la cual solamente una porción de la cuenca contribuye a la escorrentía a la salida de ésta.
2. El tiempo de concentración empleado es el tiempo para que la escorrentía se establezca y fluya desde la parte más remota del área de drenaje hacia el punto de entrada del alcantarillado que se está diseñando.
3. La intensidad de lluvia es constante durante toda la tormenta.

El método racional es utilizado en varios países para el diseño de sistemas de alcantarillado de aguas lluvias, debido a su simplicidad y al hecho de que las dimensiones requeridas de los alcantarillados se determinan a medida que el cálculo avanza.

4.3 COEFICIENTE DE ESCORRENTIA

El coeficiente de escorrentía C es la variable menos precisa del método racional. Su uso en la fórmula implica una relación fija entre la tasa de escorrentía pico y la tasa de lluvia para la cuenca de drenaje, lo cual no es cierto en la realidad. La proporción de la lluvia total que alcanzarán los drenajes de tormenta depende del porcentaje de permeabilidad, de la pendiente y de las características del encharcamiento de la superficie. Superficies impermeables, tales como los pavimentos de asfalto o los techos de edificios, producirán una escorrentía de casi el ciento por ciento después de que la superficie haya sido completamente mojada, independientemente de la pendiente.

El coeficiente de escorrentía también depende de las características y las condiciones del suelo. La tasa de infiltración disminuye a medida que la lluvia continúa y también es influida por

las condiciones de humedad antecedentes en el suelo. Otros factores que influyen en el coeficiente de escorrentía son la intensidad de lluvia, la proximidad del nivel freático, el grado de compactación del suelo, la porosidad del subsuelo, la vegetación, la pendiente del suelo y el almacenamiento por depresión. Debe escogerse un coeficiente razonable para representar los efectos integrados de todos estos factores. En el Cuadro 4.2 se muestran valores de Coeficientes de escorrentía para varios tipos de superficie recomendado por Kuichling ¹².

Cuadro 4.2: Coeficientes de escorrentía de Kuichling para varios tipos de superficie

TIPO DE SUPERFICIE	COEFICIENTE
Techo impermeable	0.70 – 0.95
Pavimentos de asfalto en buen estado	0.85 – 0.90
Pavimentos de piedra, ladrillo con juntas cementadas impermeables	0.75 – 0.85
Pavimentos de piedra, ladrillo con juntas no cementadas	0.50 – 0.70
Pavimentos de bloques con juntas no cementadas	0.40 – 0.50
Carreteras de macadán	0.25 – 0.60
Carreteras y paseos con calzada de grava	0.15 – 0.30
Paseos, jardines, prados y praderas, según la inclinación de la superficie y la naturaleza del suelo	0.05 – 0.25

4.4 INTENSIDAD DE LLUVIA

La intensidad de lluvia i es la tasa promedio de lluvia en pul / hora o mm / hora mm/min o mm/seg., según sea el caso, para una cuenca o subcuenca de drenaje particular. La intensidad se selecciona con base en la duración de lluvia de diseño y el periodo de retorno. La duración de diseño es igual al tiempo de concentración para el área de drenaje en consideración

Según el Reglamento de la Ley de Ordenamiento del Desarrollo del Área Metropolitana de San Salvador y los Municipios Aledaños, se establecen los siguientes periodos de retorno: " El Sistema de drenaje de aguas lluvias de toda parcelación será calculado por el urbanizador para

¹² " Abastecimiento de Agua y Alcantarillados ", Ernest Steel, 2ª ed., Editorial Gustavo Gili

intensidades de lluvia que ocurran con una frecuencia de una vez cada cinco años, tomando en consideración las características especiales del sector en donde se encuentre ubicada. Para aquellas obras de drenaje cuyo diámetro exceda de 72 pulgadas, su diseño será con periodos de retorno de diez a veinticinco años, según el caso".

Se supone que la escorrentia alcanza su pico en el tiempo de concentración t_c , cuando toda la cuenca está contribuyendo al flujo en su salida. El tiempo de concentración es el tiempo requerido por una gota de agua para fluir desde el punto más remoto de la cuenca hasta el punto de interés. Puede utilizarse un procedimiento de tanteos para determinar el tiempo crítico de concentración, donde existen varias rutas posibles que deben considerarse. El tiempo de concentración de cualquier punto en un sistema de drenaje de aguas lluvias es la suma del tiempo de entrada t_0 (El tiempo que se toma para fluir desde el punto más remoto hasta la entrada al alcantarillado) y del tiempo de flujo t_f en los alcantarillados localizados aguas arriba conectados al punto de salida:

$$t_c = t_0 + t_f$$

Cuando vierten varios ramales en la alcantarilla, se toma como base de cálculo el mayor de los tiempos de concentración de los dos o más ramales.

El tiempo de concentración también puede ser calculado utilizando fórmulas como las que aparecen en el Cuadro 4.3.

Debido a que las áreas que llegan a la mayor parte de las obras de captación de aguas lluvias son relativamente pequeñas, también es bastante común determinar el tiempo de entrada con base en experiencias bajo condiciones similares. El tiempo de entrada disminuye a medida que tanto la pendiente como la impermeabilidad de la superficie aumentan, y se incrementa a medida que la distancia sobre la cual tiene que viajar el agua se incrementa y a medida que la retención de las superficies de contacto aumenta.

Cuadro 4.3 Fórmulas para el Cálculo del tiempo de Concentración

Método	Fórmula para t_c	Observaciones
Kirpich (1940)	$t_c = 0.0078 \times L^{0.77} \times S^{-0.385}$ <p>L= longitud del canal desde aguas arriba hasta la salida, pies S= pendiente promedio de la cuenca pie/pie</p>	Desarrollada a partir de información del SCS en siete cuencas rurales en Tennessee con canales bien definidos y pendientes empinadas (3 a 10 %); para flujo superficial en superficies de concreto o asfalto se debe multiplicar t_c por 0.4; para canales de concreto se debe multiplicar por 0.2; no se debe hacer ningún ajuste para flujo superficial en suelo descubierto o para flujo en cunetas.
California Culverts Practice	$t_c = 60(11.9 \times L^3 / H)^{0.385}$ <p>L= longitud del curso de agua más largo, mi H= diferencia de nivel entre la divisoria de aguas y la salida, pies</p>	Esencialmente es la Ecuación de Kirpich, desarrollada para pequeñas cuencas montañosas en California.
Pickering	$t_c = (0.87 \times L^3 / H)^{0.385}$ <p>t_c= horas L= longitud del curso más largo en Km. H= diferencia de elevación en metro entre el punto de inicio del cauce y la divisoria de la cuenca en el punto de interés</p>	

Según Steel, el tiempo de desagüe utilizado en la práctica puede variar entre 3 a 20 minutos, aunque en ciudades los valores de estos tiempo generalmente varían entre los 5 a 10 minutos.

4.4.1 Ajuste de Intensidades máximas anuales.

Consiste en ajustar las intensidades máximas anuales conocidas o registradas utilizando principios estadísticos aplicables a valores extremos como la Ley de Gumbel.

El procedimiento a seguir es el siguiente:

1. Se obtienen los registros de los valores de Intensidades máximas anuales del sitio de interés o de una estación cercana que se ubique en la misma cuenca.
2. Se ordenan los valores de menor a mayor
3. Se calcula su probabilidad de ocurrencia o frecuencia por medio de la fórmula:

$$f = \frac{m}{n+1}$$

Donde: m = Posición de datos después que se han ordenado de menor a mayor

n = Número total de datos.

4. Se realiza el ajuste gráfico en papel Gumbel, obteniéndose la curva de Frecuencia Acumulada. De éstas curvas se toman los datos correspondientes al periodo de retomo que se considerará para el diseño de el sistema de aguas lluvias; y éstos datos se grafican en papel logaritmico. A ésta última gráfica es a la que llamamos Curva de Intensidad- Duración- Frecuencia.

4.5 ÁREA DE DRENAJE

Debe determinarse el tamaño y la forma de la cuenca o subcuenca bajo consideración. El área puede determinarse utilizando planímetros en mapas topográficos, o mediante trabajos topográficos de campo cuando los datos topográficos han cambiado o cuando el intervalo entre las líneas de nivel en los mapas es demasiado grande para distinguir la dirección del flujo. Debe medirse el área de drenaje que contribuye al sistema que se está diseñando y la subárea de drenaje que contribuye a cada uno de los puntos de entrada. El esquema de la divisoria del

drenaje debe seguir las fronteras reales de la cuenca, en lugar de las fronteras comerciales de los terrenos, como puede utilizarse en alcantarillados de aguas residuales. Las líneas divisorias del drenaje están influidas por las pendientes de pavimento con localización de conductos subterráneos y parques pavimentados o no pavimentados, la calidad de pastos, céspedes, y muchas otras características introducidas por la urbanización.

4.6 COMPONENTES DEL SISTEMA DE AGUAS LLUVIAS

El sistema puede estar constituido por:

- a) **Canaletas o Cunetas:** Elementos que conducen superficialmente el agua escurrida por un área determinada.

La capacidad de descarga depende de su forma, pendiente y rugosidad. La ecuación de Manning puede utilizarse para determinar el gasto que son capaces de conducir aunque la consideración de que transportan un flujo uniforme no es estrictamente correcta, ya que existen contribuciones a todo lo largo de su recorrido (Por el bombeo de la calle donde se ubican); que hace que aumente el tirante y la velocidad del flujo. Además con el escurrimiento poco profundo y el tirante transversal variable común en las cunetas, la distribución del gasto no es simétrica.

Según el Reglamento de la OPAMSS, se establece un escurrimiento máximo permisible en cordones y cunetas o canaletas de cien metros. En pasajes peatonales únicamente, se podrá utilizar canaletas rectangulares o medias cañas de concreto en sustitución de cordones y cunetas.

- b) **Tragantes:** Son estructuras que tienen como función la captura de las aguas lluvias que son transportadas por las cunetas o canaletas y conduciría a las tuberías subterráneas.

Constan de una cámara de almacenamiento y de la boca de entrada por la cual penetra el agua lluvia.

Los tragantes se pueden clasificar en:

- 1) Remetidos o de acera: consiste en una abertura vertical que se encuentra en el cordón de las aceras y a través de la cual pasa el agua.
- 2) Tragante de Cuneta: consiste en una abertura que se construye directamente en la cuneta, apoyada sobre la caja, la abertura es protegida con una parrilla o por rejas.

Los tragantes se ubican en las intersecciones de las calles, en sus puntos medios cuando las distancias son mayores de 100 mts y en los puntos bajos de las curvas verticales.

Los tragantes se conectan al sistema por medio de tuberías, pudiendo unir dos tragantes y luego conectarse al pozo o unirse directamente al pozo o a la caja de registro según se muestra en la fig. 4.1.

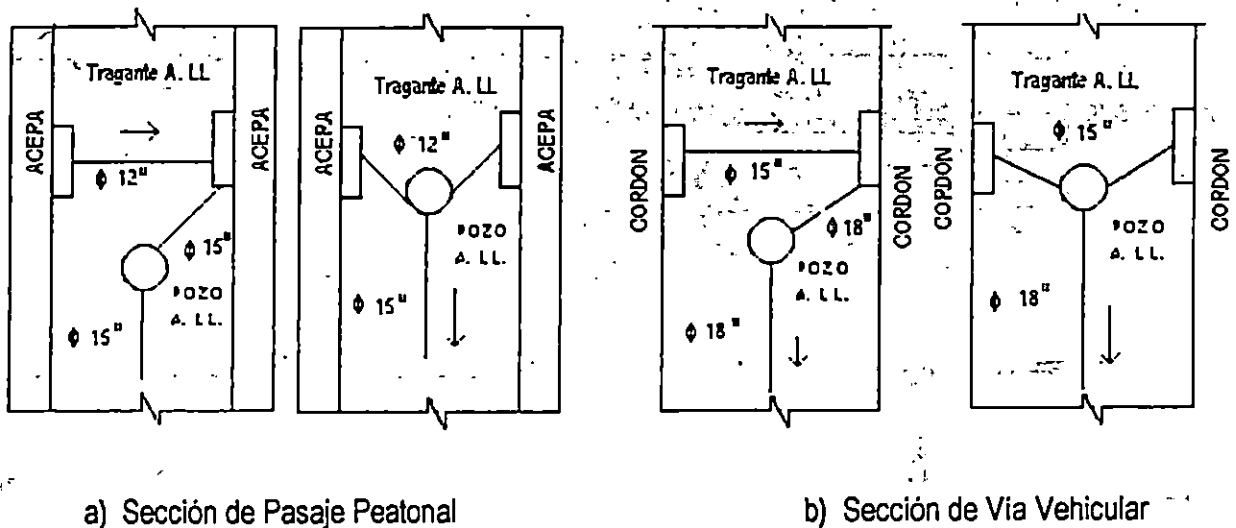


Fig. 4.1 Conexión de Tragantes : a) A caja de Registro o Pozo de Visita b) A Pozo de Visita

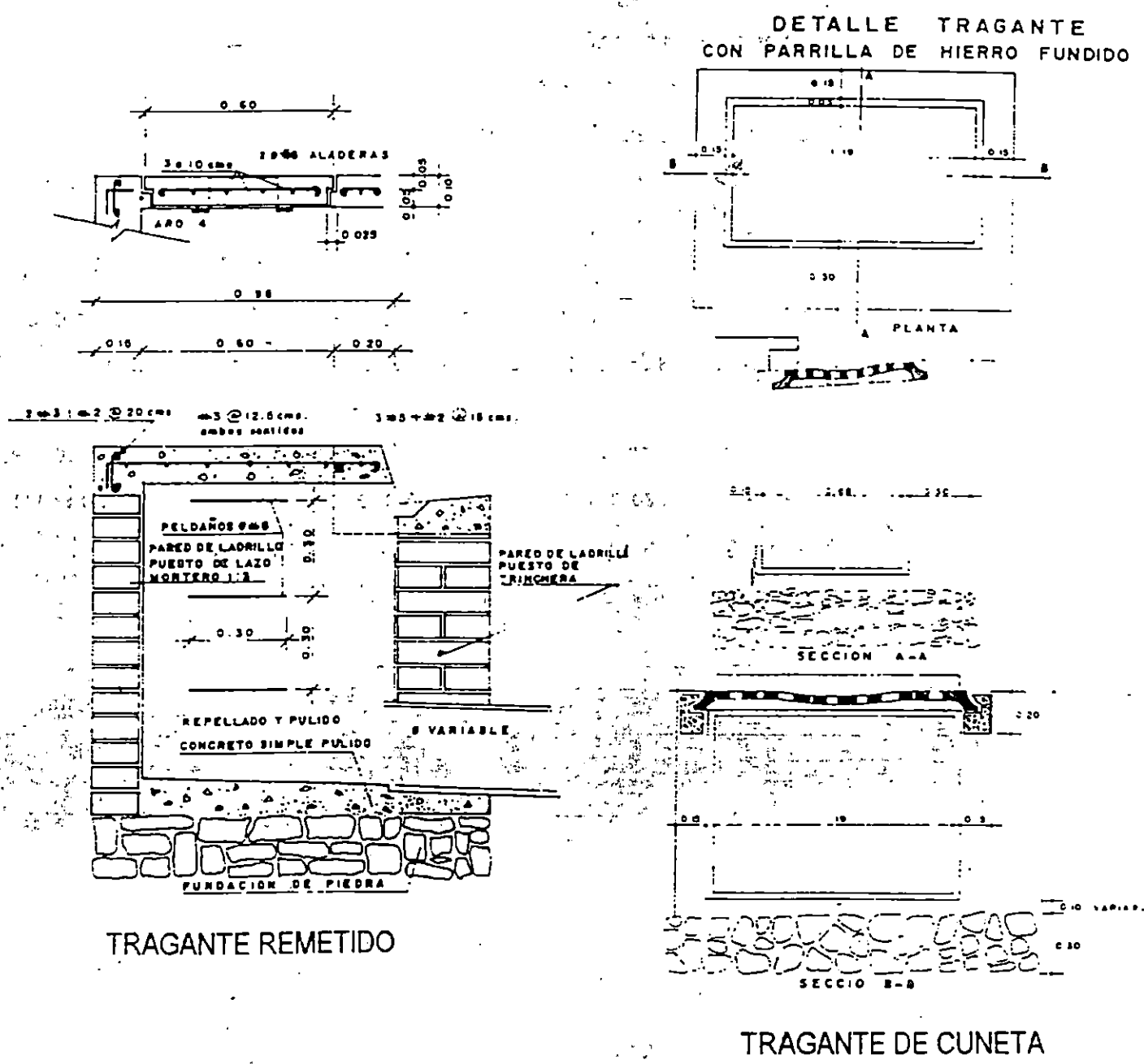


Fig. 4.2 Detalle de tragantes según su clasificación: 1) Tragante Remetido 2) Tragante de cuneta

c) **Pozos de Visita:** los pozos de visita se ubican en diferentes puntos del alineamiento del sistema, ya sea en los cambios de pendiente o en los cambios de dirección de las alcantarillas o bien cada 100 mts. Las finalidades de estas estructuras son:

- i) Inspección y limpieza de las alcantarillas
- ii) Cambios de diámetro en las tuberías
- iii) Cambios considerables de las pendientes

Se debe tener cuidado en que las presiones unitarias sobre el fondo del pozo y de la alcantarilla sean aproximadamente uniformes, ya que en otro caso existe el riesgo de asentamiento del pozo que podría causar una rotura en la conducción que constituye la alcantarilla.

Cuando la diferencia de cota entre las alcantarillas entrante y saliente exceda de 0.5 m., el caudal afluente puede verter a la cota de la alcantarilla saliente por una boca de caída o pozo de registro con caída incorporada como se muestra en la fig. 4.5, la finalidad de ello es proteger al personal que entra en el pozo de registro y evitar salpicaduras de agua lluvia.

El diámetro del pozo de visita dependerá de los diámetros de las tuberías que en él convergen, recomendándose los siguientes datos:

Cuadro 4.4 Diámetro de los Pozos de Visita atendiendo el Diámetro de las Tuberías que en él convergen

Diámetro de la tubería Pulgadas	Diámetro del Pozo Mts.
Hasta 24	1.20
30-36	1.80
42-48	2.20
60	2.50

En cuanto a los materiales, cuando la altura de los pozos no exceda de 6.0 mts éstos podrán ser de ladrillo de barro puesto de trinchera o de piedra, en ambos casos repellados por dentro. Si su altura es mayor o si tiene caídas mayores de 3.0 mts estos se deberán reforzar adecuadamente. Las tapaderas de los pozos serán de hierro fundido en vías de circulación vehicular pudiendo ser de hierro fundido o de concreto en los pasajes peatonales.

La distancia máxima entre pozos de visita será de cien metros. En las Figs. 4.3 y 4.4 se muestran detalles de pozos de registro recomendados por El Reglamento a La Ley de Ordenamiento del Desarrollo del Área Metropolitana de San Salvador y los Municipios Aledaños, en la Fig. 4.5 se muestra el detalle de un pozo con caja de sostén.

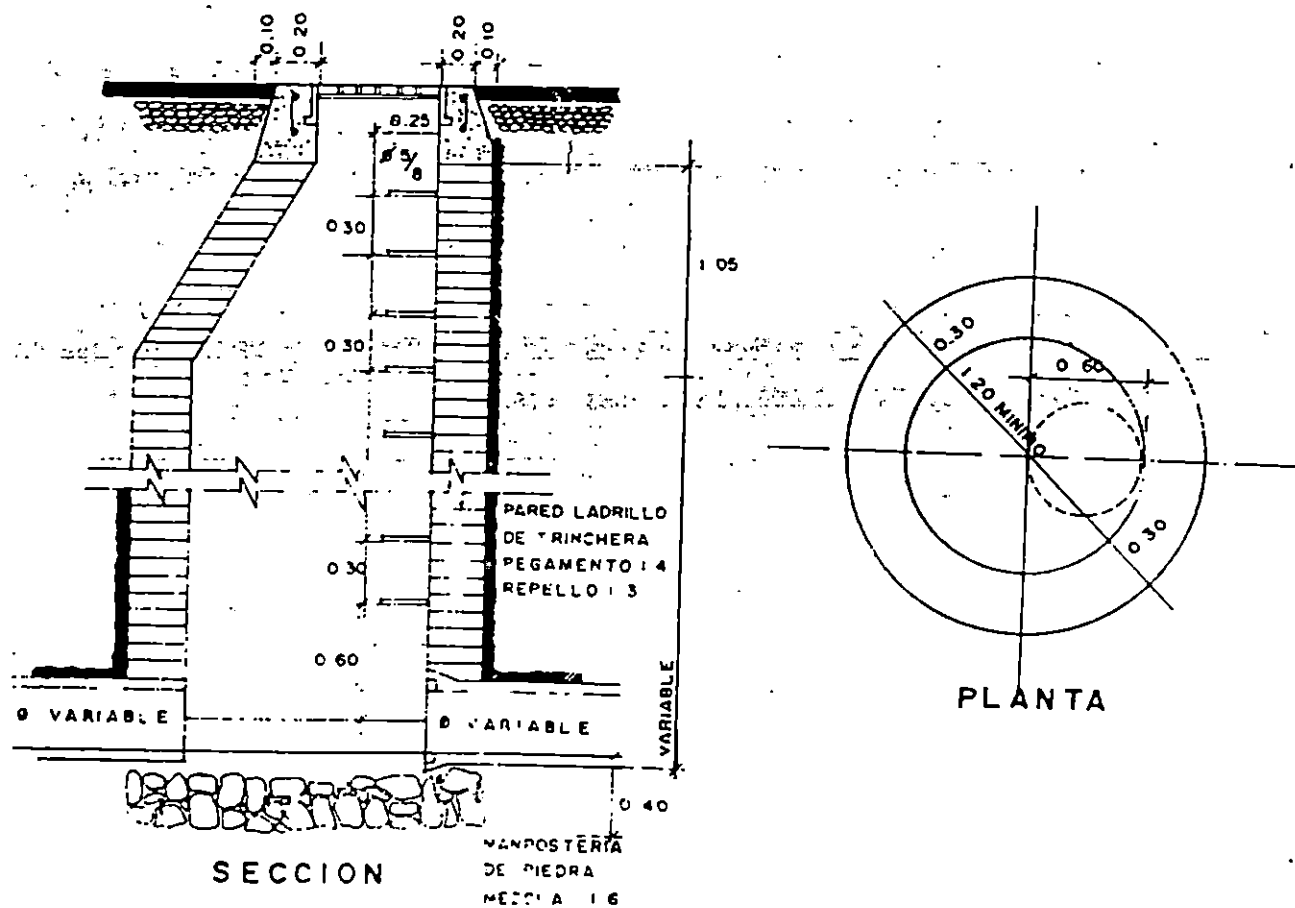


Fig. 4.3 Detalle de Pozo Tipo para Aguas Lluvias

DETALLE DE POZO REFORZADO PARA AGUAS LLUVIAS

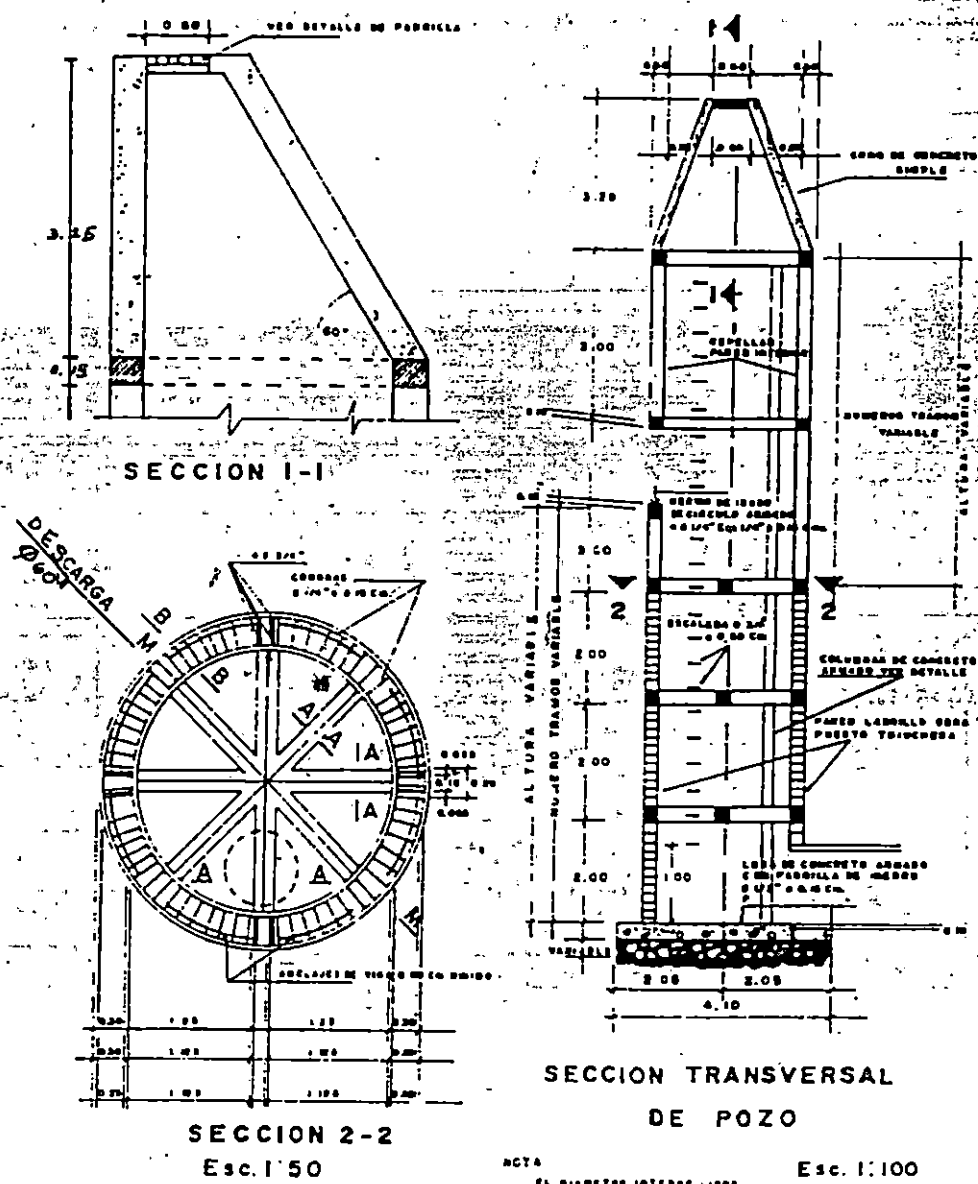


Fig. 4.4 Detalle de Pozo Reforzado para Aguas Lluvias

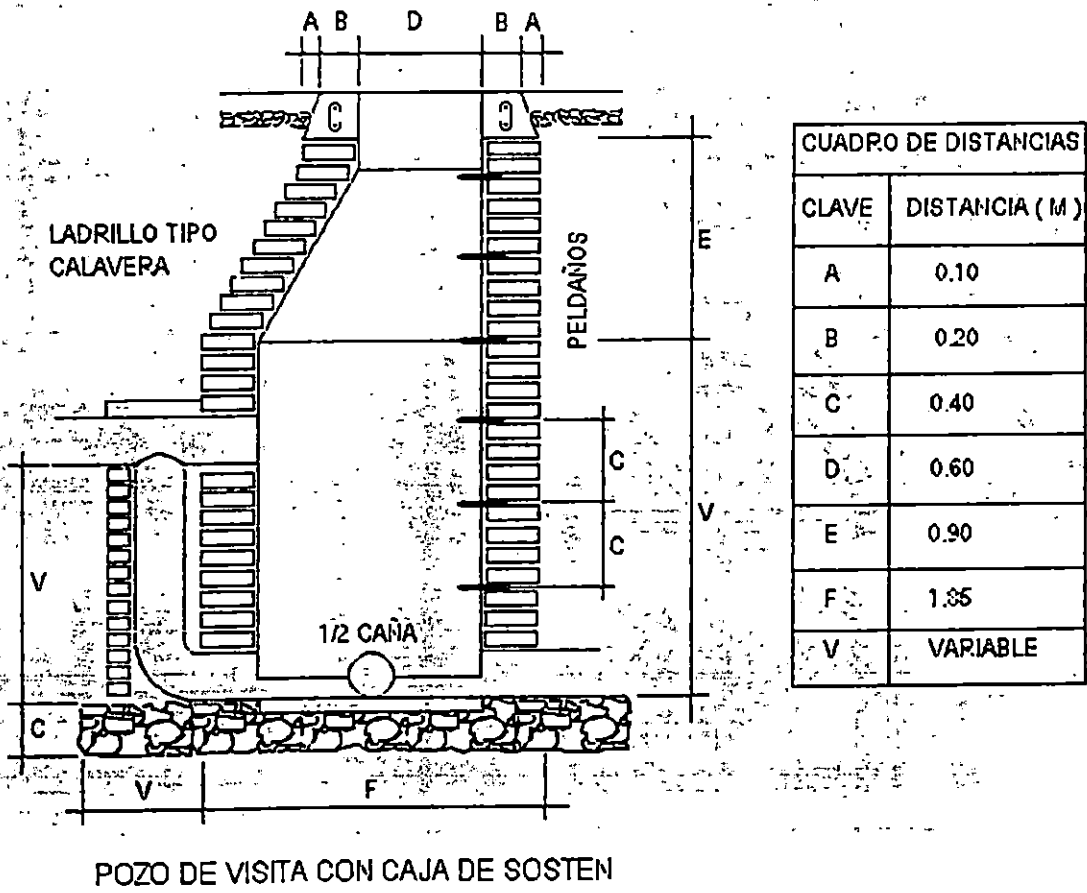


Fig. 4.5 Caja de Sostén o Pozo con Caida Incorporada

- d) **Cajas de Registro:** tienen las mismas funciones que los pozos de visita, aunque su resistencia a cargas verticales es menor. Su forma generalmente es cuadrada o rectangular y se instalan en pasajes peatonales. Se construyen de piedra, ladrillo de calavera puesto de trinchera por la combinación de éstos materiales. La tapadera se fabrica de concreto armado.

Se podrán utilizar cajas de registro para tuberías menores o iguales que 24 pulgadas.

- e) **Colectores o Tuberías de Aguas Lluvias:** Un colector es un tubo cuya función es la de conducir las aguas lluvias bajo la superficie del terreno hasta llevarla a los puntos de descarga, con el cuidado de que no ocasionen daños. Normalmente trabajan parcialmente llenos, por lo que el diseño hidráulico de éstos conductos es similar al de las tuberías de aguas negras.

Se diseñan lo suficientemente grandes, con pendientes hidráulicas pre-establecidas para procurar un desalojo rápido y así evitar inundaciones en calles, aceras, plazas y otro tipo de estructuras, de tal manera que no se interrumpa el tráfico vehicular, ni se causen daños a propiedades.

La profundidad a que se colocan estos tubos debe ser la suficiente para:

- i) Protegerlo contra roturas por cargas uniformes, concentradas y de impacto del tráfico
- ii) Evitar interferencias con las alcantarillas sanitarias y de agua potable

Según el Reglamento de la OPAMSS la ubicación de estas tuberías en toda vía de circulación menor será al centro de las mismas. Y la distancia permisible entre la parte superior de las tuberías de aguas lluvias y la rasante de las vías será 1.50 mts., pero en el caso de existir interferencias con las tuberías de otros sistemas la distancia antes mencionada podrá reducirse como máximo a 1.0 mt.

En nuestro país el material utilizado tradicionalmente para la fabricación de colectores de aguas lluvias ^{es} en el concreto. Este tipo de tubería hasta un diámetro de 18 pulgadas se construye sin refuerzo, de 24 pulgadas en adelante es necesario se incluya un refuerzo de acero en su elaboración. Los valores de coeficiente de Manning recomendados para el diseño hidráulico de los conductos de concreto es $n = 0.015$

Actualmente también se ha tratado de introducir en la construcción de estos sistemas, tuberías de otros materiales como PVC y Poliestireno (Tuberías Rib-Loc y tuberías ADS, respectivamente) cuyos coeficientes de Manning pueden andar por $n = 0.011$.

- Poliestireno (PE)*
- f) **Elementos de protección:** Un colector final realiza su descarga hacia un colector natural, esto implica la utilización de un desagüe ó un cuerpo receptor final natural.

Las descargas ocasionan problemas de erosión, derrumbes de terraplenes y socavamiento de las bases de los mismos, etc., esto se debe a que muchas veces no se realizan obras de protección de descarga de las aguas lluvias en las localidades.

Por lo anterior se hace necesario realizar obras adicionales en los puntos de descarga, obras que protejan a los terrenos vecinos, así como también a los que se encuentran aguas abajo. Entre estas obras tenemos algunas como: los muros guarda niveles, los disipadores de energía y cabezales.

4.7 CONSIDERACIONES DE VELOCIDADES Y PENDIENTES

El caudal de aguas lluvias deberá discurrir siempre a una velocidad suficiente para evitar la sedimentación de materia sólida en la tubería. Hay que considerar que en el funcionamiento de estos sistemas suceden arrastres de arena, grava y otros desechos de diversas clases. Por otra parte velocidades altas en los flujos de las alcantarillas podrían provocar erosión en el fondo y consecuentemente su destrucción.

Aunque los Reglamentos que rigen el diseño de estos sistemas no establecen velocidades mínimas de diseño, Steel recomienda valores de velocidad mínimas entre 0.75 y 0.90 m/s para diseñar hidráulicamente. En cuanto a las velocidades máximas en los sistemas de recolección de aguas lluvias, no se establecen valores específicos, pero éstos se pueden deducir de la sustitución en la Ecuación de Manning de los valores de las pendientes máximas permitidas (Recomendadas por lo Reglamentos de la OPAMSS y VMDU) para cada diámetro:

$$V = \frac{1.49}{n} R_H^{2/3} S^{1/2} \quad (\text{Ecuación de Manning})$$

En donde: V = Velocidad a tubo lleno en m/s

n = Coeficiente de Manning

R_H = Radio Hidráulico en mts. (Para tubería que trabaja llena $R_H = D/4$)

S = Pendiente de la tubería

Cuadro 4.5 Valores de las Velocidades Máximas para tuberías que fluyen llenas.

Díámetro de Tuberías Pulgadas	Pendiente Máxima Permisible %	Velocidad Máxima Permisible m/s
12	7.0	3.13
15	6.0	3.37
18	5.0	3.47
24	3.0	3.26
30	2.5	3.45
36	2.0	3.49
42	2.0	3.87
48	2.0	4.23
60	2.0	4.90
72	1.5	4.79

4.8 CAPACIDAD DE LA TUBERIA

En la escogitación de los diámetros de las tuberías de alcantarillado de aguas lluvias, se calcula el mínimo diámetro requerido y se selecciona el siguiente diámetro comercial disponible o el mínimo diámetro requerido por las Normas de diseño.

El procedimiento de cálculo de las capacidades de estos conductos, es similar al procedimiento que se sigue en los proyectos de aguas negras (Ver secciones 3.4.1 y 3.4.2), ya que para ambos sistemas consideramos que las alcantarillas fluirán parcialmente llenas. Lo que implica que también utilizaremos los Nomogramas presentados en la sección anterior (Figs. 3.3 y 3.4). En el Ejemplo presentado en el presente capítulo se ilustra cada uno de los pasos a seguir para definir las características hidráulicas de las tuberías a colocar para evacuar las aguas lluvias cuyos caudales serán calculados utilizando la Fórmula Racional.

A continuación se presenta un ejemplo de cálculo para el diseño de un sistema de drenaje de aguas lluvias para una urbanización.

EJEMPLO 13

Se necesita diseñar el Sistema de drenaje de aguas lluvias para la Urbanización Santa Alegría, ubicada en Izalco. Dicha Urbanización se realiza en varias etapas, el presente diseño corresponde a la etapa final de la misma. El Sistema desaguará en un pozo ya existente al final del Pasaje 5 (Ver hoja 1/2 de Planos aguas Lluvias al final de éste capítulo).

Para hacer el diseño necesitamos contar antes con los datos pluviométricos correspondiente a la zona donde está ubicada la Urbanización antes mencionada. Dichos datos se muestran en la Hoja T-3 (Ver página 326).

Además el cálculo de los caudales de escorrentía aportados por cada pasaje se han calculado paso a paso. En los pasajes donde existen predios baldíos o zonas verdes comunales, estas áreas se han tomado en cuenta en las aportaciones de jardines a los caudales de escorrentía.

FIGURA

Intensidad de Precipitación Máxima Anual (absoluta)
 en mm/minuto para diferentes periodos
 Periodo (minutos)

AÑO	5	10	15	20	30	45	60	90	120	150	180	240
1965	1.60	1.54	1.37	1.20	1.02	0.82	0.68	0.14	0.12	0.11	0.10	0.08
66	2.14	2.05	2.03	2.02	1.53	1.14	0.86	0.56	0.34	0.29	0.25	0.19
67	2.25	1.87	1.75	1.56	1.38	1.08	0.90	0.65	0.58	0.49	0.42	0.33
68	3.24	2.43	2.02	2.02	1.45	1.68	0.88	0.60	0.45	0.40	0.37	0.28
69	3.00	2.33	2.01	1.71	1.40	1.38	1.12	0.79	0.53	0.40	0.26	0.23
1970	3.06	2.24	1.90	1.62	1.33	1.09	0.86	0.81	0.48	0.40	0.35	0.27
71	3.92	2.98	2.65	2.34	1.82	1.26	0.71	0.50	0.40	0.32	0.23	0.23
72	3.26	2.46	2.11	1.90	1.54	1.21	1.00	0.74	0.39	0.32	0.18	0.15
73	2.52	2.25	2.16	2.07	1.84	1.47	1.26	0.99	0.79	0.66	0.56	0.31
74	2.86	2.29	2.10	1.68	1.37	1.06	0.91	0.66	0.59	0.49	0.41	0.32
75	2.86	2.00	1.73	1.60	1.24	1.12	0.96	0.74	0.41	0.33	0.28	0.21
76	2.04	1.55	1.29	1.14	0.90	0.69	0.50	0.40	0.33	0.27	0.24	0.18
77	3.16	2.55	1.97	1.92	1.65	1.31	1.02	0.69	0.52	0.42	0.36	0.28
1978	2.82	1.94	1.56	1.31	1.08	0.85	0.65	0.63	0.48	0.39	0.32	0.24
79	3.80	2.65	1.97	1.87	1.40	1.09	0.86	0.63	0.49	0.40	0.35	0.27
1980	3.38	2.13	1.70	1.45	1.20	0.95	0.96	0.69	0.52	0.42	0.35	0.23
81	3.800	2.660	1.953	1.640	1.337	1.009	1.048	0.961	0.733	0.589	0.501	0.385
82	2.5	1.9	1.6	1.4	1.1	0.9	0.7	0.5	0.4	0.3	0.3	0.2

SOLUCIÓN

1) Cálculo de la Intensidad de Diseño (i)

a) Cálculo del tiempo de Concentración

Para el cálculo del tiempo de concentración utilizaremos la Fórmula de Pickering:

$$T_c = \left(\frac{0.871 \times L^3}{H} \right)^{0.385}$$

En donde:

T_c = Tiempo de Concentración en horas

L = Longitud del cauce más largo en kilómetros

H = Diferencia de niveles en mts. Es decir la diferencia de cotas desde el punto de entrada al sistema hasta el punto de desagüe o salida.

Primero observamos que la trayectoria más larga que seguirá el agua para ser evacuada o la longitud del curso más largo recorrido por el agua es la siguiente:

$L =$ longitud del Pasaje 4-A + Longitud de Calle L-A s¿Sur + Longitud de Calle L-A Norte + Longitud del Pasaje 7-A + Longitud del pasaje 12 + Longitud del Pasaje 5-B

$L =$ 50.00 + 57.50 + 77.50 + 18.00 + 92.00 + 38.50 + 38.50 + 50.00 + 26.00

$L =$ 448.00 mt = 0.448 km.

La diferencia de niveles entre el punto de inicio del pasaje 4-A y el pozo ya existente en el pasaje 5-B es:

$$H = 609.00 - 590.50$$

$$H = 18.50$$

Si sustituimos los respectivos valores en la fórmula, es decir: $L = 420.0$ mts ó 0.42 km.; y $H = 23.02$ mts. Tenemos:

$$T_c = \left(\frac{0.871 \times 0.448^3}{18.50} \right)^{0.385} = 0.121 \text{ horas}$$

Convirtiendo la unidades a minutos, tenemos que el tiempo de concentración será de 7.31 minutos para el sistema que estamos diseñando.

b) Ajuste de Intensidades Máximas anuales

Con base a los datos tabulados en la Hoja T-3 (página 327), procedemos a ordenar los datos y posteriormente a construir la curva IDF. Los datos son ordenados de menor a mayor, y luego calculamos la frecuencia por medio de la fórmula propuesta por Gumbel (Ver resultados en Cuadro 4.6):

$$f = \frac{m}{n+1} \times 100\%$$

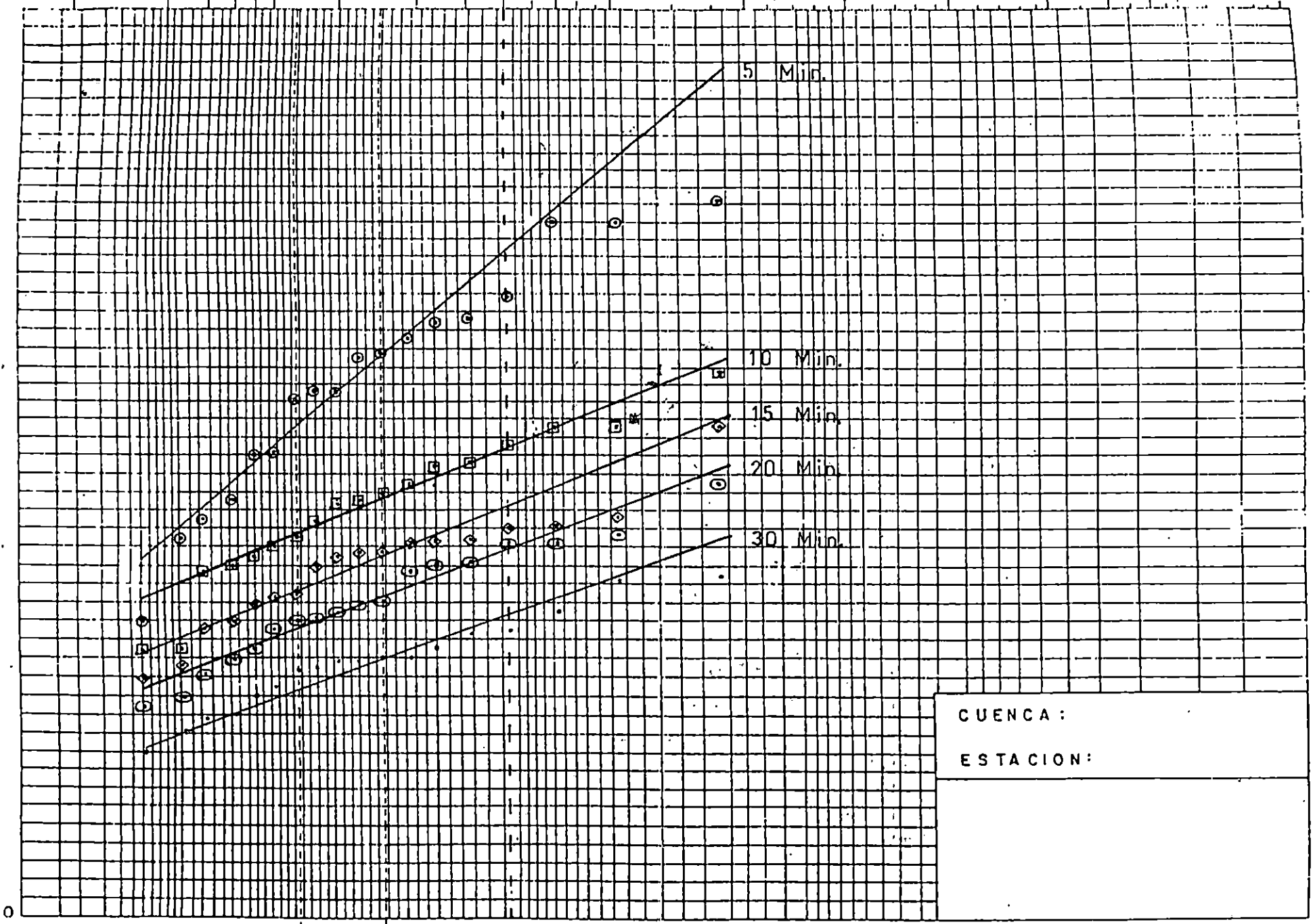
Posteriormente graficamos éstos datos en papel probabilístico, tomando los valores de la frecuencia como valores de las abcisas y las intensidades como valores de las ordenadas. Trazaremos cuatro curvas para tiempos de duración de 5, 10, 15 y 20 minutos, porque como veremos, el tiempo de concentración de la cuenca tributaria anda por dichos valores. Una vez graficados estos valores (Ver Fig. 4.6), tomamos los valores correspondientes a un periodo de retorno de 5 años, según lo indicado por el Reglamento de Reglamento de la Ley de Ordenamiento del Desarrollo del Área Metropolitana y de San Salvador y los Municipios Aledaños. Estos últimos datos los graficamos en papel log-log.

Posteriormente, calculamos el valor del tiempo de concentración para el presente proyecto, con ese valor encontraremos el correspondiente valor de intensidad de precipitación para el diseño que estamos haciendo.

Cuadro 4.6 Intensidad de Precipitación Máxima Anual (absoluta) en mm/min para periodos de 5, 10, 15 y 20 minutos. Datos para Ajuste de Curvas

Posición	5 min.	10 min.	15 min.	20 min.	30 min.	$f = \frac{m}{n+1} \times 100\%$
1	1.60	1.54	1.29	1.14	0.90	5.26
2	2.04	1.55	1.37	1.20	1.02	10.53
3	2.14	1.87	1.56	1.31	1.08	15.79
4	2.26	1.90	1.60	1.40	1.10	21.05
5	2.50	1.94	1.70	1.45	1.20	26.32
6	2.52	2.00	1.73	1.56	1.24	31.58
7	2.82	2.05	1.75	1.60	1.33	26.84
8	2.86	2.13	1.90	1.62	1.34	42.11
9	2.86	2.24	1.95	1.64	1.37	47.37
10	3.06	2.25	1.97	1.68	1.38	52.63
11	3.08	2.29	1.97	1.71	1.40	57.89
12	3.16	2.33	2.01	1.87	1.40	63.16
13	3.24	2.43	2.02	1.90	1.45	68.42
14	3.26	2.46	2.03	1.92	1.53	73.68
15	3.38	2.55	2.10	2.02	1.54	78.94
16	3.80	2.65	2.11	2.02	1.65	84.21
17	3.80	2.66	2.16	2.07	1.82	89.47
18	3.92	2.98	2.65	2.34	1.84	94.74

Construiremos la Curva IDF para un periodo de Retorno de 5 años como lo indica el Reglamento de la Ley de Ordenamiento del Desarrollo del Área Metropolitana y de San Salvador y los Municipios Aledaños.



CUENCA :
ESTACION :

Cuadro 4.7 Datos de Intensidades Máximas anuales (mm/min) para un Período de Retorno de cinco años.

Tiempo (min.)	Intensidad (mm/min.)
5	3.65
10	2.60
15	2.25
20	2.00
30	1.65

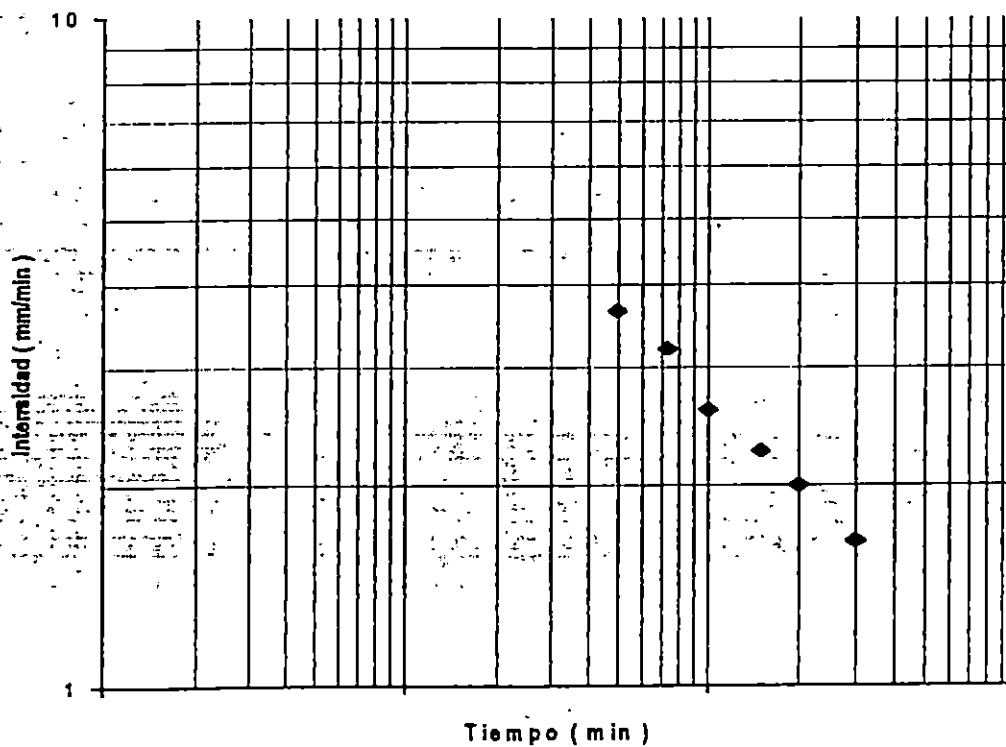


Fig. 4.7 Curva Intensidad - Duración - Frecuencia (IDF), para un período de retorno de 5 años

• Cálculo del tiempo de Concentración

Con el valor de tiempo de concentración calculado anteriormente ($T_c = 0.121$ horas), obtenemos de la Curva IDF que la intensidad de diseño es de 3.20 mm / min.

2) Determinación de los Coeficientes de Escorrentía a utilizar

Los valores de C a utilizar serán los siguientes:

Cuadro 4.8 Valores de Coeficientes de Escorrentía a utilizar en el Ejemplo 13

Superficie	Coefficiente de Escorrentía
Techos	0.85
Asfaltos, Pavimentos	0.88
Jardines	0.14
Aceras, Pasajes	0.80

3) Cálculo de las áreas tributarias y de los Caudales de Escorrentía aportados por cada pasaje

Para el lado sur del pasaje 25 se midieron las siguientes áreas (Ver detalle en hoja 1/2 de Planos Aguas Lluvias).

Área de techos = 0.00 m²

Área de jardines = 475.00 m² $A_{\text{jardines}} =$

Área de aceras = 29.90 m²

Área de arriates = 39.10 m² $A_{\text{arriates}} =$

Área de pavimento = 0.00 m²

$17 \times 6.5 = 93.5 \text{ m}^2$
 $A_{\text{C}} = 101.75 \text{ m}^2$

$3.0 \times 6.5 = 19.5 \text{ m}^2$
 $1.5 \times 6.5 = 9.75 \text{ m}^2$

Anteriormente calculamos el valor de la intensidad de diseño que es igual a 3.20 mm/min, además en el Cuadro 4.9 aparecen los coeficientes de escorrentía que utilizaremos, conociendo todos estos datos procedemos a calcular los caudales de escorrentía aplicando la fórmula:

$$Q = \frac{16.667}{1000} C i A$$

Donde : Q = Caudal en lts. / seg
 C = Coeficiente de escorrentía
 i = intensidad de lluvia en mm / min
 A = Área en m²

$$Q_{\text{techos}} = \frac{16.667}{1000} (0.85) (3.20) (0.00) = 0.00 \text{ lts. / seg.}$$

$$Q_{\text{jardines}} = \frac{16.667}{1000} (0.14) (3.20) (475.00) = 3.55 \text{ lts. / seg.}$$

$$Q_{\text{aceras}} = \frac{16.667}{1000} (0.80) (3.20) (29.90) = 1.28 \text{ lts. / seg.}$$

$$Q_{\text{materiales}} = \frac{16.667}{1000} (0.14) (3.20) (39.10) = 0.29 \text{ lts. / seg.}$$

$$Q_{\text{pavimentos}} = \frac{16.667}{1000} (0.88) (3.20) (0.00) = 0.00 \text{ lts. / seg.}$$

El caudal total (Q_T) aportado por esta área del pasaje será:

$$Q_T = Q_{\text{techos}} + Q_{\text{jardines}} + Q_{\text{aceras}} + Q_{\text{materiales}} + Q_{\text{pavimentos}}$$

$$Q_T = 0.00 + 3.55 + 1.28 + 0.29 + 0.00$$

$$Q_T = 5.11 \text{ lts. / seg.}$$

A continuación se presenta un resumen de el cálculo efectuado para todos lo pasajes:

Cálculo de los Caudales aportados por cada Pasaje

Pasaje 25 Sur

A_{tech} :	0.00 m ²	Q_{tech} :	0.00 lts/seg
A_{jard} :	475.00 m ²	Q_{jard} :	3.55 lts/seg
A_{acer} :	29.90 m ²	Q_{acer} :	1.28 lts/seg
A_{arr} :	39.10 m ²	Q_{arr} :	0.29 lts/seg
A_{pav} :	0.00 m ²	Q_{pav} :	0.00 lts/seg
		Q_{Tot} :	5.11 lts/seg

Pasaje 25 Norte

A_{tech} :	151.11 m ²	Q_{tech} :	6.85 lts/seg
A_{jard} :	209.89 m ²	Q_{jard} :	1.57 lts/seg
A_{acer} :	26.00 m ²	Q_{acer} :	1.11 lts/seg
A_{arr} :	34.00 m ²	Q_{arr} :	0.25 lts/seg
A_{pav} :	0.00 m ²	Q_{pav} :	0.00 lts/seg
		Q_{Tot} :	9.78 lts/seg

Pasaje 3 Oeste

A_{tech} :	428.40 m ²	Q_{tech} :	19.42 lts/seg
A_{jard} :	512.10 m ²	Q_{jard} :	3.82 lts/seg
A_{acer} :	115.70 m ²	Q_{acer} :	4.94 lts/seg
A_{arr} :	151.30 m ²	Q_{arr} :	1.13 lts/seg
A_{pav} :	0.00 m ²	Q_{pav} :	0.00 lts/seg
		Q_{Tot} :	29.31 lts/seg

Pasaje 3 Este

A_{tech} :	548.23 m ²	Q_{tech} :	24.85 lts/seg
A_{jard} :	644.10 m ²	Q_{jard} :	4.81 lts/seg
A_{acer} :	115.70 m ²	Q_{acer} :	4.94 lts/seg
A_{arr} :	151.30 m ²	Q_{arr} :	1.13 lts/seg
A_{pav} :	0.00 m ²	Q_{pav} :	0.00 lts/seg
		Q_{Tot} :	35.73 lts/seg

Calle L-A Oeste (Tramo 1)

A _{tech} :	223.16 m ²	Q _{tech} :	10.11 lts/seg
A _{jard} :	271.31 m ²	Q _{jard} :	2.03 lts/seg
A _{acer} :	42.00 m ²	Q _{acer} :	1.79 lts/seg
A _{arr} :	42.00 m ²	Q _{arr} :	0.31 lts/seg
A _{pav} :	126.00 m ²	Q _{pav} :	5.91 lts/seg
		Q _{Tot} :	20.16 lts/seg

Calle L-A Este (Tramo 1)

A _{tech} :	0.00 m ²	Q _{tech} :	0.00 lts/seg
A _{jard} :	494.47 m ²	Q _{jard} :	3.69 lts/seg
A _{acer} :	42.00 m ²	Q _{acer} :	1.79 lts/seg
A _{arr} :	42.00 m ²	Q _{arr} :	0.31 lts/seg
A _{pav} :	126.00 m ²	Q _{pav} :	5.91 lts/seg
		Q _{Tot} :	11.71 lts/seg

Calle L-A Oeste (Tramo 2)

A _{tech} :	334.74 m ²	Q _{tech} :	15.18 lts/seg
A _{jard} :	496.82 m ²	Q _{jard} :	3.71 lts/seg
A _{acer} :	67.50 m ²	Q _{acer} :	2.88 lts/seg
A _{arr} :	67.50 m ²	Q _{arr} :	0.50 lts/seg
A _{pav} :	202.50 m ²	Q _{pav} :	9.50 lts/seg
		Q _{Tot} :	31.77 lts/seg

Calle L-A Este (Tramo 2)

A _{tech} :	326.61 m ²	Q _{tech} :	14.81 lts/seg
A _{jard} :	344.53 m ²	Q _{jard} :	2.57 lts/seg
A _{acer} :	67.50 m ²	Q _{acer} :	2.88 lts/seg
A _{arr} :	67.50 m ²	Q _{arr} :	0.50 lts/seg
A _{pav} :	202.50 m ²	Q _{pav} :	9.50 lts/seg
		Q _{Tot} :	30.27 lts/seg

Calle L-A Oeste (Tramo 3)

A _{tech} :	334.74 m ²	Q _{tech} :	15.18 lts/seg
A _{jard} :	422.63 m ²	Q _{jard} :	3.16 lts/seg
A _{acer} :	75.00 m ²	Q _{acer} :	3.20 lts/seg

A_{arr} : 75.00 m²
A_{pav} : 225.00 m²

Q_{arr} : 0.56 lts/seg
Q_{pav} : 10.56 lts/seg
Q_{Tot} : 32.65 lts/seg

Calle L-A Este (Tramo 3)

A_{tech} : 223.16 m²
A_{jard} : 474.30 m²
A_{acer} : 75.00 m²
A_{arr} : 75.00 m²
A_{pav} : 225.00 m²

Q_{tech} : 10.12 lts/seg
Q_{jard} : 3.54 lts/seg
Q_{acer} : 3.20 lts/seg
Q_{arr} : 0.56 lts/seg
Q_{pav} : 10.56 lts/seg
Q_{Tot} : 27.98 lts/seg

Calle L-A Oeste (Tramo 4)

A_{tech} : 0.00 m²
A_{jard} : 0.00 m²
A_{acer} : 15.00 m²
A_{arr} : 15.00 m²
A_{pav} : 45.00 m²

Q_{tech} : 0.00 lts/seg
Q_{jard} : 0.00 lts/seg
Q_{acer} : 0.64 lts/seg
Q_{arr} : 0.11 lts/seg
Q_{pav} : 2.11 lts/seg
Q_{Tot} : 2.86 lts/seg

Calle L-A Oeste (Tramo 4)

A_{tech} : 0.00 m²
A_{jard} : 0.00 m²
A_{acer} : 15.00 m²
A_{arr} : 15.00 m²
A_{pav} : 45.00 m²

Q_{tech} : 0.00 lts/seg
Q_{jard} : 0.00 lts/seg
Q_{acer} : 0.64 lts/seg
Q_{arr} : 0.11 lts/seg
Q_{pav} : 2.11 lts/seg
Q_{Tot} : 2.86 lts/seg

Calle L-A Oeste (Tramo 5)

A_{tech} : 613.69 m²
A_{jard} : 861.19 m²
A_{acer} : 108.00 m²
A_{arr} : 108.00 m²
A_{pav} : 324.00 m²

Q_{tech} : 27.82 lts/seg
Q_{jard} : 6.43 lts/seg
Q_{acer} : 4.61 lts/seg
Q_{arr} : 0.81 lts/seg
Q_{pav} : 15.21 lts/seg
Q_{Tot} : 54.87 lts/seg

Calle L-A Este (Tramo 5)

A_{tech} : 0.00 m²
A_{jard} : 1474.00 m²
A_{acer} : 123.00 m²
A_{arr} : 123.00 m²
A_{pav} : 369.00 m²

Q_{tech} : 0.00 lts/seg
Q_{jard} : 11.01 lts/seg
Q_{acer} : 5.25 lts/seg
Q_{arr} : 0.92 lts/seg
Q_{pav} : 17.32 lts/seg
Q_{Tot} : 34.49 lts/seg

Calle L-A Norte (Tramo 6)

A_{tech} : 356.16 m²
A_{jard} : 347.62 m²
A_{acer} : 98.25 m²
A_{arr} : 98.25 m²
A_{pav} : 294.75 m²

Q_{tech} : 16.15 lts/seg
Q_{jard} : 2.60 lts/seg
Q_{acer} : 4.19 lts/seg
Q_{arr} : 0.73 lts/seg
Q_{pav} : 13.83 lts/seg
Q_{Tot} : 37.50 lts/seg

Calle L-A Norte (Tramo 6)

A_{tech} : 0.00 m²
A_{jard} : 703.78 m²
A_{acer} : 112.50 m²
A_{arr} : 112.50 m²
A_{pav} : 337.50 m²

Q_{tech} : 0.00 lts/seg
Q_{jard} : 5.25 lts/seg
Q_{acer} : 4.80 lts/seg
Q_{arr} : 0.84 lts/seg
Q_{pav} : 15.84 lts/seg
Q_{Tot} : 26.74 lts/seg

Pasaje 4 Oeste (Tramo B)

A_{tech} : 428.94 m²
A_{jard} : 517.26 m²
A_{acer} : 76.05 m²
A_{arr} : 99.45 m²
A_{pav} : 0.00 m²

Q_{tech} : 19.45 lts/seg
Q_{jard} : 3.86 lts/seg
Q_{acer} : 3.24 lts/seg
Q_{arr} : 0.74 lts/seg
Q_{pav} : 0.00 lts/seg
Q_{Tot} : 27.30 lts/seg

Pasaje 4 Este (Tramo B)

A_{tech} : 329.34 m²
A_{jard} : 283.91 m²
A_{acer} : 83.20 m²

Q_{tech} : 14.93 lts/seg
Q_{jard} : 2.12 lts/seg
Q_{acer} : 3.55 lts/seg

A_{arr} : 108.80 m²
A_{pav} : 0.00 m²

Q_{arr} : 0.81 lts/seg
Q_{pav} : 0.00 lts/seg
Q_{Tot} : 21.41 lts/seg

Pasaje 4 Oeste (Tramo A)

A_{tech} : 381.28 m²
A_{jard} : 480.56 m²
A_{acer} : 83.20 m²
A_{arr} : 108.80 m²
A_{pav} : 0.00 m²

Q_{tech} : 17.29 lts/seg
Q_{jard} : 3.59 lts/seg
Q_{acer} : 3.55 lts/seg
Q_{arr} : 0.81 lts/seg
Q_{pav} : 0.00 lts/seg
Q_{Tot} : 25.24 lts/seg

Pasaje 4 Este (Tramo A)

A_{tech} : 274.45 m²
A_{jard} : 248.05 m²
A_{acer} : 83.20 m²
A_{arr} : 108.80 m²
A_{pav} : 0.00 m²

Q_{tech} : 12.44 lts/seg
Q_{jard} : 1.85 lts/seg
Q_{acer} : 3.55 lts/seg
Q_{arr} : 0.81 lts/seg
Q_{pav} : 0.00 lts/seg
Q_{Tot} : 18.66 lts/seg

Pasaje 7 Norte (Tramo A)

A_{tech} : 576.81 m²
A_{jard} : 587.99 m²
A_{acer} : 106.60 m²
A_{arr} : 139.40 m²
A_{pav} : 0.00 m²

Q_{tech} : 26.15 lts/seg
Q_{jard} : 4.39 lts/seg
Q_{acer} : 4.55 lts/seg
Q_{arr} : 1.04 lts/seg
Q_{pav} : 0.00 lts/seg
Q_{Tot} : 36.13 lts/seg

Pasaje 7 Sur (Tramo A)

A_{tech} : 0.00 m²
A_{jard} : 1164.80 m²
A_{acer} : 104.00 m²
A_{arr} : 136.00 m²
A_{pav} : 0.00 m²

Q_{tech} : 0.00 lts/seg
Q_{jard} : 8.70 lts/seg
Q_{acer} : 4.44 lts/seg
Q_{arr} : 1.02 lts/seg
Q_{pav} : 0.00 lts/seg
Q_{Tot} : 14.15 lts/seg

Pasaje 7 Norte (Tramo B)

A_{tech} : 709.92 m²
A_{jard} : 824.32 m²
A_{acer} : 119.60 m²
A_{arr} : 156.40 m²
A_{pav} : 0.00 m²

Q_{tech} : 32.18 lts/seg
Q_{jard} : 6.16 lts/seg
Q_{acer} : 5.10 lts/seg
Q_{arr} : 1.17 lts/seg
Q_{pav} : 0.00 lts/seg
Q_{Tot} : 44.61 lts/seg

Pasaje 7 Sur (Tramo B)

A_{tech} : 665.55 m²
A_{jard} : 700.53 m²
A_{acer} : 115.70 m²
A_{arr} : 151.30 m²
A_{pav} : 0.00 m²

Q_{tech} : 30.17 lts/seg
Q_{jard} : 5.23 lts/seg
Q_{acer} : 4.94 lts/seg
Q_{arr} : 1.13 lts/seg
Q_{pav} : 0.00 lts/seg
Q_{Tot} : 41.47 lts/seg

Pasaje 12 Este (Tramo A)

A_{tech} : 0.00 m²
A_{jard} : 0.00 m²
A_{acer} : 40.30 m²
A_{arr} : 52.70 m²
A_{pav} : 0.00 m²

Q_{tech} : 0.00 lts/seg
Q_{jard} : 0.00 lts/seg
Q_{acer} : 1.72 lts/seg
Q_{arr} : 0.39 lts/seg
Q_{pav} : 0.00 lts/seg
Q_{Tot} : 2.11 lts/seg

Pasaje 12 Oeste (Tramo A)

A_{tech} : 0.00 m²
A_{jard} : 0.00 m²
A_{acer} : 40.30 m²
A_{arr} : 52.70 m²
A_{pav} : 0.00 m²

Q_{tech} : 0.00 lts/seg
Q_{jard} : 0.00 lts/seg
Q_{acer} : 1.72 lts/seg
Q_{arr} : 0.39 lts/seg
Q_{pav} : 0.00 lts/seg
Q_{Tot} : 2.11 lts/seg

Pasaje 12 Este (Tramo B)

A_{tech} : 0.00 m²
A_{jard} : 0.00 m²

Q_{tech} : 0.00 lts/seg
Q_{jard} : 0.00 lts/seg

A_{acer} : 40.30 m²
A_{arr} : 52.70 m²
A_{pav} : 0.00 m²

Q_{acer} : 1.72 lts/seg
Q_{arr} : 0.39 lts/seg
Q_{pav} : 0.00 lts/seg
Q_{Tot} : 2.11 lts/seg

Pasaje 12 Oeste (Tramo B)

A_{tech} : 0.00 m²
A_{jard} : 0.00 m²
A_{acer} : 40.30 m²
A_{arr} : 52.70 m²
A_{pav} : 0.00 m²

Q_{tech} : 0.00 lts/seg
Q_{jard} : 0.00 lts/seg
Q_{acer} : 1.72 lts/seg
Q_{arr} : 0.39 lts/seg
Q_{pav} : 0.00 lts/seg
Q_{Tot} : 2.11 lts/seg

Pasaje 6-A Norte (Tramo 1)

A_{tech} : 310.59 m²
A_{jard} : 305.41 m²
A_{acer} : 66.95 m²
A_{arr} : 87.55 m²
A_{pav} : 0.00 m²

Q_{tech} : 14.08 lts/seg
Q_{jard} : 2.28 lts/seg
Q_{acer} : 2.86 lts/seg
Q_{arr} : 0.65 lts/seg
Q_{pav} : 0.00 lts/seg
Q_{Tot} : 19.87 lts/seg

Pasaje 6-A Sur (Tramo 1)

A_{tech} : 221.85 m²
A_{jard} : 218.15 m²
A_{acer} : 66.95 m²
A_{arr} : 87.55 m²
A_{pav} : 0.00 m²

Q_{tech} : 10.06 lts/seg
Q_{jard} : 1.63 lts/seg
Q_{acer} : 2.86 lts/seg
Q_{arr} : 0.65 lts/seg
Q_{pav} : 0.00 lts/seg
Q_{Tot} : 15.20 lts/seg

Pasaje 6-A Norte (Tramo 2)

A_{tech} : 399.33 m²
A_{jard} : 392.67 m²
A_{acer} : 76.05 m²
A_{arr} : 99.45 m²
A_{pav} : 0.00 m²

Q_{tech} : 18.10 lts/seg
Q_{jard} : 2.93 lts/seg
Q_{acer} : 3.24 lts/seg
Q_{arr} : 0.74 lts/seg
Q_{pav} : 0.00 lts/seg
Q_{Tot} : 25.02 lts/seg

Pasaje 6-A Sur (Tramo 2)

A _{tech} :	322.01 m ²	Q _{tech} :	14.60 lts/seg
A _{jard} :	402.79 m ²	Q _{jard} :	3.01 lts/seg
A _{acer} :	76.05 m ²	Q _{acer} :	3.24 lts/seg
A _{arr} :	99.45 m ²	Q _{arr} :	0.74 lts/seg
A _{pav} :	0.00 m ²	Q _{pav} :	0.00 lts/seg
		Q _{Tot} :	21.59 lts/seg

Pasaje 6 Sur (Tramo B)

A _{tech} :	399.33 m ²	Q _{tech} :	18.10 lts/seg
A _{jard} :	393.37 m ²	Q _{jard} :	2.94 lts/seg
A _{acer} :	115.70 m ²	Q _{acer} :	4.94 lts/seg
A _{arr} :	151.30 m ²	Q _{arr} :	1.13 lts/seg
A _{pav} :	0.00 m ²	Q _{pav} :	0.00 lts/seg
		Q _{Tot} :	27.11 lts/seg

Pasaje 6 Norte (Tramo B)

A _{tech} :	354.96 m ²	Q _{tech} :	16.09 lts/seg
A _{jard} :	349.04 m ²	Q _{jard} :	2.61 lts/seg
A _{acer} :	61.10 m ²	Q _{acer} :	2.61 lts/seg
A _{arr} :	79.90 m ²	Q _{arr} :	0.60 lts/seg
A _{pav} :	0.00 m ²	Q _{pav} :	0.00 lts/seg
		Q _{Tot} :	21.90 lts/seg

Pasaje 6 Norte (Tramo C)

A _{tech} :	0.00 m ²	Q _{tech} :	0.00 lts/seg
A _{jard} :	528.00 m ²	Q _{jard} :	3.94 lts/seg
A _{acer} :	49.40 m ²	Q _{acer} :	2.11 lts/seg
A _{arr} :	64.60 m ²	Q _{arr} :	0.48 lts/seg
A _{pav} :	0.00 m ²	Q _{pav} :	0.00 lts/seg
		Q _{Tot} :	6.53 lts/seg

Pasaje 6 Sur (Tramo C)

A _{tech} :	310.59 m ²	Q _{tech} :	14.08 lts/seg
A _{jard} :	400.98 m ²	Q _{jard} :	2.99 lts/seg
A _{acer} :	49.40 m ²	Q _{acer} :	2.11 lts/seg

A_{arr} : 64.60 m²
A_{pav} : 0.00 m²

Q_{arr} : 0.48 lts/seg
Q_{pav} : 0.00 lts/seg
Q_{Tot} : 19.66 lts/seg

Pasaje 13 Este

A_{tech} : 0.00 m²
A_{jard} : 0.00 m²
A_{acer} : 40.30 m²
A_{arr} : 52.70 m²
A_{pav} : 0.00 m²

Q_{tech} : 0.00 lts/seg
Q_{jard} : 0.00 lts/seg
Q_{acer} : 1.72 lts/seg
Q_{arr} : 0.39 lts/seg
Q_{pav} : 0.00 lts/seg
Q_{Tot} : 2.11 lts/seg

Pasaje 13 Oeste

A_{tech} : 0.00 m²
A_{jard} : 0.00 m²
A_{acer} : 40.30 m²
A_{arr} : 52.70 m²
A_{pav} : 0.00 m²

Q_{tech} : 0.00 lts/seg
Q_{jard} : 0.00 lts/seg
Q_{acer} : 1.72 lts/seg
Q_{arr} : 0.39 lts/seg
Q_{pav} : 0.00 lts/seg
Q_{Tot} : 2.11 lts/seg

Pasaje 5-A sur (Tramo 1)

A_{tech} : 399.33 m²
A_{jard} : 392.67 m²
A_{acer} : 66.95 m²
A_{arr} : 87.55 m²
A_{pav} : 0.00 m²

Q_{tech} : 18.10 lts/seg
Q_{jard} : 2.93 lts/seg
Q_{acer} : 2.86 lts/seg
Q_{arr} : 0.65 lts/seg
Q_{pav} : 0.00 lts/seg
Q_{Tot} : 24.55 lts/seg

Pasaje 5-A Norte (Tramo 1)

A_{tech} : 0.00 m²
A_{jard} : 792.00 m²
A_{acer} : 66.95 m²
A_{arr} : 87.55 m²
A_{pav} : 0.00 m²

Q_{tech} : 0.00 lts/seg
Q_{jard} : 5.91 lts/seg
Q_{acer} : 2.86 lts/seg
Q_{arr} : 0.65 lts/seg
Q_{pav} : 0.00 lts/seg
Q_{Tot} : 9.42 lts/seg

Pasaje 5-A sur (Tramo 2)

A_{tech} : 354.96 m²
A_{jard} : 349.04 m²
A_{acer} : 61.75 m²
A_{arr} : 80.75 m²
A_{pav} : 0.00 m²

Q_{tech} : 16.09 lts/seg
Q_{jard} : 2.61 lts/seg
Q_{acer} : 2.63 lts/seg
Q_{arr} : 0.60 lts/seg
Q_{pav} : 0.00 lts/seg
Q_{Tot} : 21.94 lts/seg

Pasaje 5-A Norte (Tramo 2)

A_{tech} : 0.00 m²
A_{jard} : 704.00 m²
A_{acer} : 61.75 m²
A_{arr} : 80.75 m²
A_{pav} : 0.00 m²

Q_{tech} : 0.00 lts/seg
Q_{jard} : 5.26 lts/seg
Q_{acer} : 2.63 lts/seg
Q_{arr} : 0.60 lts/seg
Q_{pav} : 0.00 lts/seg
Q_{Tot} : 8.49 lts/seg

Pasaje 5-B sur (Tramo 1)

A_{tech} : 354.96 m²
A_{jard} : 349.04 m²
A_{acer} : 57.20 m²
A_{arr} : 74.80 m²
A_{pav} : 0.00 m²

Q_{tech} : 16.09 lts/seg
Q_{jard} : 2.61 lts/seg
Q_{acer} : 2.44 lts/seg
Q_{arr} : 0.56 lts/seg
Q_{pav} : 0.00 lts/seg
Q_{Tot} : 21.70 lts/seg

Pasaje 5-B sur (Tramo 2)

A_{tech} : 0.00 m²
A_{jard} : 440.00 m²
A_{acer} : 27.30 m²
A_{arr} : 35.70 m²
A_{pav} : 0.00 m²

Q_{tech} : 0.00 lts/seg
Q_{jard} : 3.29 lts/seg
Q_{acer} : 1.16 lts/seg
Q_{arr} : 0.27 lts/seg
Q_{pav} : 0.00 lts/seg
Q_{Tot} : 4.72 lts/seg

Pasaje 5-B Norte (Tramo 1)

A_{tech} : 0.00 m²
A_{jard} : 705.00 m²
A_{acer} : 57.20 m²

Q_{tech} : 0.00 lts/seg
Q_{jard} : 5.26 lts/seg
Q_{acer} : 2.44 lts/seg

$A_{arr} : 74.80 \text{ m}^2$
 $A_{pav} : 0.00 \text{ m}^2$

$Q_{arr} : 0.56 \text{ lts/seg}$
 $Q_{pav} : 0.00 \text{ lts/seg}$
 $Q_{Tot} : 8.26 \text{ lts/seg}$

Pasaje 5-B Norte (Tramo 2)

$A_{tech} : 0.00 \text{ m}^2$
 $A_{jard} : 440.00 \text{ m}^2$
 $A_{acer} : 27.30 \text{ m}^2$
 $A_{arr} : 35.70 \text{ m}^2$
 $A_{pav} : 0.00 \text{ m}^2$

$Q_{tech} : 0.00 \text{ lts/seg}$
 $Q_{jard} : 3.29 \text{ lts/seg}$
 $Q_{acer} : 1.16 \text{ lts/seg}$
 $Q_{arr} : 0.27 \text{ lts/seg}$
 $Q_{pav} : 0.00 \text{ lts/seg}$
 $Q_{Tot} : 4.72 \text{ lts/seg}$

4) Diseño Hidráulico

a) Diseño de Canaletas

Cada pasaje será provisto de canaletas a cada lado a fin de recoger las aguas lluvias que salen de cada casa y las que resultan del escurrimiento de aceras y amates.

Por razones de cálculo se propondrá una sección tentativa de canaleta, aunque estas pueden estar sujetas a cambios según sea la necesidad de cada caso.



Fig. 4.8 Detalle de sección para canaleta de aguas lluvias (De ladrillo bien construido y superficie repellada); con $n=0.013$, cotas en mts.

Por continuidad sabemos que : $Q = A \times V$
 $V = Q / A$

Donde : $V = \frac{1}{n} R_H^{2/3} S^{1/2}$

Sabemos que para una sección rectangular el Radio Hidráulico es:

$$R_H = \frac{\text{Area}_{\text{mojada}}}{\text{Perímetro}_{\text{mojado}}} = \frac{a \times b}{2a + b}$$

Si sustituimos esta ecuación en la de velocidad y a la vez en la de continuidad obtenemos:

$$\frac{Q}{1000} = \frac{1}{0.013} \times \left(\frac{a \times b}{2a + b} \right)^{2/3} \times S^{1/2} \times (a \times b)$$

Si le damos valores a Q obtendremos los valores de " a " (Tirante hidráulico) y de " V " (Velocidad). El valor de b ya es conocido, b = 0.30. Tomaremos un valor de 0.75 m/s como aceptable para las velocidades en las canaletas.

Cuadro 4.9: Datos para el Diseño Hidráulico de Canaletas

PASAJE	PENDIENTE (%)	CAUDAL (lts/seg)	a (cms.)	Velocidad (m/s)
PASAJE 25 NORTE	4.13	9.78	2.62	1.24
PASAJE 25 SUR	4.13	5.11	1.74	0.98
PASAJE 3 OESTE	6.24	29.31	4.69	2.08
PASAJE 3 ESTE	6.24	35.73	5.34	2.23
PASAJE 4 OESTE TRAMO B	7.80	27.30	4.16	2.19
PASAJE 4 ESTE TRAMO B	7.80	21.41	3.54	2.01

PASAJE	PENDIENTE (%)	CAUDAL (lts/seg)	a _E (cms.)	Velocidad (m/s)
PASAJE 4 OESTE TRAMO A	1.22	25.24	7.36	1.14
PASAJE 4 ESTE TRAMO A	1.22	18.66	5.98	1.04
PASAJE 7 NORTE TRAMO A	9.38	36.13	4.70	2.56
PASAJE 7 SUR TRAMO A	9.38	14.15	2.56	1.84
PASAJE 7 NORTE TRAMO B	0.59	44.61	14.36	1.03
PASAJE 7 SUR TRAMO B	0.61	41.47	13.45 ✓	1.03
PASAJE 12 ESTE	3.35	4.22	1.65	0.85
PASAJE 12 OESTE	3.35	4.22	1.65	0.85
PASAJE 6-A NORTE TRAMO 1	7.90	19.87	3.36	1.96
PASAJE 6-A SUR TRAMO 1	7.90	15.20	2.83	1.79
PASAJE 6-A NORTE TRAMO 2	5.50	25.02	4.40	1.89
PASAJE 6-A SUR TRAMO 2	5.50	21.59	4.00	1.80
PASAJE 6-B SUR	0.42	27.11	11.28	0.80
PASAJE 6-B NORTE	0.42	21.90	9.68	0.75
PASAJE 6-C NORTE	0.74	6.53	3.52	0.62
PASAJE 6-C SUR	0.74	19.66	7.36	0.89
PASAJE 13 ESTE	4.47	2.11	0.98	0.72
PASAJE 13 OESTE	4.47	2.11	0.98	0.72
PASAJE 5-A SUR TRAMO 1	9.40	24.55	3.64	2.24
PASAJE 5-A NORTE TRAMO 1	9.40	9.42	1.98	1.59
PASAJE 5-A SUR TRAMO 2	7.60	21.94	3.63	2.01
PASAJE 5-A NORTE TRAMO 2	7.60	8.49	1.98	1.43
PASAJE 5-B SUR	0.64	26.42	10.48	0.96
PASAJE 5-B TRAMOS 1 Y 2	0.64	14.67	6.33	0.77

Como podemos observar en la tabla, Una altura de 15 centímetros en las canaletas sería suficiente para todos los tramos a excepción de los pasajes 5-B, 6-B y 7-B para los cuales servirá una canaleta de 20 centímetros de altura.

Debido a lo dicho anteriormente tendremos dos secciones tipo para las canaletas; Una de 30 cm. de ancho por 15 cm. de alto, para los pasajes 3, 4-A, 4-B, 12-A, 12-B, 5-A, 6-A, 7-A, 13 y 25. Para los pasajes 5-B, 6-B y 7-B la canaleta será de 30 cm. de ancho por 20 cm. de alto.

b) Memoria de Cálculo para la Tubería Principal

En la Fig. 4.9 se muestran los detalles de los cruceros, hemos llamado cruceros los puntos donde hay una aportación de caudal debido a la conexión de tragantes a pozos. Además se presenta un detalle del diseño hidráulico de los tramos que conformarán la red de recolección y drenaje de aguas lluvias del presente ejemplo, el cálculo ha sido resumido a manera de un cuadro.

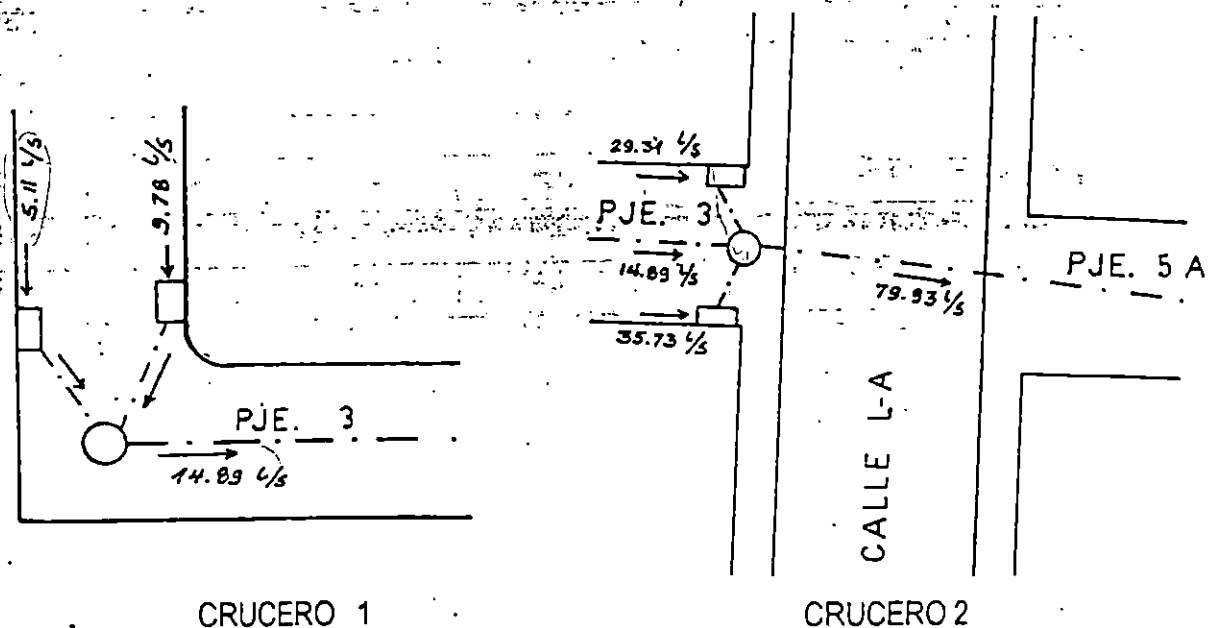
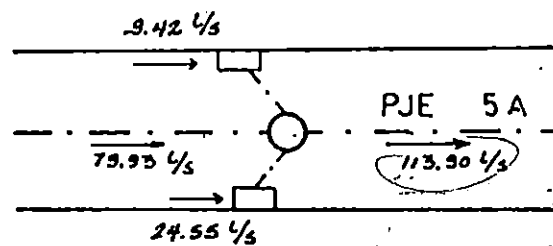
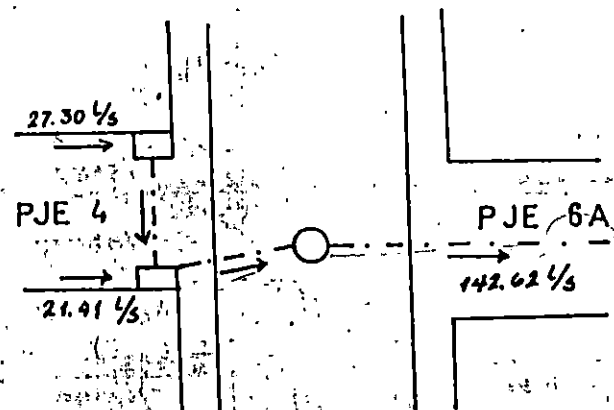


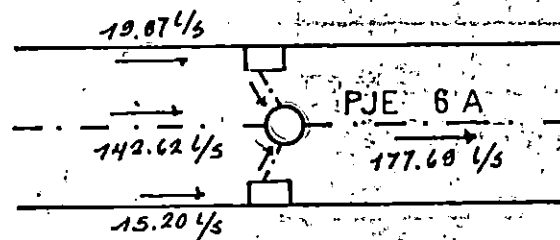
Fig. 4.9 (A) Detalle de los cruceros que conformarán la red de drenaje



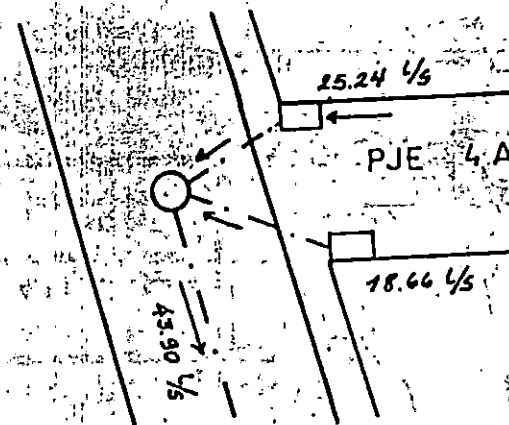
CRUCERO 3



CRUCERO 4

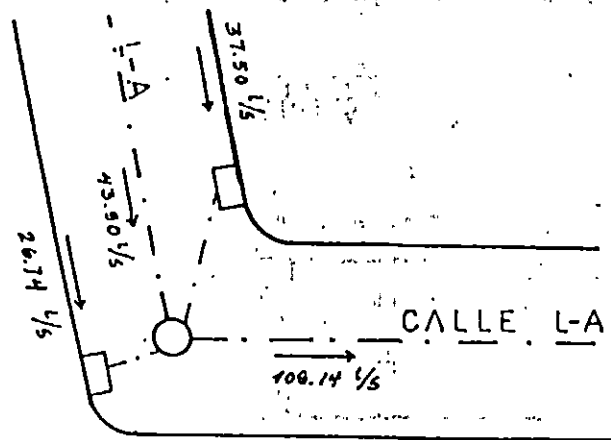


CRUCERO 5

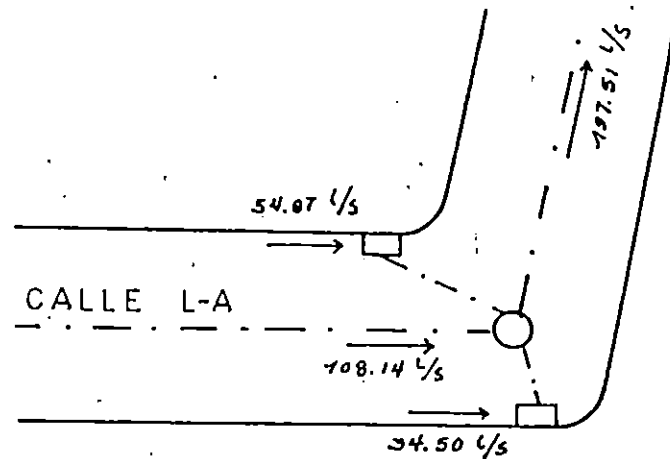


CRUCERO 6

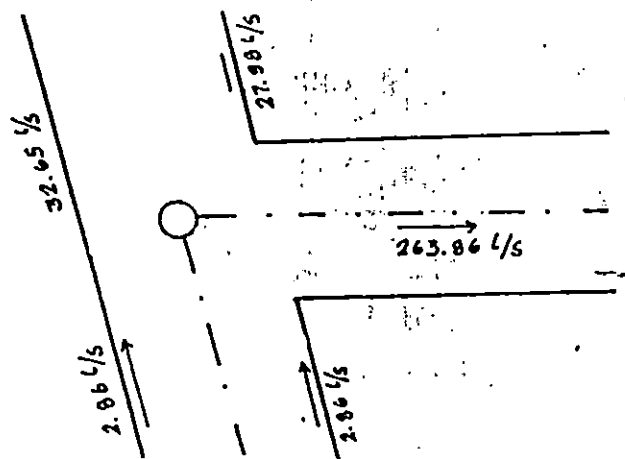
Fig 49 (B) Detalle de los Cruceros que conforman la red de Drenaje de Aguas Lluvias



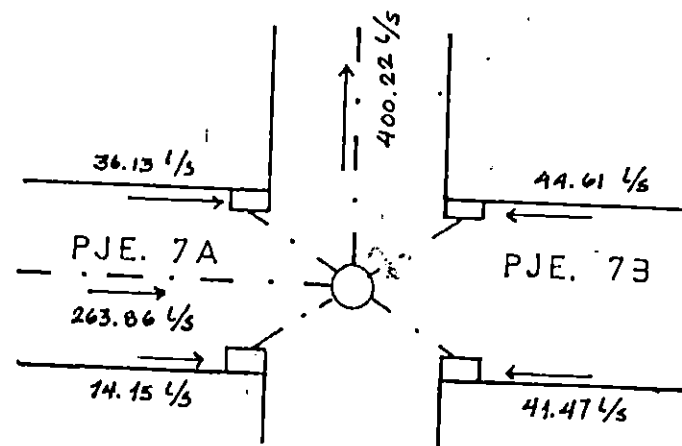
CRUCERO 7



CRUCERO 8

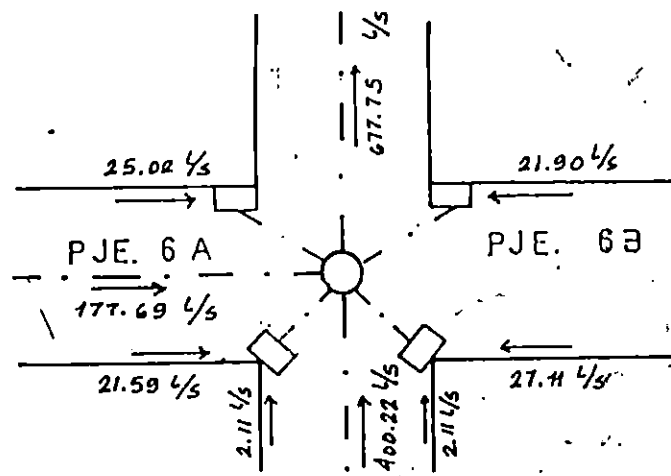


CRUCERO 9

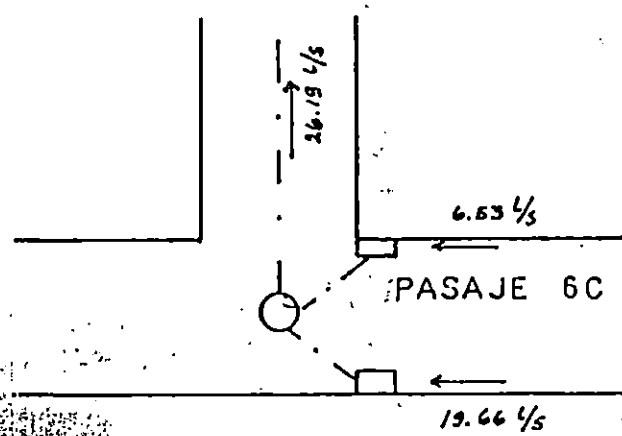


CRUCERO 10

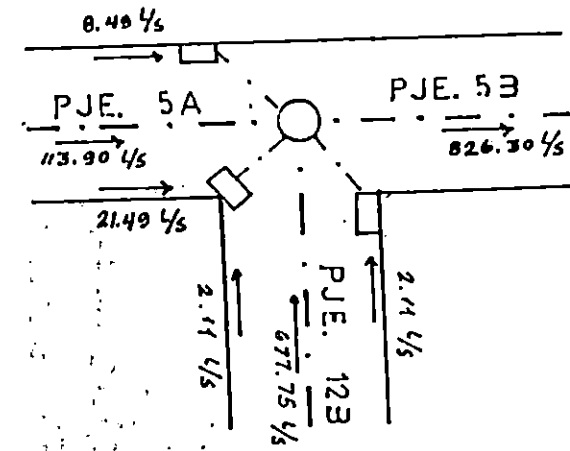
Fig 49 (C) Detalle de los Cruceros que conforman la red de Drenaje de Aguas Lluvias



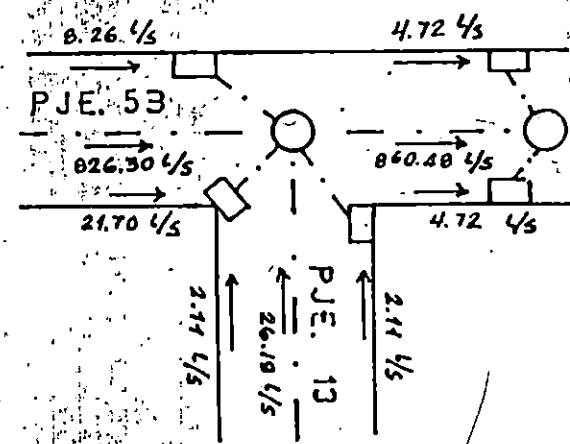
CRUCERO 11



CRUCERO 13

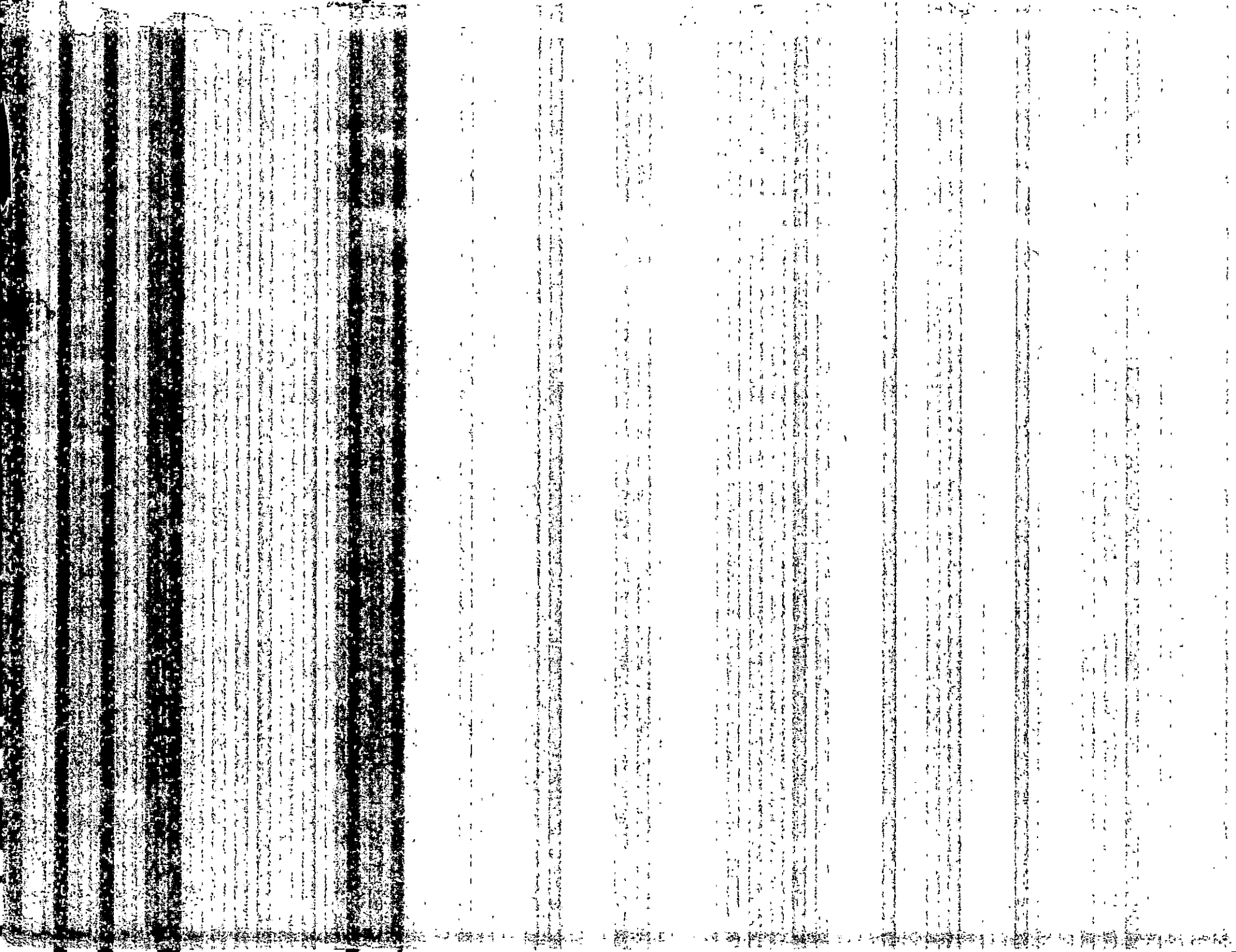


CRUCERO 12



CRUCERO 14

Fig. 49 (D) Detalle de los Cruceros que conforman la red de Drenaje de Aguas Lluvias



$Q_{max.h}$

$Q_{diseño} = 90\%$

591 V5.

DETALLE DEL CALCULO DE CRUCEROS

$$Q_{med d} = \frac{Popul. \times 100}{86,400}$$

1) CRUCERO No.1

Para este tramo se consideró que la tubería tendría la misma pendiente que la superficie del terreno.

$$q = 14.89 \text{ l/s} \quad S = 3.65 \% \quad D_{MIN} = 15''$$

Del Nomograma de la Fig. 3.4 obtenemos los siguientes datos, considerando un diámetro de 15", que es el mínimo para pasajes peatonales.

$$Q = 305 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V = 2.62 \text{ m/s}$$

Calculamos la relación entre el Caudal de Diseño y el Caudal a tubo lleno:

$$\frac{q}{Q} = 0.05$$

Con el dato anterior entramos a la curva de la Fig.3.5 y obtenemos:

$$\frac{v}{V} = 0.45$$

$$v = 0.45 \cdot V$$

$$v = 0.45 (2.62) = 1.18 \text{ m/s}$$

$$\frac{d}{D} = 0.15$$

$$d = 0.15 D = 5.63 \text{ cm}$$

OK

Como sabemos los sistemas de alcantarillado se diseñan en forma tal que las tuberías que conforman dichos sistemas no trabajen llenas. Por tanto, consideraremos que el tirante máximo será igual al 70 % del diámetro.

2) CRUCERO No. 2

Debido a que la pendiente de la superficie del terreno es bastante pronunciada y los desniveles considerables, en este tramo se tomó la pendiente máxima permisible señalada por el Reglamento de la OPAMSS.

$$q = 79.93 \text{ l/s} \quad S = 5\% \quad D_{\text{MIN}} = 18''$$

Del Nomograma de la Fig. 3.4 obtenemos los siguientes datos, considerando un diámetro de dieciocho pulgadas.

$$Q = 560 \text{ l/s}$$

$$V = 3.47 \text{ m/s}$$

Calculamos la relación entre el Caudal de Diseño y el Caudal a tubo lleno:

$$\frac{q}{Q} = 0.14$$

Con el dato anterior entramos a la curva de la Fig.3.5 y obtenemos:

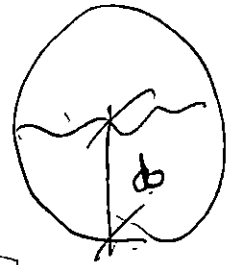
$$\frac{v}{V} = 0.65$$

$$v = 0.65 V$$

$$v = 0.65 (3.47) = 2.26 \text{ m/s}$$

$$\frac{d}{D} = 0.24$$

$$d = 0.24 D = 10.80 \text{ cm.}$$



3) CRUCERO 3

Los datos a ocupar para el diseño de la tubería en este tramo son:

$$q = 113.90 \quad S = 5\% \quad D_{\text{MIN}} = 18''$$

Del Nomograma de la Fig. 3.4 obtenemos los siguientes datos, considerando un diámetro de dieciocho pulgadas.

$$Q = 560 \text{ l/s}$$

$$V = 3,47 \text{ m/s}$$

Calculamos la relación entre el Caudal de Diseño y el Caudal a tubo lleno:

$$\frac{q}{Q} = 0.20$$

Con el dato anterior entramos a la curva de la Fig.3.5 y obtenemos:

$$\frac{v}{V} = 0.75$$

$$v = 0,75 V$$

$$v = 0,75 (3,47) = 2.60 \text{ m/s}$$

$$\frac{d}{D} = 0.31$$

$$d = 0.31 D = 13.95 \text{ cm.}$$

En los otros cruces y para los otros tramos, se siguió el mismo procedimiento de cálculo y revisión; tomando como diámetro mínimo los indicados en el Reglamento de la OPAMSS y revisando a la vez que las velocidades no sobrepasen las establecidas en el Cuadro 4.5.

Aunque en los cálculos anteriores no se observa, el diseño de este tipo de sistemas es el resultado de varias iteraciones, o sea de varias pruebas preliminares. Se empieza determinando el diámetro mínimo inicial. después si las condiciones del terreno lo permiten se empiezan a revisar las velocidades de los tramos tomando las mínimas pendientes permitidas por el reglamento de la OPAMS, si las velocidades son muy bajas procedemos a variar la pendiente aumentando su valor.

En ocasiones las pendientes del terreno son muy pronunciadas en estos casos se colocan las tuberías con las máximas pendientes permisibles para cada diámetro y se revisan las velocidades, si estas tienen valores muy altos aumentamos el valor del diámetro hasta que éstas alcancen valores aceptables. El colocar las tuberías con pendientes máximas puede tener como consecuencia que las distancias entre pozos disminuyan y que las profundidades de éstos aumenten.

Además no hay que olvidar que no se puede cambiar de una pendiente mayor a otra menor sin aumentar el diámetro de la tubería.

En el Cuadro 4.10 se muestran los resultados obtenidos en el Cálculo de los diferentes tramos.

Cuadro 4.10 Diseño de la Tubería Principal de el Sistema de Recolección de Aguas Lluvias de la Urbanización Santa Alegría.

TRAMO	DE POZO	A POZO	LONGITUD	DIAMETRO Ø (pulg.)	PENDIENTE S (%)	CAUDAL LLENO Q (l/s)	CAUDAL DISEÑO q (l/s)	q/Q	VELOCIDAD LLENA V (m/s)	V/V	VELOCIDAD DISEÑO V (m/s)	d/D	TIRANTE HIDRAULICO d (cm)
1	P-1	P-2	86.00	15.00	3.65	305.00	14.89	0.05	2.62	0.45	1.18	0.15	5.63
2	P-2	P-3	47.00	18.00	5.00	570.00	79.93	0.14	3.43	0.65	2.23	0.24	10.80
3	P-3	P-4	50.00	18.00	5.00	570.00	79.93	0.14	3.43	0.65	2.23	0.24	10.80
4	P-4	P-16	47.00	18.00	5.00	570.00	113.90	0.20	3.43	0.75	2.57	0.31	13.95
5	P-5	P-6	23.00	18.00	5.00	570.00	142.62	0.25	3.43	0.76	2.60	0.34	15.30
6	P-6	P-7	45.00	18.00	5.00	570.00	142.62	0.25	3.43	0.76	2.60	0.34	15.30
7	P-7	P-15	45.00	18.00	5.00	570.00	177.69	0.31	3.43	0.86	2.95	0.39	17.55
8	P-8	P-9	57.50	18.00	4.47	530.00	43.90	0.08	3.30	0.56	1.85	0.24	10.80
9	P-9	P-10	77.50	24.00	2.00	790.00	108.14	0.14	2.70	0.65	1.76	0.24	14.40
10	P-10	P-11	18.00	24.00	2.00	790.00	197.51	0.25	2.70	0.76	2.05	0.34	20.40
11	P-11	P-12	31.00	24.00	3.00	900.00	263.86	0.29	3.28	0.84	2.76	0.37	22.20
12	P-12	P-13	31.00	24.00	3.00	900.00	263.86	0.29	3.28	0.84	2.76	0.37	22.20
13	P-13	P-14	30.00	24.00	3.00	900.00	263.86	0.29	3.28	0.84	2.76	0.37	22.20
14	P-14	P-15	38.50	24.00	3.00	900.00	400.22	0.29	3.10	0.84	2.60	0.37	27.75
15	P-15	P-16	38.50	30.00	2.50	1500.00	677.75	0.45	3.35	0.96	3.22	0.47	35.25
16	P-16	P-18	50.00	36.00	2.00	2300.00	826.30	0.36	3.48	0.89	3.10	0.42	37.80
17	P-17	P-18	38.50	15.00	4.47	330.00	26.19	0.08	2.90	0.55	1.60	0.20	7.50
18	P-18	P-19	26.00	36.00	2.00	2300.00	860.48	0.37	3.48	0.92	3.20	0.43	38.70

PLANOS
AGUAS LLUVIAS

CAPITULO V

**TEORIA DE
MARSTON**

V. TEORIA DE MARSTON

5.1 CARACTERÍSTICAS DE LAS CARGAS EXTERNAS SOBRE LOS CONDUCTOS ENTERRADOS.

Las cargas externas suelen regular el diseño de las paredes de los conductos. Aparte de las fuerzas y condiciones que afectan a las cargas sobre los conductos enterrados, pueden influir otros factores, como la longitud de la zanja, la flexibilidad del material con que está construido el conducto, y la distribución de la carga.

Si la carga externa es uniforme y concéntrica en torno a la circunferencia de un conducto circular el esfuerzo interno en la pared del tubo será completamente de compresión. Si la carga no es uniforme o el conducto no es circular, pueden existir todas las formas posibles de presión interna. El primer caso se encuentra rara vez en los conductos de los sistemas de saneamiento, pues las cargas no suelen estar distribuidas uniformemente, y los conductos no siempre son circulares.

5.2 RESISTENCIA Y CARGAS EN LOS TUBOS

De las investigaciones del Profesor Anson Marston se deduce que la carga producida por el relleno que actúa sobre los tubos enterrados en zanjas, la soporta casi enteramente el sector superior de 90° , siendo su intensidad algo mayor en el centro, mientras que la presión de la fundación se distribuye más o menos uniformemente sobre el cuadrante del fondo, según el cuidado que se haya tenido al colocarlos. Si la forma del fondo de la zanja no se adapta a la del tubo, la presión se concentrará en la parte central del fondo. La carga tiende a producir un aumento del diámetro horizontal del tubo, y los fallos se ocasionan por la producción de grietas en los puntos en que los diámetros vertical y horizontal cortan la superficie del tubo. Posteriormente a la producción del fallo, la tubería puede por sí misma adaptarse a la carga, en cuyo caso puede no llegar a hundirse o aplastarse.

El ancho de la zanja en el lugar donde termina el sector superior de 90° del tubo, o exactamente por debajo de la parte alta del mismo, es la dimensión transversal o de anchura, que interviene en la carga que se ejerce sobre el tubo. Si la zanja es más ancha por debajo de este punto, el rozamiento entre la tierra de relleno y la que forma los lados de la zanja no contribuye a reducir la carga. Por otra parte, la zanja puede ensancharse por debajo del punto crítico sin incrementar la carga. Esto se explica por el hecho de que el relleno en las porciones extremas de la zanja es más somero y no asienta tanto como el que queda sobre el tubo. Produciéndose un efecto de rozamiento sobre el relleno más profundo que reduce la carga ejercida sobre el tubo. Como consecuencia, y cualesquiera que sean las condiciones de la anchura de la zanja por encima del tubo, debe mantenerse a un mínimo que permita colocarlos sin dificultades, y realizar los empalmes por debajo de la parte superior del tubo. Una regla útil para la anchura de la zanja es: $B = \frac{3}{2}d + 30$

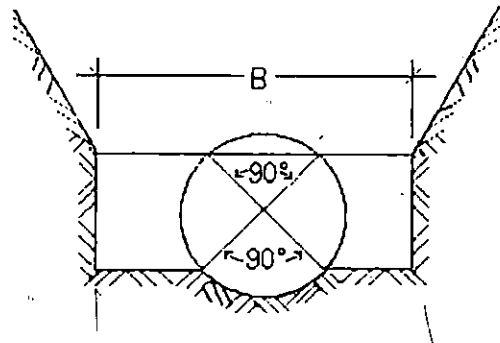


Fig. 5.1 Esquema donde se define la dimensión "B" que determina la carga soportada por los tubos

$$B = \frac{3}{2}d + 30$$

Donde: d = diámetro interior del tubo en centímetros

B = Ancho de la zanja por encima del tubo, en centímetros

La flexibilidad del conducto afecta a las cargas y a la resistencia, porque el cambio de forma influye en la distribución e intensidad de las cargas externas. La carga sobre un conducto

rigido puede ser como se muestra en la fig. 5.2.b, mientras que la deflexión de la parte superior de un tubo flexible puede determinar un arqueado del terreno circundante, con una distribución de carga parecida a la indicada a la fig. 5.2.c., en la fig. 5.2 a., se muestra una tubería normal

Marston definió el conducto rígido como aquel en que un cambio mayor de 0.1% en sus dimensiones horizontales o verticales, determinaría la formación de grietas permanentemente nocivas; para conductos considerados como semirrígidos, los límites son desde más de 0.1% hasta menos de 3%; y se consideran conductos flexibles, aquellos en que los daños se producen con variaciones de más del 3%.

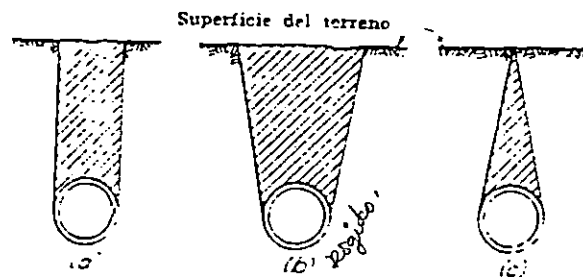


Fig. 5.2 Transmisión de Cargas a los Conductos Enterrados

Se ha comprobado experimentalmente, que la longitud de la zanja afecta a la intensidad de las cargas sobre un conducto enterrado, probablemente a causa del efecto sobre las posibilidades de arqueado y uniformidad de la carga a lo largo del conducto.

Según Marston, la carga en el tubo enterrado puede hallarse por la fórmula:

$$W = C w B^2$$

Donde:

- W = Carga que soporta el tubo en Kg / m
- w = El peso del material de relleno de la zanja en kg / m³ *peso específico del Suelo.*
- B = Ancho de la zanja en mts.
- C = Coeficiente que depende de la profundidad de la zanja hasta la parte superior del tubo y de los materiales de relleno.

X

En el Cuadro 5.1 se dan los valores de C que pueden emplearse con la fórmula, y en el Cuadro 5.2 los pesos de varios materiales de relleno, según estudios hechos por Anson Marston y su equipo.

Cuadro 5.1 Valores de C según estudios de Marston¹³

Relación entre la profundidad y la anchura de la zanja <i>H/b</i>	Arena y tierra vegetal húmeda <i>peso específico</i>	Tierra vegetal saturada	Arcilla húmeda	Arcilla saturada
0.5	0.46	0.46	0.47	0.47
1.0	0.85	0.86	0.88	0.90
1.5	1.18	1.21	1.24	1.28
2.0	1.46	1.50	1.56	1.62
2.5	1.70	1.76	1.84	1.92
3.0	1.90	1.98	2.08	2.20
3.5	2.08	2.17	2.30	2.44
4.0	2.22	2.33	2.49	2.66
4.5	2.34	2.47	2.65	2.87
5.0	2.45	2.59	2.80	3.03
5.5	2.54	2.69	2.93	3.19
6.0	2.61	2.78	3.04	3.33
6.5	2.68	2.86	3.14	3.46
7.0	2.73	2.93	3.22	3.57
7.5	2.78	2.98	3.30	3.67
8.0	2.81	3.03	3.37	3.76
8.5	2.85	3.07	3.42	3.85
9.0	2.88	3.11	3.48	3.92
9.5	2.90	3.14	3.52	3.98
10.0	2.92	3.17	3.56	4.04
11.0	2.95	3.21	3.63	4.14
12.0	2.97	3.24	3.68	4.22
13.0	2.99	3.27	3.72	4.29
14.0	3.00	3.28	3.75	4.34
15.0	3.01	3.30	3.77	4.38
Mucho mayor	3.03	3.33	3.85	4.55

¹³ Tomado de "Abastecimiento de Agua Potable y Alcantarillado", Ernest Steel

X

Cuadro 5.2 Peso Especifico de los materiales de Relleno de zanjas¹⁴

Material	Peso Especifico Kg / m³
Arena seca	1600
Arena húmeda	1840
Arena mojada	1920
Arcilla húmeda	1920
Arcilla saturada	2080
Tierra vegetal saturada	1840
Arena y tierra vegetal húmeda	1600

Instalado o colocado s.1

El modo como esté sostenido el conducto en la zanja, según la fig. 5.2 y la naturaleza del material de relleno, afectan a la distribución de la carga y a la presión interna. Trozos de roca piedras y residuos gruesos, colocados encima del conducto enterrado, determinarán mayores concentraciones de carga que el mismo peso de arena seca o de arcilla húmeda.

Las cargas debidas a materiales de relleno granulares o transmitidas por ellos, tienen ciertas características que deben tenerse en cuenta al usar los métodos que se siguen para determinar las cargas transmitidas a los conductos enterrados. En primer lugar, las cargas cambian con las variaciones en las propiedades de los materiales, como el peso, el asentamiento, la temperatura, la fricción interna y la cohesión; en segundo lugar, las fórmula propuesta por Marston sólo representa condiciones límites. La carga final limitante a que puede someterse un conducto, puede no actuar por mucho tiempo o puede no presentarse nunca; y tercero, las cargas externas sobre los conductos enterrados, suelen variar con el tiempo.

¹⁴ Idem

El proceso de tendido de los tubos tiene mucha relación con la resistencia desarrollada por los mismos. En la Fig. 5.3 se indican los métodos de colocación de los tubos y la proporción de la resistencia desarrollada correspondiente al método de los tres puntos de apoyo¹⁵.

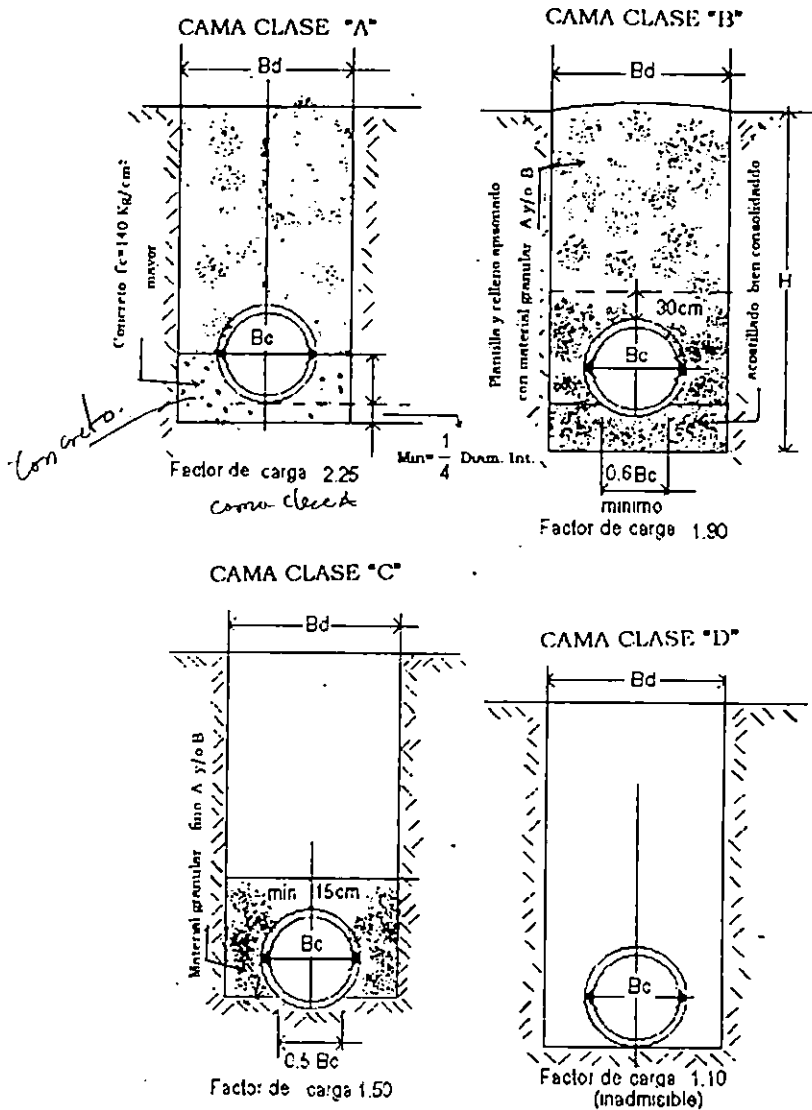


Fig. 5.3 Métodos de Asentamiento de Tuberías y Cargas Desarrolladas.

¹⁵ Tomado de Norma Técnica Mexicana para el diseño de Sistemas de Abastecimiento de agua y Alcantarillados

En el tipo de asentamiento "A", la zona externa inferior de la tubería debe apoyarse en concreto simple, que teniendo un espesor mínimo de un cuarto de diámetro interior en la parte más baja del tubo, se extiende hacia arriba por ambos lados hasta una altura que puede ser mayor o menor que el diámetro exterior y mínima de un cuarto de éste. La cama de arena húmeda compactada produce a las tuberías efectos comparables al que se obtiene con la de concreto simple. El factor de carga varía de 2.25 a 3.0.

El asentamiento Tipo "B", es el encamado en el que la tubería se apoya en un piso de material fino, colocado sobre el fondo de la zanja que previamente ha sido arreglado con la concavidad necesaria para ajustarse a la superficie externa inferior de la tubería, en un ancho cuando menos igual al 60% de su diámetro exterior. El resto de la tubería deberá ser cubierto hasta una altura de cuando menos 30 cm. Arriba de su lomo con material granular fino colocado cuidadosamente a mano y perfectamente compactado, llenando todos los espacios libres abajo y adyacentes a la tubería. Ese relleno se hará en capas que no excedan de 15 cm. De espesor. El factor de carga de este asentamiento es de 1.90.

El asentamiento Tipo "C", lo constituye el encamado en el que el fondo de la zanja ha sido previamente arreglado para ajustarse a la parte inferior de la tubería en un ancho aproximado al 50% de su diámetro exterior. El resto de la tubería será cubierto hasta una altura de cuando menos 15 cm. por encima de su lomo, con material granular fino colocado y compactado a pala hasta llenar completamente los espacios de abajo y adyacentes a la tubería. El valor factor de carga de esta cama es de 1.50.

Asentamiento Tipo "D". Es el encamado en el cual no se toma ningún cuidado especial para conformar el fondo de la zanja a la parte inferior de las tuberías, ni en lo que respecta al

relleno de los espacios por debajo y adyacentes a las mismas. Su factor de carga es de 1.10 pero este procedimiento es inadmisibile para la instalación de tuberías.

La "American Society for Testing Materials" recomienda que se emplee un factor de seguridad de 1.5 al hacer los cálculos de las cargas sobre las alcantarillas.

La naturaleza de las cargas colocadas sobre la superficie del terreno, encima del lugar donde se encuentra el conducto, llamadas cargas superimpuestas, afecta a la intensidad de la carga transmitida al conducto. Tales cargas pueden clasificarse en concentradas, camiones cargados por ejemplo: y distribuidas, como los montones de materiales de construcción sobre la superficie del terreno.

Las alcantarillas situadas en las zonas industriales pueden verse obligadas a resistir cargas superficiales producidas por tubos o tablonos, grava, etc., además de las ocasionadas por el material de relleno de la zanja. Si su longitud es mayor que el ancho de la zanja, se les llama "Distribuidas". Otras alcantarillas deben resistir cargas superficiales originadas por los cimientos de los edificios, tráfico, apisonadoras, etc., y se han denominado cargas "Concentradas". En el trabajo de Marston se incluyen los procedimientos experimentales para determinar la proporción de aquellas cargas que se transmitirá a las alcantarillas, mostrándose en los Cuadros 5.3 y 5.4 los resultados obtenidos.

En el Cuadro 5.4, los valores máximos se obtuvieron para cargas concentradas que cargarán sobre su longitud, en el sentido de la máxima dimensión de la zanja, igual a la anchura de la misma. Los mínimos valores fueron obtenidos cuando aquella longitud era la décima parte del ancho expresado.

Los requisitos respecto al asiento y los métodos para mejorar la resistencia mediante el empleo de apoyos cuando la profundidad de la zanja es grande, así como el factor de seguridad de 1.5, que se han indicado anteriormente para el tubo de gres, son aplicables a los de concreto.

← arcilla

367

y tambien
para tubo
de concreto

Cuadro 5.3 Proporción de las Cargas Superficiales Distribuidas que alcanzan a los tubos colocados en zanjas¹⁶.

Relación entre la profundidad y la anchura de la zanja	Arena y tierra vegetal húmeda	Tierra vegetal saturada	Arcilla amarilla húmeda	Arcilla amarilla saturada
0.0	1.00	1.00	1.00	1.00
0.5	0.85	0.86	0.88	0.89
1.0	0.72	0.75	0.77	0.80
1.5	0.61	0.64	0.67	0.72
2.0	0.52	0.55	0.59	0.64
2.5	0.44	0.48	0.52	0.57
3.0	0.37	0.41	0.45	0.51
4.0	0.27	0.31	0.35	0.41
5.0	0.19	0.23	0.27	0.33
6.0	0.14	0.17	0.20	0.26
8.0	0.07	0.09	0.12	0.17
10.0	0.04	0.05	0.07	0.11

Cuadro 5.4 Proporción de las Cargas Superficiales Concentradas que alcanzan a los tubos colocados en zanjas¹⁷.

Relación entre la profundidad y la anchura de la zanja	Arena y tierra vegetal húmeda		Tierra vegetal saturada		Arcilla húmeda		Arcilla saturada	
	Máx.	Min.	Máx.	Min.	Máx.	Min.	Máx.	Min.
0.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
0.5	0.77	0.12	0.78	0.13	0.79	0.13	0.81	0.13
1.0	0.59	0.02	0.61	0.02	0.63	0.02	0.66	0.02
1.5	0.46		0.48		0.51		0.54	
2.0	0.35		0.33		0.40		0.44	
2.5	0.27		0.29		0.32		0.35	
3.0	0.21		0.23		0.25		0.29	
4.0	0.12		0.14		0.16		0.19	
5.0	0.07		0.09		0.10		0.13	
6.0	0.04		0.05		0.06		0.08	
8.0	0.02		0.02		0.03		0.04	
10.0	0.01		0.01		0.01		0.02	

¹⁶ Tomado de " Abastecimiento de Agua Potable y Alcantarillado", Ernest Steel "

¹⁷ Idem

5.3 TUBOS DE CONCRETO PARA ALCANTARILLAS

En nuestro país la utilización de este tipo de tubos ha sido muy popular. Hay que mencionar que para tubos con diámetros mayores de 24" se vuelve indispensable que se refuercen con acero, para garantizar que estos no fallen; por lo que será preciso disponer a éstos de refuerzo tanto longitudinal como transversal. El refuerzo longitudinal servirá para mantener los aros en su lugar, y también para evitar roturas transversales. La armadura puede ser de alambre de acero estirado en frío o de barras de acero. La forma en la cual se colocan las varillas se muestran en la figura 5.4 Cuando por cálculo se establezca que deben disponerse 2 varillas en cada sección, puede emplearse una sola de forma elíptica, como se indica en la figura.

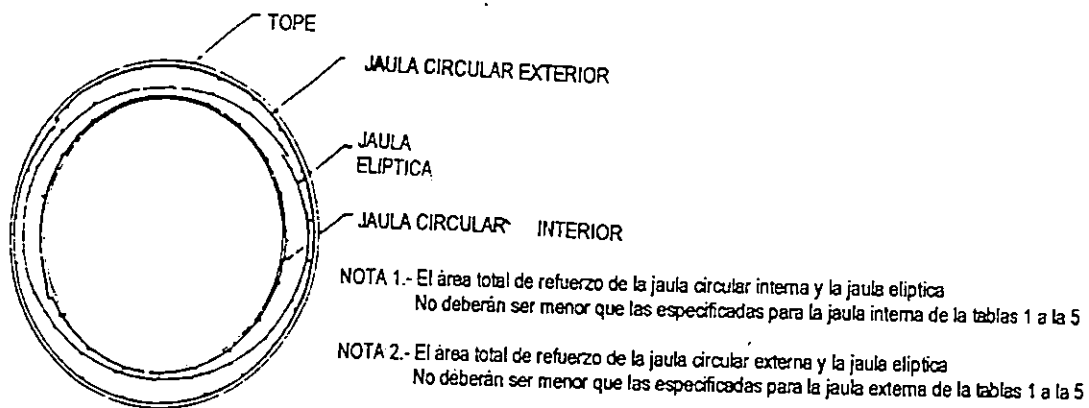


Fig. 5.4 Sección transversal de los tubos de concreto armado para alcantarillas.

Para Tubería de Concreto no Reforzado, la absorción es este tipo de tubos no deberá ser mayor de 9%. El diámetro interno de tuberías de 12" hasta 24" no deberá variar más o menos el 1.5% de los diámetro diseñados; El diámetro interno de tuberías de 27" o mayores, no deberá variar en más del 1% del diámetro diseñado, o más o menos 3/8", cualquiera que sea mayor. Los espesores de pared no deberán variar más de lo mostrado en el diseño de la pared especificada por más o menos del 5% ó 3/16", cualquiera que sea mayor. La diferencia en longitud de un tubo no deberá ser de más de 1/8" por pie y un máximo de 1/2" en cualquier longitud de tubo.

Cuadro 5.5 Requerimientos Físicos y Dimensionales para Tuberías de Concreto no Reforzadas

ASTM C-14-

REQUERIMIENTOS FÍSICOS Y DIMENSIONALES PARA TUBERÍAS DE CONCRETO NO REFORZADAS.

DIÁMETRO INTERNO DISEÑADO PULG.	CLASE I			CLASE II			CLASE III		
	ESPESOR MÍNIMO DE LA PARED PULG.	RESISTENCIA MÍNIMA LBS/PIE LINEAL PRUEBA DE LOS TRES APOYOS	ESPESOR MÍNIMO DE LA PARED PULG.	RESISTENCIA MÍNIMA LBS/PIE LINEAL PRUEBA DE LOS TRES APOYOS	ESPESOR MÍNIMO DE LA PARED PULG.	RESISTENCIA MÍNIMA LBS/PIE LINEAL PRUEBA DE LOS TRES APOYOS	ESPESOR MÍNIMO DE LA PARED PULG.	RESISTENCIA MÍNIMA LBS/PIE LINEAL PRUEBA DE LOS TRES APOYOS	
4	5/8	1500	¾	2000	¾	2400	¾	2400	
6	5/8	1500	¾	2000	7/8	2400	7/8	2400	
8	¾	1500	7/8	2000	1 1/8	2400	1 1/8	2400	
10	7/8	1600	1	2000	1 ¼	2400	1 ¼	2400	
12	1	1800	1 3/8	2250	1 ½	2600	1 ½	2600	
15	1 ¼	2000	1 5/8	2600	1 7/8	2900	1 7/8	2900	
18	1 ½	2200	2	3000	2 ¼	3300	2 ¼	3300	
21	1 ¾	2400	2 ¼	3300	2 ½	3850	2 ½	3850	
24	2 1/8	2600	3	3600	2 3/8	4400	2 3/8	4400	
27	3 ¼	2800	3 ¾	3950	2 ¾	4600	2 ¾	4600	
30	3 ½	3000	4 ¼	4300	3 ¼	4750	3 ¼	4750	
33	3 ¾	3150	4 ½	4400	4 ¼	4875	4 ¼	4875	
36	4	3300	4 ¾	4500	4 ¾	5000	4 ¾	5000	

En tuberías de Concreto Reforzado deberán observarse las siguientes indicaciones: El diámetro interno no deberá variar del diámetro diseñado en más o menos 3/16" para tubos

diseñados como de 12" o menores que 12"; para más de 1/4" para tubos diseñados como de 15" ó 18" de diámetro; por más de 5/16" para tubos diseñados como de 21" de diámetro y por más de 3/8" para tubos diseñados como de 24" y más de diámetro. En cuanto a los espesores de pared estos no deben ser menores que los valores mostrados en la Cuadros 1, 2, 3, 4 y 5 del Anexo 5-A, por más de 1/16" para tubos de 10" ó menos de diámetro por más de 1/8" para tubos de 12" a 24" de diámetro; y por más de 3/16 para tubos de 24" de diámetro; o por más del 5% de los espesores de pared diseñados o tabulados lo que sea mayor. La longitud de cualquier sección de tubería no deberá variar en menos de 1/2" de la longitud de diseño.

En tuberías de Concreto reforzado el dimensionamiento de la tubería se efectúa en función de las acciones a las que está sometida en su colocación y del tipo de apoyo, revisada posteriormente por su capacidad portante en el ensayo de los "Tres Puntos de Apoyo", por lo que se clasifican los tubos en cinco clases, definiendo las cargas de Fisuración (Carga que produce la primer grieta) y rotura en lb/pie.

Cuadro 5.6 Resistencia de las Tuberías de Concreto Reforzado¹⁸

Clase del Tubo	Carga de Fisuración Lb/ pie	Carga de Rotura Lb/pie
I	800	1200
II <i>es el 7' mm se usa.</i>	1000	1500
III	1350	2000
IV	2000	3000
V	3000	3750

¹⁸ Norma ASTM C-76-88

Las causas por las cuales pueden rechazarse los tubos prefabricados de concreto armado son:

- a) Fracturas o grietas que pasen a través de las paredes, exceptuando el caso de una grieta en el extremo que no exceda de la profundidad de la junta, lo que no debe considerarse como motivo para rechazar los tubos, a menos que estos defectos se presenten en más de 10% de los tubos reconocidos.
- b) Defectos que indiquen imperfección en la mezcla, en la colocación o en el fraguado.
- c) Defectos superficiales que indiquen " hormigueros " o estructura porosa.
- d) Resquebrajaduras que sean más amplias que la mitad del ancho de la junta o que se alarguen más de 10 cm. A lo largo de la circunferencia de la misma. Si las resquebrajaduras, aunque no sean de esta importancia, se dan en más de un 10 % de los tubos, deben rechazarse los defectuosos.
- e) Hierros del armado al descubierto, cuando este defecto se debe a mala colocación.

En el Anexo 5-B se muestran datos recomendados por uno de los fabricantes de tubos de concreto reforzado de nuestro país, para la instalación de su producto. Hay que aclarar que para cada proyecto habrá que revisar las condiciones propias del lugar donde se instalarán las tuberías, por lo que estos datos pueden variar según el proyecto.

Ejemplo 14

En una excavación de 3.60 mt. de profundidad en arcilla húmeda de 1920 kg/m^3 , ha de colocarse una alcantarilla de concreto simple clase II, de 15 pulgadas de diámetro. Determinar la carga sobre la tubería y el tipo de asentamiento requerido.

SOLUCION

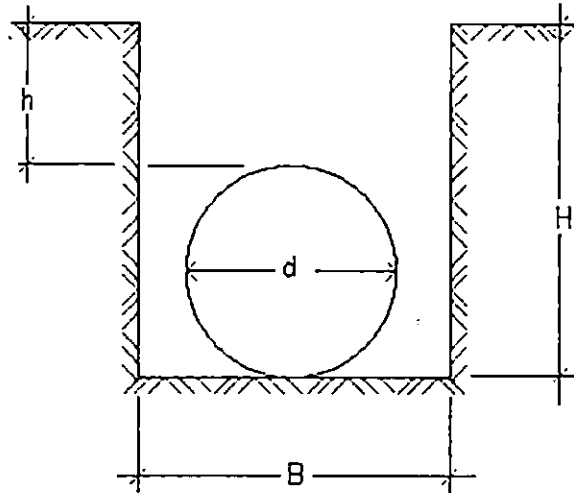


Fig. 5.5 Esquema del ejemplo 14

El ancho de la zanja, justo por debajo de la parte superior del tubo será:

$$B = \left(\frac{3}{2} \times d \right) + 30$$

$$B = \left(\frac{3}{2} \times [15 \times 2.5] \right) + 30$$

$$B = 86.25 \text{ cm.} \approx 90 \text{ cm.}$$

La relación de la profundidad a la anchura (h / B) es:

$$h = H - d$$

$$\frac{h}{B} = \frac{3.6 - (15 \times 0.025)}{0.90} = 3.58$$

Interpolando de los datos de el Cuadro 5.1 ($h/B = 3.5 \Rightarrow C = 2.30$ y $h/B = 4.0 \Rightarrow C = 2.45$), encontramos el valor de " C ". Para $h/B = 3.58$ $C = 2.33$. De esta forma si sustituimos estos valores en la Fórmula propuesta por Marston tenemos que la carga por metro lineal es:

$$W = w \times C \times B^2$$

$$W = (1920 \text{ Kg./m}^3) (2.33) (0.9 \text{ m})^2$$

$$W = 3623.6 \text{ kg./m}$$

La tubería de concreto no reforzado de 15" (ver cuadro 5.5) Clase II tiene una resistencia de 3870 kg./m (2600 lb/pie), si aplicamos un factor de seguridad de 1.5, este valor se reduce a 2580 kg./m. La relación de resistencia a la carga es:

$$\frac{3623.6 \text{ kg./m}}{2580 \text{ kg./m}} = 1.40$$

De acuerdo a la Fig. 5.2 se puede utilizar el asentamiento tipo C, pues su factor de carga es 1.5.

Ejemplo 15

En una zanja de alcantarilla excavada en arcilla húmeda de 1.20 m de ancho, se encuentra ubicado un túnel de concreto por el que discurren conducciones de vapor. Dicho túnel es de 0.90 m de ancho y pesa 1340 kg. / m. Su fondo se halla a 1.80 mts. por encima de la parte superior de la alcantarilla ¿ Que proporción de esta carga se transmitirá al tubo ?(Ver figura 5.6)

SOLUCION

El peso del túnel sobre 1.0 m de alcantarilla es:

$$\frac{1.20 \text{ m.} \times 1340 \text{ Kg/m.}}{0.90 \text{ m.}} = 1786.7 \text{ Kg/m.}$$

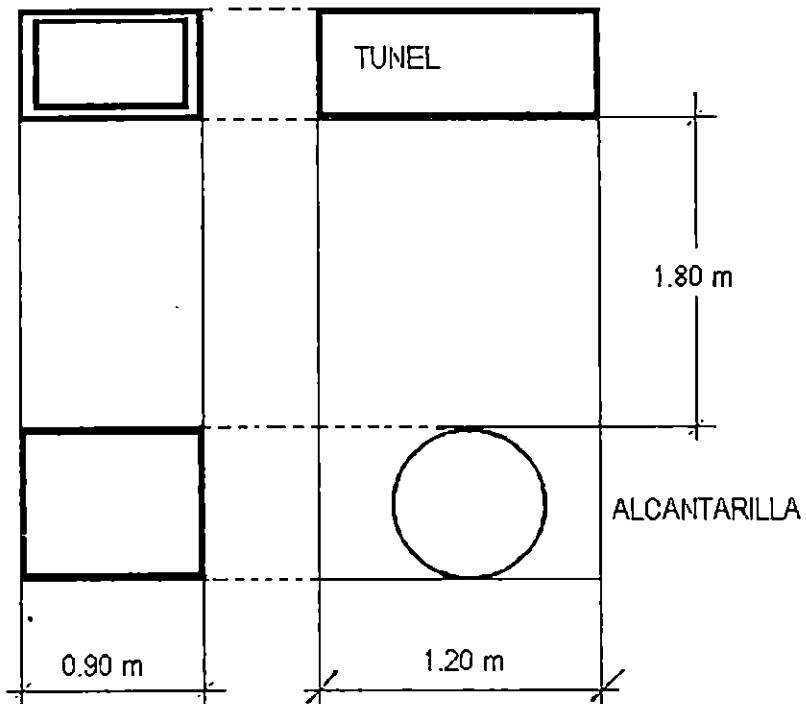


Figura 5.6 Esquema del ejemplo 15

La relación de profundidad a anchura (h / B) es :

$$\frac{h}{B} = \frac{1.80 \text{ m}}{1.20 \text{ m}} = 1.5$$

Como vemos en los datos iniciales el largo en el cual es aplicada la carga externa es menor que el ancho de la zanja por lo que consideraremos que se trata de una carga concentrada. En el Cuadro 5.4 observamos que la máxima proporción de carga que alcanzará el tubo es 0.51. La carga sobre la alcantarilla, producida por el túnel es igual a:

$$W = 0.51 \times 1786.7 \text{ kg./m} = 911.22 \text{ kg./m}$$

CONCLUSIONES
Y
RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES:

- El presente trabajo brinda una orientación básica para el desarrollo de diseño de sistemas de agua potable y alcantarillados de aguas negras y aguas lluvias y está dirigido a estudiantes y profesionales de Ingeniería Civil. Lo anterior se debe a que contiene además de información teórica actualizada, ejemplos generales de cálculo de este tipo de sistemas.
- Este trabajo será de gran utilidad a la cátedra de abastecimiento de agua potable y alcantarillados sanitarios porque debido al contenido del mismo puede ser utilizado como recurso didáctico para la mejor comprensión de los conceptos impartidos en dicha cátedra.
- Los cuadros generados por el presente equipo en este trabajo, y que contienen recomendaciones hidráulicas para el diseño de algunos elementos de los sistemas en estudio (número de respiraderos para tanques de almacenamiento, diámetro de reboso, diámetro de pozos de visita, etc.) pueden ser tomados como base y a partir de los cuales, luego de una revisión de las condiciones propias de cada proyecto, se puede llegar a resultados definitivos.
- Para estimar la población futura o realizar cálculos de población se hace necesario conocer las características socio-económicas, ya que, en base a ellas se elige correctamente el método de estimación a utilizar de manera de no provocar sobre-estimaciones que permitan un alto porcentaje de capacidad ociosa, o sub-estimaciones que provoquen un dimensionamiento menor que el adecuado y que pongan en peligro tanto la eficiencia como la estabilidad del diseño.

- Cuando se elabora el diseño de un proyecto de agua potable existen dos condicionantes que deben ser resueltas antes; la primera es asegurar el recurso hídrico, es decir asegurar la fuente a partir de la cual será abastecida tanto en calidad como cantidad. El segundo tópico a resolver es asegurar los pasos de servidumbre de las líneas de alimentación y de los otros elementos del sistema (tanques de almacenamiento, planta de tratamiento, red, etc.).
- La escogitación del material a utilizar en la construcción de líneas de conducción y redes de abastecimiento de agua va a depender de dos factores: Las condiciones hidráulicas del diseño (presiones, caudal) y de las condiciones existentes en el mercado. Con respecto a esta última además de tomar en cuenta el costo de las tuberías hay que considerar su disponibilidad en el mercado local y si hay que importarla el tiempo que esto tardaría.
- En la elaboración del proyecto de alcantarillado de aguas negras es importante que la cobertura de éste sea lo más amplia y minuciosa posible, con la finalidad que las aguas negras que se producen en la zona sean evacuadas de una forma rápida y segura y así evitar posibles focos de contaminación dentro de las áreas pobladas.
- También es importante que se considere en los proyectos de aguas negras el tratamiento de las mismas, porque si bien con los alcantarillados alejamos las aguas negras de la zona y evitamos los focos de contaminación de esa área, estas aguas son arrojadas a un cuerpo receptor sin ningún tratamiento. Lo único que se hace es mover los puntos de contaminación y no reducir los efectos de ésta.
- Las alcantarillas que conducen el agua lluvia para evacuarla, siempre se diseñan para que no trabajen completamente llenas, ya que, éstas suelen llevar objetos sólidos flotando; además con esta consideración se prevén las fluctuaciones posibles en los caudales cuando las intensidades de lluvias sean mayores a las previstas por el diseño.

- El método comúnmente usado para calcular los caudales de escorrentía es el Método Racional ya que permite obtener estos datos sin haber hecho antes una estimación inicial de diámetros de las alcantarillas. Los métodos más exactos en la simulación de flujos involucran la elaboración de hidrogramas de caudal, los cuales requieren que las dimensiones de las estructuras de conducción hayan sido determinadas con anticipación.
- Es sumamente importante la revisión de las velocidades en las alcantarillas para evitar la erosión de las mismas, ya que, este tipo de aguas transporta bastante material sólido y sedimentos.
- El periodo de retorno para obras de drenaje de aguas lluvias será de 5 años; a excepción de obras de drenaje mayores de 72 pulgadas en las cuales el período de retorno será de 10 a 25 años.
- El tendido o colocación de las tuberías sin tener ningún tipo de cuidado o consideración en cuanto a la cama o fondo de la zanja puede provocar la falla de los tubos especialmente cuando éstos son de materiales rígidos (como el concreto). Si el fondo de la zanja no se adapta a la forma del tubo, este último se apoya en un solo punto sobre el suelo, lo que aumenta los esfuerzos en ese punto provocados por el peso propio del material de relleno o las cargas externas existentes, lo que puede causar agrietamientos. De aquí la importancia de especificar las condiciones de asentamiento de los tubos para cada proyecto, estas especificaciones se logran aplicando la teoría de Marston.

RECOMENDACIONES

- Los ejemplos aquí desarrollados representan los casos de proyectos que con más frecuencia se presentan, pero no todos ellos. Por tanto es recomendable que los criterios de diseño que en ellos se conjugan no sean tomados como una norma general y que para cada proyecto en particular sean considerados sus propios criterios partiendo de las condiciones físicas y socio-económicas del lugar.
- Una vez se tiene diseñada una red de abastecimiento de agua potable y se ha revisado que tanto presiones como velocidades sean aceptables, es recomendable optimizar el diseño desde el punto de vista económico, esto se logra reduciendo diámetros en los tramos donde el diseño lo permita, siempre y cuando estas reducciones de diámetro no causen incumplimientos de las restricciones contempladas en la Norma Técnica de ANDA.
- El diseño de redes de abastecimiento de agua potable con tanque de equilibrio, en ocasiones suele resultar antieconómico comparado con una red la cual tiene el tanque de almacenamiento al inicio de ésta para la misma población, ya que como sabemos en el momento en que el tanque se está llenando (mínima demanda) parte de la red estará trabajando como línea de impelencia lo que hace que los diámetros de la red aumenten a la hora de hacer el diseño. Por lo anterior es conveniente comparar ambos diseños (sistema con tanque de almacenamiento al inicio de la red y sistema con tanque de cola), siempre que las condiciones del lugar nos permitan optar por uno de los dos sistemas, para decidir por la opción que más nos convenga, desde el punto de vista hidráulico (mejores presiones y mayor eficiencia) y económico.

- Cada vez que se realiza el cálculo del diámetro económico de una línea de impelencia para un proyecto, es recomendable actualizar los precios de las distintas variables que en el análisis se consideran: Costo de los equipos de bombeo, sub-estación eléctrica, tubería, accesorios, mano de obra, costo de energía según la zona donde se ubique la sub-estación y su tamaño, etc., ya que, como sabemos los precios de los productos y los servicios varían con el tiempo y considerarlos como constantes sería un error que provocaría la obtención de resultados falsos.
- Es recomendable tener presente que el caudal que conducirán alcantarillas de aguas negras será la suma del caudal de aguas negras producidas por cada lote o vivienda más el caudal de infiltración y que si bien éste no siempre es de magnitud considerable cuando el proyecto es de extensión pequeña, irá aumentando a medida que el proyecto aumente su envergadura; por eso no debe olvidarse el tomarlo en cuenta en el cálculo del caudal de diseño.
- Es recomendable realizar estudios del suelo donde se construirá un sistema de alcantarillado (de aguas negras o aguas lluvias) para verificar la estabilidad y condiciones de absorción y humedad del suelo, aspectos sumamente importantes en estos diseños, ya que, generalmente las profundidades de las zanjas donde se colocan este tipo de tuberías en algunas ocasiones, son de profundidades considerables. Además, el fluido viaja por gravedad por lo que es importante que se mantengan las pendientes con las que han sido diseñadas estas tuberías.
- Recuérdese que el uso de nomogramas para realizar el diseño de alcantarillas llenas nos proporcionan datos aproximados en los cálculos, por lo que de contar con programas de computadoras que efectúen dichos cálculos es recomendable utilizarlos ya que arrojan datos mas cercanos a la realidad y nos ahorran tiempo.

- Al diseñar un sistema de alcantarillado de aguas lluvias debe evitarse que el agua realice recorridos innecesarios, es decir, tratar de desalojar el agua lluvia lo antes posible y de la forma más directa, siguiendo el curso natural del agua de acuerdo a la pendiente del terreno o de la tubería.
- Se debe realizar un estudio hidrológico completo, el cual debe contar con el tipo de suelo para ver su permeabilidad y de esta manera estimar el coeficiente de escorrentía adecuado de la zona; así como también datos de intensidad de lluvia para realizar la curva IDF del lugar donde se desarrollará el sistema de recolección de aguas lluvias, para poder sacar la intensidad de lluvia de acuerdo al periodo de retorno especificado por el Reglamento de la Ley de Ordenamiento del Desarrollo del Área Metropolitana de San Salvador y los municipios aledaños.

ANEXOS

ANEXO 1
PARAMETROS
QUIMICOS Y
BACTERIOLOGICOS
DEL
AGUA

PARAMETROS BACTERIOLOGICOS Y VALORES NORMATIVOS

VALORES RECOMENDADOS DE LOS PARAMETROS BACTERIOLOGICOS SEGÚN LA TECNICA DE ANALISIS UTILIZADA

PARAMETRO	VALORES RECOMENDADOS		
	TECNICA		
	FILTRACION POR VENTANAS	TUBOS MULTIPLES	PLACA VERTIDA
Bacteria coliformes totales	0 UFC/100 ml	<1.1 NMP/100 ml	
Bacterias coliformes fecales	0 UFC/100 ml	Negativo	
Escherichia coli	0 UFC/100 ml	Negativo	
Conteo de bacterias heterótrofas	50 UFC/100 ml max		100 UFC/100 ml
Organismos patógenos	Ausencia		

UFC = Unidades de Coliformes Fecales NMP= Número más probable ml = mililitros

FUENTE DE INFORMACIÓN: Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología, CONACYT, Norma Salvadoreña de Agua Potable, Año 1996

PARAMETROS FISICOS Y VALORES NORMATIVOS

VALORES DE LOS PARAMETROS FISICOS PARA AGUA POTABLE

PARAMETRO	UNIDAD	VALOR RECOMENDADO	VALOR MAXIMO ADMISIBLE
Color Aparente	-	NR	-
Color Verdadero	mg/l (Pt- Co)	-	15
Conductividad	-	500	1600
Olor	No. de umbral de olor	NR	3
PH	-	6.0-8.5	-
Sabor	No. de umbral de sabor	NR	1
Sólidos totales disueltos	mg/l	300	1000
Temperatura		18 a 30	NR*
Turbiedad	UNT	1	5

mg/l = miligramo por litro UNT = Unidades Nefelométricas de Turbiedad NR = no rechazable

- De no encontrarse en el rango recomendado queda sujeto a evaluaciones de potabilidad

PARAMETROS QUIMICOS Y VALORES NORMATIVOS

VALORES RECOMENDADOS PARA SUSTANCIAS QUIMICAS EN EL USO DE LA CALIDAD DEL AGUA POTABLE

PARAMETROS	VALOR RECOMENDADO mg/l	VALOR MAXIMO ADMISIBLE mg/l
Acido sulfhidrico	No detectable	< 0.05
Alcalinidad Total como (CaCO ₃)	30	250.00
Antimonio	-	0.01
Calcio	-	75.00
Cloruro	25.00	250.00
Cobre	0.10	1.00
Dureza total como (CaCO ₃)	100.00	500.00
Floruros	-	1.50
Hierro Total	0.05	0.30
Magnesio	-	50.00
Manganeso	0.02	0.05
Níquel	-	0.02
Nitrógeno Amoniacal (NH ₄)	-	0.50
Nitrógeno N de NO ₂ y NO ₃	-	1.00
Plata	-	0.10
Potasio	-	10.00
Sílice	60.00	125.00
Sodio	25.00	150.00
Sulfatos	25.00	250.00
Zinc	0.10	5.00

Unidades= miligramos por litros mg / l

FUENTE DE INFORMACIÓN: Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología, CONACYT, Norma Salvadoreña de Agua Potable, Año 1996

PARAMETROS RADIOACTIVOS Y VALORES NORMATIVOS

VALORES DE LOS PARAMETROS RADIOACTIVOS PARA EL AGUA POTABLE (RADIONUCLIDOS)

PARAMETRO	VALOR MAXIMO PERMISIBLE
Alpha Global	15 (pCi / l) equivalente a dosis anual
Actividad particula beta y fotones	4 (mrem) equivalente a dosis anual
Radio 226 y 228	5 (pCi / l) equivalente a dosis anual

Unidades : mrem= milirem pCi / l = pico curies / litro Pico 10^{12}

FUENTE DE INFORMACIÓN: Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología, CONACYT, Norma Salvadoreña de Agua Potable, Año 1996

ANEXO 2
NORMAS
DE
ANDA

ADMINISTRACION NACIONAL DE
ACUEDUCTOS Y ALCANTARILLADOS

A.N.D.A.

NORMAS TECNICAS
PARA ABASTECIMIENTO DE AGUA
POTABLE
Y
ALCANTARILLADOS DE AGUAS
NEGRAS.

EL SALVADOR - AMERICA CENTRAL

OCTUBRE 1998

PREFACIO

Las Normas Técnicas están relacionadas con las disposiciones Generales Fundamentales contempladas en el Capítulo I de la Ley de Creación de la ANDA.

Las Normas ordenan un conjunto de requisitos que deben satisfacer los proyectos de Abastecimiento de Agua Potable y Alcantarillado de Aguas Negras, los puntos esenciales a incluir en su nivel de precisión, los valores de coeficientes y parámetros básicos, fórmulas, procesos de cálculo y diseño y algunas veces sugieren alternativas.

Las Normas vigentes hasta la fecha para el Diseño y Construcción de Acueductos y Alcantarillado Sanitario fueron elaboradas en el año de 1967 y desde esa fecha no habían sufrido modificaciones.

Debido a que las Normas deben integrar en forma flexible principios científicos, avances tecnológicos, la investigación aplicada y la experiencia para optimizar las soluciones a problemas específicos, se hacía urgente su reformulación, de tal forma que respondan a las necesidades actuales.

Por tal motivo y con el auspicio del Proyecto de Fortalecimiento Institucional a través del Programa de Asistencia Técnica No Reembolsable ANDA/FIS/BIID/ATN/SF-4299-ES desde el año de 1994 se ha trabajado en la elaboración de las nuevas "Normas Técnicas para el Abastecimiento de Agua Potable y Alcantarillado Sanitario de Aguas Negras" que sustituirán a las de 1967.

La elaboración de las Nuevas Normas Técnicas estuvo a cargo del Consultor Ing. Alirio Bernal Gaitán contando con la colaboración del Ing. Juan Coronado Olinado como coordinador del Proyecto y como contraparte a la Gerencia de Proyectos y Obras de ANDA.

Estas Normas han sido revisadas y modificadas según las observaciones de diferentes partes involucradas como: CASALCO y ASIA, habiendo el FIS y el BIID oficializado la NO OBJECION a las mismas con notas del 26 de Abril y 7 de Junio de 1996 respectivamente.

La Honorable Junta de Gobierno de ANDA aprobó las presentes Normas según ACTA No. 1705 PUNTO VIGÉSIMO del 9 de Octubre de 1997

PREFACIO.....

INDICE:

Abreviaturas utilizadas
Introducción
a) Objetivos
b) Alcances

I NORMAS TECNICAS PARA PROYECTO ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE.

1. Periodo de diseño
2. Población Futura
3. Distribución de la Población futura
4. Población de Diseño
5. Consumo de Agua
6. Variaciones de Consumo
7. Hidrantes
8. Fuente
 - a- Caudal Aprovechable
 - b- Calidad del Agua
9. Obras de Captación
 - a- Aguas Superficiales
 - b- Aguas Subterráneas
- 10 Aducción
 - a- caudal de diseño
 - b- Línea de Aducción
 - c- Línea de Impelencia

11 Estaciones de Bombeo	PAG.
12 Anclajes	10
13 Obras de Arte	12
14 Golpe de Ariete	12
15 Almacenamiento	12
a- Volúmenes de Almacenamiento	13
b- Volumen de Variaciones horarias	13
16 Red de Distribución	13
17 Potabilización del Agua	14
a- Potabilización	16
b- Desinfección del agua	16
18 Especificaciones de materiales para sistemas de abastecimiento de agua	17
a- Tuberías y accesorios	18
b- Válvulas e hidrantes	18
	19

II NORMAS TECNICAS PARA PROYECTOS DE ALCANTARILLADO.

1. Alcance del Proyecto	PAG.
2. Magnitud y Distribución de Población Futura	20
3. Población de Diseño	20
4. Caudal de diseño y capacidad de las tuberías	20
5. Cálculos hidráulicos	21
6. Límites de velocidad (a tubo lleno)	21
7. Diámetro mínimo de tuberías	21
8. Pendiente mínima	22
	22

9. Clase de Sistema y trazo de la red	PAG.
10 Material y secciones de Tuberías	22
11 Profundidad de los colectores	23
12 Separación de Sistemas	23
13 Características Hidráulicas de la Red	25
14 Pozos de Visita	25
15 Cajas de Inspección	26
16 Pozos de visita con cajas de sostén	26
17 Aliviaderos	26
18 Obras de Arte	27
19 Estaciones elevadoras de aguas negras	27
20 Plantas depuradoras de aguas negras	28
21 Plantas de tratamiento de desechos líquidos industriales	28
22 Ancho de Zanjas	28
23 Conexiones domiciliarias	29
24 Vigas-canal y tinteles	29
25 Especificaciones de Materiales para sistemas de alcantarillado	29
a- Tuberías	29
b- Marco y tapadera de pozo	30
26. Sistemas de Disposición de aguas negras con fosas sépticas y pozo de absorción o tubería de infiltración	30

III NORMAS PARA PRESENTACION DE PROYECTOS

I. Memoria Técnica	31
1.1 Memoria Descriptiva	31
a- Descripción y Antecedentes del Proyecto	31
b- Información Básica del lugar	31
c- Abastecimiento de agua instalado	31

d- disposición de excretas, aguas negras y desechos líquidos industriales.	
e- Análisis de alternativas	
f- Descripción del proyecto a realizar	
g- Investigación Hidrogeológica	
1.2 Memorias de Cálculos Hidráulicos	
1.3 Memoria de Cálculos estructurales	
1.4 Planos	
a. Híjuelos y dos juegos de copias heliográficas	
b. Planimetrías	
c. Perfiles	
d. Detalles	
e. Plantas y cortes estructurales e hidráulicos	
f. Dimensiones	
1.5 Notación y Simbología	
2. Proyectos de abastecimiento de Agua y/o Alcantarillados derivados de las Redes de ANDA	
2.1 Urbanizaciones	
a- Factibilidad de Suministros de Servicios	
b- Abastecimiento por sistema indirecto	
2.2 Edificaciones extensas y/o elevadas	
3. Pagos Previos	
4. Responsabilidad Técnica	

PAG	
	32
	33
	33
	34
	36
	36
	36
	36
	38
	38
	36
	37
	39
	39
	43
	43
	43
	44
	45
	45
	46

ABREVIATURAS UTILIZADAS:

h	= Coeficiente de rugosidad (aguas negras)
n	= Periodo de diseño
Pn	= Población de diseño o futura
Po	= Población Inicial
L/p/D	= Litros/persona/día
dot. total	= dotación total
L/m ² /D	= Litros/metros cuadrados/día
L/hab/D	= Litros/habitante/Día
L/alum/D	= Litros/alumno/Día
L/cons/D	= Litros/consultorio/Día
L/asie/D	= Litros/asiento/Día
L/bom/D	= Litros/Bomba de Combustible/Día
L/p/turno	= Litros/persona/turno
L/kg/ r seca	= Litros/Kg de ropa seca
L/s/hidr.	= Litros/segundo/hidrante
NMP	= Número más probable.
GPM	= Galones por minuto
m/s	= metros por segundo
A.N	= aguas negras
Ho. Fo.	= hierro fundido
PVC	= Cloruro de Polivinilo
mg/L	= Miligramos/Litro
L/cama/D	= Litros/cama/Día
Kg/cm ²	= Litros/centimetro cuadrado

L/s/ha	= Litros/segundo/hectárea
m.c.a.	= metros de columna de agua
PSI	= libras/pulgada cuadrada
ϕ	= diámetro nominal
V	= velocidad
L/s	= Litros/segundo
APHA	= American Public Health Association
OMS	= Organización Mundial de la Salud
AWWA	= American Water Works Association
CAPRE	= Comité Coordinador Regional de Agua Potable y Saneamiento
ANSI	= American National Standard Institute
ASTM	= American Society for testing Materials
CS	= Comercial Standars
R	= Radio Hidráulico
S	= Pendiente de tubería
T.C.	= Tubería de cemento
Ho.Go.	= Hierro Galvanizado

INTRODUCCION.

a) OBJETIVOS:

Los propósitos fundamentales de las normas técnicas se contribuir a reducir la contaminación ambiental y el desbalance ecológico, satisfacer la demanda creciente de agua potable, proteger los recursos naturales y reducir los múltiples daños derivados de la estructura epidemiológica de las enfermedades transmisibles relacionadas con el saneamiento básico.

b) ALCANCES:

Las normas cubren el diseño de los sistemas de Abastecimiento de Agua Potable y Alcantarillados de Aguas Negras.

Las Normas son aplicables a proyectos urbanos y suburbanos.

I. NORMAS TECNICAS PARA PROYECTOS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

1. PERIODO DE DISEÑO.

El alcance a periodo de diseño "n" del proyecto dependerá de disponibilidad de las fuentes, vida útil de las instalaciones y recursos financieros con un mínimo deseable de n de 20 años.

2. POBLACION FUTURA

La población futura P_n , será estimada con base a la población inicial P_0 levantamientos censales, estadísticas continuas y otras investigaciones demográficas (muestreos, crecimiento vegetativo, fecundidad, población flotante, etc.). Para estimar la magnitud de P_n se sugiere aplicar, según su caso, uno de los procedimientos siguientes:

- Extensión de la propia curva de crecimiento según ajuste interpolación, gráfica o analítica, mínimos cuadrados.
- Extensión gráfica de la curva de crecimiento, según desarrollo análogos observados, en población de mayor dimensión.
- Crecimiento Lineal
- Progresión geométrica
- Logística de Verhulst

El procedimiento a utilizar en cada proyecto deberá justificarse. En el caso de proyectos de urbanizaciones la población se calculará en base al número de viviendas y el número de habitantes por unidad habitacional

3. DISTRIBUCION DE LA POBLACION FUTURA

Necesaria para el diseño de la red, se estima con base catastrales y planes de desarrollo urbano, para cada caso particular.

4. POBLACION DE DISEÑO

Será igual, según el caso, al 100% de la población futura porcentaje menor, determinado por limitaciones de orden físico legal que restrinjan el desarrollo de áreas de la ciudad y de habitantes.

5. CONSUMO DE AGUA

D= dotación doméstica urbana 80 a 350 l/p/d

La dotación total incluirá además de la dotación doméstica: consumo comercial, público, etc. y un 20% para fugas y desperdicios.

TABLA DE CONSUMOS ESPECIFICOS

• Dotación total urbana \geq	220 l/p/d
• Locales comerciales	20 l/m ² /d
• Hoteles	500 l/m ² /d
• Pensiones	350 l/m ² /d
• Restaurantes	50 l/m ² /d

• Externos	40 l/horno/d
• Internados	200 l/p/d
• Personas no residentes	50 l/p/d
Hospitales	
•	600 l/cama/d
Clínicas	
• Médicas	500 l/consultorio/d
• Dentales	1000 l/consultorio/d
Vivienda	
• Mínima	80 - 125 l/p/d
• Media	125 - 175 l/p/d
• Alta	175 - 350 l/p/d
Otros	
• Mercados, puestos	15 l/m ² /d
• Cines, teatros	3 l/asiento/d
• Oficinas	6 l/m ² /d
• Bodegas	20 l/m ² /d
• Gasolineras	300 l/homba/d
• Estacionamientos	2 l/m ² /d
• Industria	80 l/p/torno
• Jardines	1.5 l/m ² /d
• Lavanderías	50 l/kg/r.sec.
• Cantareras	30 l/p/d

6. VARIACIONES DE CONSUMO

Los diferentes elementos del Sistema se diseñarán considerando siguientes coeficientes de variación de consumo de agua:
 Consumo máximo diario: 1.2 a 1.5 consumo medio diario
 Consumo máximo horario: 1.8 a 2.4 consumo medio diario
 Coeficiente de variación diaria K1 = 1.2 a 1.5
 Coeficiente de variación horaria K2 = 1.8 a 2.4
 Coeficiente de variación mínima horaria K3 = 0.1 a 0.3 consumo medio diario

7. HIDRANTES

En hidrantes para incendio se considerará un consumo de agua 12 lts. en 2 horas, una presión dinámica residual mínima de m.c.a. y un radio de acción de 150 m medidos sobre el eje de calle.

Los hidrantes serán de tipo tráfico y se ubicarán de preferencia bocas-calles, con una separación máxima de 300 m y tubería alimentación con diámetro mínimo de 4" se podrá utilizar o debidamente justificado

8. FUENTE

Las aguas superficiales y/o aguas subterráneas, que alimentarán el sistema, deberán satisfacer las siguientes condiciones:

• Externos	40 l/alumno/d
• Internados	200 l/p/d
• Personas no residentes	50 l/p/d
Hospitales	
•	600 l/cama/d
Clínicas	
• Médicas	500 l/consultorio/d
• Dentales	1000 l/consultorio/d
Vivienda	
• Mínima	80 - 125 l/p/d
• Media	125 - 175 l/p/d
• Alta	175 - 350 l/p/d
Otros	
• Mercados, puestos	15 l/m ² /d
• Cines, teatros	3 l/asiento/d
• Oficinas	6 l/m ² /d
• Bodegas	20 l/m ² /d
• Gasolineras	300 l/bomba/d
• Estacionamientos	2 l/m ² /d
• Industria	80 l/p/torno
• Jardines	1.5 l/m ² /d
• Lavanderías	50 l/kg/r.sec.
• Cantareras ≥	30 l/p/d

6. VARIACIONES DE CONSUMO

Los diferentes elementos del Sistema se diseñarán considerando los siguientes coeficientes de variación de consumo de agua:
 Consumo máximo diario: 1.2 a 1.5 consumo medio diario
 Consumo máximo horario: 1.8 a 2.4 consumo medio diario
 Coeficiente de variación diaria K1 = 1.2 a 1.5
 Coeficiente de variación horaria K2 = 1.8 a 2.4
 Coeficiente de variación mínima horaria K3 = 0.1 a 0.3 medio diario

7. HIDRANTES

En hidrantes para incendio se considerará un consumo de 12 lts. en 2 horas, una presión dinámica residual mínima m.c.a. y un radio de acción de 150 m medidos sobre el calle.

Los hidrantes serán de tipo tráfico y se ubicarán de preferencia en bocas-calles, con una separación máxima de 300 m y toda alimentación con diámetro mínimo de 4" se podrá utilizar debidamente justificado.

8. FUENTE

Las aguas superficiales y/o aguas subterráneas, que alimenten el sistema, deberán satisfacer las siguientes condiciones:

a. Caudal Aprovechable

El caudal aprovechable será igual o mayor a la demanda máxima diaria de agua a final de periodo.

El caudal disponible de la fuente deberá comprobarse con un "Estudio Base" fundamentado en Balances Hidrológicos, investigaciones hidrogeológicas y/o coeficientes hidráulicos de acuíferos y pozos.

En el caso de pozos el caudal aprovechable será igual o mayor que la demanda máxima diaria suministrada en un periodo no mayor de 20 horas de bombeo.

En caso de que el caudal aprovechable sea menor a Q_{mxD} , se podrán construir reservorios para compensar la demanda máxima horaria.

b. Calidad del agua

El análisis será realizado en un laboratorio especializado de acuerdo a los Métodos Standar APHA-AWWA.

Las muestras se someterán a los siguientes análisis:

- Toxológico: para investigar sustancias tales como arsénico, boro, selenio, cadmio, fenoles, pesticidas y detergentes.
- Hidrobiológico: para investigar microalgas.
- Bacteriológico: número más probable, NMP/100 milímetros y prueba completa de coliformes fecales.
- Físico: Color, Turbidez, temperatura, sabor, olor y apariencia.
- Químico: pH, sólidos totales, alcalinidad, dureza, sulfatos, cloruros, hierro manganeso, calcio, silico, anhídrido carbónico, fluoruros, etc.

Los resultados de las muestras de agua deberán ser menores o iguales a los máximos tolerables indicados por las Normas actualizadas OMS, AWWA o CAPRE.

Si los resultados exceden esos valores, será necesario entonces investigar si es posible aplicar un proceso de potabilización.

9. OBRAS DE CAPTACION

a. Aguas Superficiales

El "Estudio Base" de aprovechamiento de aguas superficiales deberá cubrir las variaciones estacionales de caudal aprovechable y calidad del agua natural.

Al ubicar y diseñar obras de captación se considerarán las siguientes condiciones y/o características esenciales:

- Ubicación apropiada con relación a fuentes de contaminación localizadas
- Estabilidad hidráulica y estructural
- Ubicación adecuada para obtener agua de la mejor calidad
- Control, reducción o eliminación de fuentes de contaminación y/o polución.
- Provisiones para extracción de agua de varios niveles, cuando sea conveniente y factible.
- Definir conveniencias y factibilidad de aplicar prosedimentación del agua captada.
- Control de sedimentos, para evitar daños a los equipos y uso excesivo de reactivos en las unidades de potabilización.
- Diseños de obras de protección entre elementos de bocatoma y cámara de succión.

- Diseño adecuado de cámara de succión para evitar vórtices y cavitación
- La Estación de bombeo deberá contar con espacio y equipo para facilitar la instalación y mantenimiento
- Diseño adecuado de cámara de bombas para evitar vórtices, vibraciones, pérdida de eficiencia y problemas de mantenimiento
- Provisiones para operación y mantenimiento.

En las captaciones la boca toma estará protegida con rejillas, cribas, jaulas, cortinas o compuertas.

b. Aguas Subterráneas

Nacimientos: Las captaciones se construirán de acuerdo a diseño conforme a la obra a ejecutar con estructura con rebose, tubería de aducción, caja, arena, válvula de limpieza, escotilla y obras de protección.

Agua Freática somera: Las captaciones se construirán en base al diseño propuesto en cada caso en particular aprobado por ANDA.

Acuíferos libres o artesianos: La captación de aguas subterráneas profundas se hará conforme a las Normas AWWA para diseño, construcción y desarrollo de pozos profundos para abastecimiento de agua potable.

El caudal de diseño será igual o mayor que la demanda máxima diaria de agua suministrada durante 20 horas de bombeo. El diámetro de la tubería de ademe será igual al diámetro de los tazones de la bomba más 2" como mínimo.

El diámetro de perforación será igual al diámetro de ademe más el espesor del empaque de grava así:

Caudal gpm	o tazones	o ademe	o perforación
menos 125	4"	6"	12 - 14 "
125 - 300	6"	8"	14 - 16 "
301 - 600	8"	10"	16 - 18 "

Se recomienda que el material de la rejilla de pozos se clasifique en cumplimiento a lo establecido en Normas AWWA, tomando en cuenta las condiciones hidrogeológicas de la zona.

10. ADUCCION

a. Caudal de diseño.

a.1 Sistema sin tanque de Almacenamiento:

Será igual al caudal máximo horario

a.2 Sistema con tanque de Almacenamiento, antes de la red

Será igual al caudal máximo diario multiplicado por el coeficiente $24/n$, siendo n número de horas de funcionamiento de la aductora en los sistemas abastecido por bombeo de pozo n como máximo 20 horas.

En los sistemas con planta potabilizadora, la aductora captación- planta se dimensionará con 1.05 caudal de diseño para atender el retrolavado de filtros, limpieza de sedimentadores, etc.

b. Aducción

Las aductoras en conducto libre se dimensionarán con la fórmula de Manning; considerando el diámetro interno real de la tubería.

Se podrá usar canales cubiertos de diferentes secciones (Trapezoidal, circular, rectangular, ovoide, herraduras) y materiales (concreto, mampostería, roca, etc.), con una velocidad mínima de 0.50 m/s para evitar la sedimentación de la materia suspendida, y una velocidad máxima para evitar la erosión de las paredes, la velocidad máxima dependerá del material del canal; mampostería revestida, concreto, etc

En conducto forzado, se podrá usar tuberías de diferentes materiales: Acero, concreto armado, hierro fundido, PVC, etc, excepto asbesto cemento. El material a usar dependerá del caudal y características del agua a transportar (dureza, incrustación, corrosión, índice de Langelier), etc. Magnitud de presión de trabajo, costo, etc.

La tubería trazada siempre abajo de la gradiente piezométrica, tendrá si fuere necesario válvulas de aire y purgas de lodo.

La velocidad media de las tuberías será mayor de 0.50 m/s y menor de 2.5 m/s.

Las aductoras gravitacionales a presión se dimensionarán considerando el diámetro interno real de la tubería y la fórmula de Hazen-Williams; si $\sigma \leq 2''$ se usará la fórmula de Flainant

c Línea de Impelencia

El diámetro de las líneas de impelencia se determinará a través del punto de inflexión mínimo de la curva de costo anual de inversión más operación vs. Diámetros.

Son aplicables los parámetros de diseño para conductos forzados descritos en el párrafo anterior relativos al literal b.

11. ESTACIONES DE BOMBEO

El lugar para ubicar el tanque de succión, caseta de bombeo y subestación eléctrica debe ser amplio y protegido contra inundaciones, contaminaciones y otros riesgos.

Las casetas de control de mampostería de ladrillo y concreto armado, serán diseñadas para alojar adecuadamente los controles eléctricos, cloradores, repuestos y accesorios, operador y equipo de bombeo, cuando estos no fueren de intemperie. Las casetas tendrán servicios domésticos de agua potable, aguas negras, drenaje pluvial y electricidad, además de buena iluminación y ventilación.

Los equipos de bombeo se seleccionarán para atender el caudal máximo diario durante un período de 10 años y 20 horas/día de bombeo al final de ese período habrá un mínimo de 2 equipos, c/u capaz de atender la demanda máxima. Cuando existan más de 2 equipos, se seleccionarán de manera que el estar fuera de servicio un equipo, por reparación o mantenimiento preventivo, los restantes puedan satisfacer la demanda máxima. Cada equipo de bombeo tendrá una derivación para el control de la producción del pozo y/o del estado de funcionamiento del equipo y un medidor "En línea" para el registro continuo de la producción y la indicación instantánea del caudal bombeado. Se instalará una tubería de 3/4" PVC adosada a la columna de descarga de la bomba para medir el nivel freático con cinta eléctrica.

Cada equipo de bombeo deberá contar en su descarga con válvula check, válvula de compuerta y manómetro después de la válvula check.

La succión tendrá un diámetro comercial inmediatamente superior a la descarga. Los tanques de succión tendrán respiradero, escotilla de inspección con escala, tubería de rebose y limpieza, además de entrada con flujo laminar proteger las bombas. La potencia de los conjuntos elevadores se estimará con base al caudal, carga dinámica y eficiencia del conjunto.

Las instalaciones electromecánicas deberán satisfacer las Normas que especifique ANDA.

12. ANCLAJES

El peso y dimensiones del anclaje se determinará con base análisis estático del empuje dinámico, golpe de ariete resistencia del suelo

Los anclajes pueden ser de concreto simple o armado; e cambios de dirección vertical con empuje hacia arriba la tubería será anclada con abrazaderas metálicas empalmadas desmontables o utilizar juntas resistentes con juntas mecánicas con llave o juntas rápidas con llave.

13. OBRAS DE ARTE

Cuando el acueducto atraviese ríos y/o quebradas las obras de arte, se diseñaran conforme al proyecto a desarrollar.

14. GOLPE DE ARIETE

En líneas de impelencia se verificará la resistencia de la tubería calculando la velocidad de la onda de choque, el período de la línea y la sobrepresión máxima, con relación al espesor y fatiga del material para lo cual se podrán usar las fórmulas ANSI A 2150 AWWA C115 para Ho Fo y AWWA 975 para PVC.

Se preverá la protección de línea de impelencia contra golpe de ariete controlando tuberías de espesor adecuado, válvulas de aire de doble efecto, y cierre controlado, volantes, cámaras de aire comprimido, válvulas de alivio, columnas de equilibrio, válvulas antigolpe, etc

15. ALMACENAMIENTO

a. Volúmenes de Almacenamiento

Considerando las probabilidades de ocurrencia y la prioridad en las demandas, un diseño económico se alcanzará comparando el volumen necesario para atender las variaciones de consumo con la suma de los volúmenes de incendios y reparaciones o cortes de energía, para luego optar por la condición de mayor volumen.

Para incendio se considerará un volumen de 90 m³ por sistema; para reparaciones se estimará el volumen aducido/hora durante un mínimo de 2 horas.

b. Volumen de variaciones horarias

Los tanques se diseñarán de acuerdo a la integración de la variación horaria senoidal del día de mayor consumo y los valores de K1 y K2 consecuentemente se adaptarán los volúmenes mínimos siguientes

- 24 h/día de aducción 20% del consumo medio diario
- 20 h/día de aducción 30% del consumo medio diario
- 18 h/día de aducción 42% del consumo medio diario
- 16 h/día de aducción 48% del consumo medio diario

16. RED DE DISTRIBUCION

El trazo se hará procurando obtener una red integrada por anillos de tuberías principales y secundarias con una presión residual dinámica mínima de 10 m c a.
La presión estática máxima será de 50 m c a.; por ello en áreas con acentuado desnivel se dividirá la red en subredes con tanques o zonas con válvulas reductoras de presión

En casos excepcionales en que las presiones se salgan de los límites indicados (2 puntos como máximo), deberá justificarse debidamente.

Las redes sin hidrantes, caso de localidades pequeñas, aldeañas, sin servicio de bomberos, se diseñarán con base al caudal máximo horario de la población de diseño

Las redes con hidrantes se diseñarán con base al caudal anterior comparado con el caudal medio diario de la población de diseño más el consumo de hidrantes optando por la condición de mayor caudal añadir.

La red se diseñará con velocidades menores ó iguales a 1.50 m/s los correspondientes valores de coeficiente C' (Ho.Fo., 100; acero, 120, PVC, 140) y los diámetros internos reales de las tuberías.

Los acueductos se ubicarán en planimetría al norte en las calles y a oriente en las avenidas, a 1.50 m del cordón en el rodaje y a una profundidad que permita un relleno sobre la corona de la tubería 1.00 m como mínimo y de 1.80 m como máximo, excepto en los casos que por la naturaleza de las obras sea necesario instalarlos a otras profundidades debiendo presentar alternativas de solución para su aprobación.

Las tuberías de la red serán de hierro fundido dúctil ó PVC, con juntas flexibles y diámetro mínimo de 2". Las redes contarán con válvulas de compuerta que permitan aislar tramos para reparación sin interrumpir el abastecimiento de otras áreas. Los ramales de relleno y secundario en casos especiales podrán ser de 1 1/2" y 1" y llevarán válvulas en su unión con tuberías matrices.

Las válvulas para operar el sistema se instalarán en pozos de visita. En general deberá procurarse instalar las válvulas en pozos ubicadas estratégicamente y en la cantidad mínima necesaria.

Todas las válvulas de compuerta serán de doble disco vástago no levadizo con juntas bridas o junta mecánica.

La red quedará a un nivel superior al del alcantarillado sanitario con una separación mínima libre de 20 cm.

Las intersecciones de acueductos sobre colectores de aguas lluvias tendrán una separación vertical mínima libre de 10 cm.

REDES DE DISTRIBUCIÓN PARA VIVIENDAS DE INTERÉS SOCIAL.

En redes principales, el diámetro mínimo será de 2" y en ramales secundarios o de relleno se permitirán diámetros de 1", 1 1/2" siempre que cumpla con los parámetros de velocidad y presión establecidos.

En acueductos de topografía accidentada se podrá trazar redes con ramales abiertos, con tuberías de diámetro mínimo = 1" cumpliendo con los parámetros de velocidad y presión requeridos.

Las acometidas domiciliarias se proyectarán en base a una abrazadera a instalar en la tubería de conducción y tubería de 1 1/2" PVC como mínimo, con su respectivo medidor domiciliario de flujo de acuerdo a modelo de ANDA.

En pasajes peatonales la prof. Min de la tubería de A.P. será de 60 cm siempre y cuando se instale al principio de cada pasaje obstáculos que impidan el ingreso de vehículos.

17. POTABILIZACIÓN DEL AGUA

a. Potabilización

Se analizará cuidadosamente los resultados obtenidos en los diferentes exámenes; toxicólogo, microscópico, bacteriológico, físico y químico rutinarios; del agua de la fuente con el propósito de evaluar su potabilidad de acuerdo a los límites máximos admisibles, teniendo presente la relación que deben presentar entre sí los valores de los diferentes parámetros. Los resultados de las muestras deberán ser menores a los máximos tolerables por las normas actualizadas de CAPRE, AWWA, OMS etc.

Si es necesario incluir una planta potabilizadora en el sistema, esta se diseñará de acuerdo a las indicaciones de ANDA y se diseñará de acuerdo a cumplir los estándares de calidad de agua potable para consumo humano.

Si el agua natural presenta únicamente riesgo de contaminación fecal, la fase de potabilización se reducirá a una estación de desinfección.

b - Desinfección del Agua.

Se aplicará cloración a "residual libre", para obtener una concentración de 0.5 a 1.5 mg/litro de cloro libre, después de un tiempo de contacto de 30 minutos.

El cloro residual libre deberá tener concentraciones mínimas de 0.1 mg/l en los puntos más alejados de la red.

La estación de cloración debe estar en local aislado seco, fresco, con luz natural, ventilación continua, aberturas inferiores, puertas y ventanas con giro hacia afuera, reactivos y equipo de laboratorio, báscula, máscara antigás, etc.

18. ESPECIFICACIONES DE MATERIALES PARA SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

Las tuberías y accesorios deben satisfacer las normas siguientes:

a Tuberías y accesorios

- Tuberías de hierro fundido dúctil AWWA C151-ANSI A21.51-CS B131.13
- Accesorios de Ho.Fo. dúctil a junta rápida, mecánica ó brida AWWA C111-110-ANSI A 21.11-10-CS 131.10-9
- Anillo de elastómero, CS-B131-ANSI A21.11-AWWA C111
- Tubería y accesorios de PVC AWWA C900-CS 256-207-ASTM D 2241-2466
- Tubería y accesorios de Acero AWWA C200-207-208-ASTM A120.139 ANSI B 125.2 ASTM A 120
- Válvulas C 509 AWWA

- Tubería de cobre, tipo K, sin costura, flexible ASTM B88-WWT 799
- b. Válvulas e Hidrantes.
- Las válvulas de compuerta, reguladores de presión, de retención, antigolpe de ariete, ventosas, de mariposa, globo, etc. así como los hidrantes de columna deberán de satisfacer las normas siguientes:
 - Válvulas de compuerta de Ho.Fo. montadas en bronce doble disco o disco sólido, vástago no ascendente: AWWA C500 para redes de distribución y válvulas de compuerta Ho.Fo. con vástago ascendente con torre y tomillo externo a instalar en plantas de bombeo, ANSI B16.1 clase 250 (Presión Máxima 400 PSI)
 - Válvulas Swing-check, cuerpo de Ho.Fo. montadas en bronce: AWWA C508 ANSI B16.1-2
 - Hidrantes para incendio, tipo tráfico con válvula de cierre por compresión: AWWA C502-ASTMB-62

II. NORMAS TECNICAS PARA PROYECTOS ALCANTARILLADOS

1. ALCANCE DEL PROYECTO

Periodo mínimo descable de diseño: 20 años

2. MAGNITUD Y DISTRIBUCION DE POBLACION FUTURA, Pn.

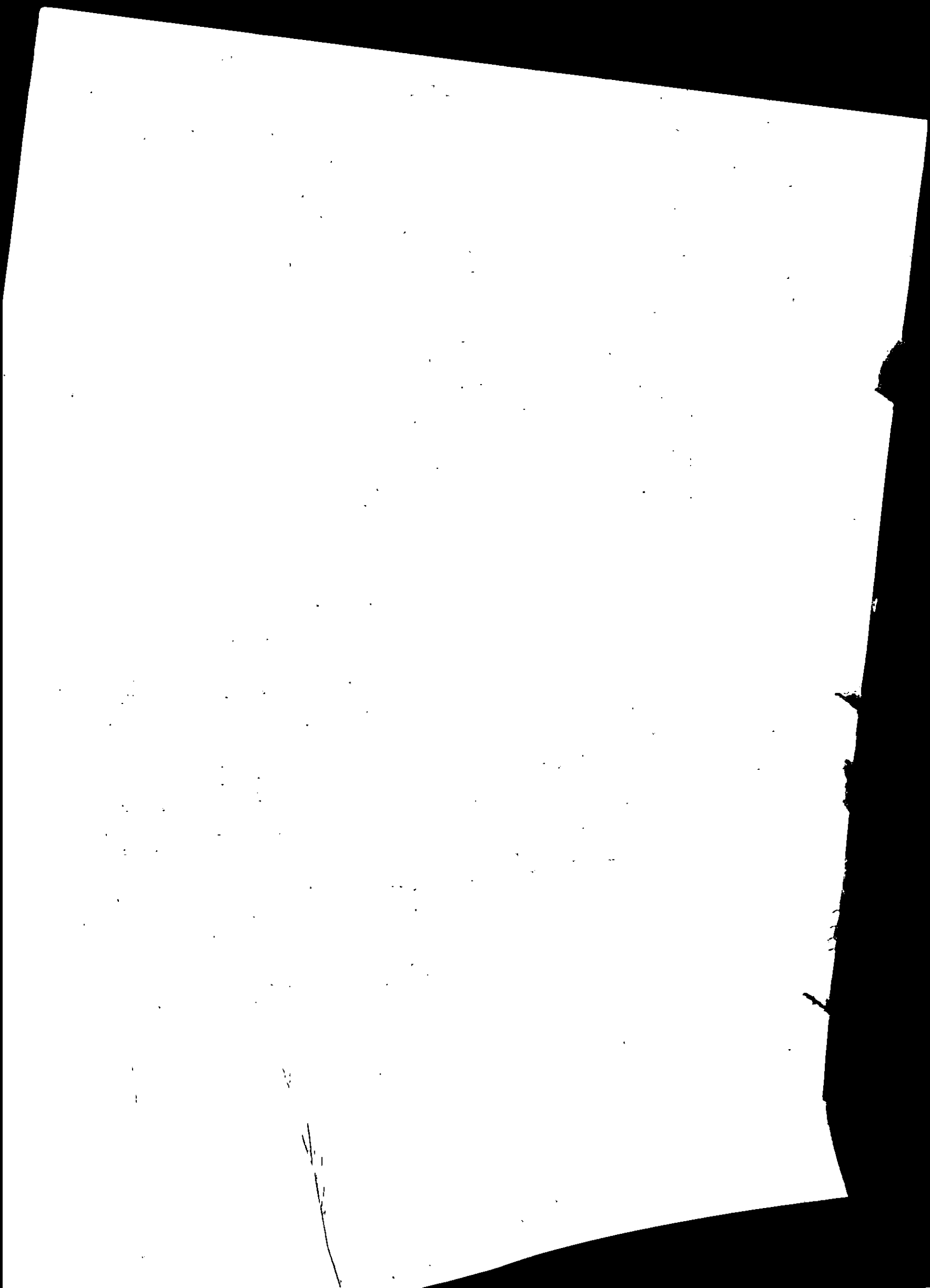
(Idem abastecimiento de agua)

3. POBLACION DE DISEÑO

(Idem abastecimiento de agua)

4. CAUDAL DE DISEÑO; CAPACIDAD DE LAS TUBERIAS

El caudal de diseño será igual al 80% del consumo máximo horario correspondiente al final del periodo de diseño más la infiltración-potencial a lo largo de la tubería de 0.20 L/s/ha para tubería de cemento y 0.10 l/s/ha para tubería PVC. La capacidad de las tuberías será igual al caudal de diseño multiplicado por un factor, el cual dependerá de la magnitud y variaciones de caudal así:



10. MATERIAL Y SECCIONES DE TUBERIA.

Se usarán tuberías de PVC, cemento-arena, concreto simple, concreto reforzado o hierro fundido dúctil, de sección circular, para interceptores o emisarios se podrá usar canales con secciones de diferente forma (trapezoidal, rectangular, herradura, ovoide, etc.) cuando razones técnicas o económicas lo justifiquen.

11. PROFUNDIDAD DE LOS COLECTORES.

En los tramos de conexión domiciliar, los límites de profundidad de tuberías en las zanjas, para protección contra las variaciones de carga viva e impacto serán de 1.20 a 3.00 m de relleno sobre la corona de la tubería.

Si el espesor del relleno es menor de 1.20 m, habrá que proteger la tubería con losetas de hormigón armado sobre muros laterales de mampostería; a profundidades mayores que 3.0 m se diseñarán colectores superficiales paralelos para conectar las acometidas domiciliarias.

Cuando se trate de viviendas de interés social y específicamente a tuberías de drenaje de Aguas Negras instaladas en pasajes peatonales, la profundidad podrá ser como mínimo 0.8 m sin necesidad de protecciones.

12. SEPARACION DE SISTEMAS.

Para evitar la contaminación del agua potable por presiones negativas, etc. deberán separarse los sistemas de abastecimiento de agua y los de alcantarillados de aguas negras así:

En planimetría las alcantarillas al lado opuesto de los acueductos, es decir al sur en las calles y al poniente en las avenidas, a 1.5 m del cordón en el rodaje-separación horizontal mínima 1.50 m (0.60 m en pasajes peatonales), los colectores de aguas lluvias se ubicarán al centro de las vías con una separación horizontal mínima igual a la anterior con relación a los acueductos y alcantarillados.

La red de alcantarillados se proyectará de manera que todos los colectores queden debajo de los acueductos con una separación mínima libre de 20 cms.

Las intersecciones de alcantarillados de aguas negras con colectores de aguas lluvias tendrán una separación vertical mínima de 15 cm libres.

Las zanjas de alcantarillado no podrán utilizarse para asentar ningún otro tipo de tuberías.

13. CARACTERÍSTICAS HIDRAULICAS DE LA RED.

Cada tramo de colector deberá presentar las especificaciones siguientes: Material de tuberías, longitud de tramos, diámetro y pendiente de tramos, caudal de diseño y a sección plena, velocidad real y a sección plena, niveles de camaras hidráulicas al inicio y término del tramo.

El análisis de tuberías funcionando a sección parcial se determinará con el diagrama de campo y la ayuda de tablas de fórmulas de coeficientes relativos.

14. POZOS DE VISITA.

Deberán permitir sin riesgos ocupacionales y con la mínima interferencia hidráulica, fácil acceso para la observación y mantenimiento del alcantarillado.

Los pozos de visita se preverán principalmente para inspección, eventual limpieza y desobstrucción de tuberías, así como para aforo, muestreo y análisis de aguas residuales, consecuentemente se proyectarán al inicio de colectores, puntos de convergencia de colectores, cambios de diámetro o sección, cambios de dirección o pendiente, cambio de materiales de la tubería. En tramos rectos la distancia entre pozos de visita no excederá de 100 m si $\phi > 24"$. Podrán utilizarse pozos de visita prefabricados siempre que se compruebe su funcionalidad y resistencia.

15. CAJAS DE INSPECCION.

Si la cama hidráulica del pozo se encuentra a una profundidad mayor de 1.40 m se construirá un pozo de diámetro interno = 1.10 m si la profundidad es menor se construirá una caja de 1.00 x 1.00 x h. m según modelo de ANDA.

16. POZOS DE VISITA CON CAJAS DE SOSTEN.

Si la tubería entrante alcanza el pozo de visita a más de un metro sobre el nivel del fondo se construirá un pozo con caja de sostén; la caída no excederá de 4.00 m, hasta 7.50 m. se usarán cajas dobles. Cuando el material sea utilizado PVC las cajas de sostén se podrán sustituir por accesorios del mismo material.

Las cajas de sostén se construirán según modelos de ANDA.

Cuando desemboquen tuberías de diferente diámetro, en un pozo de visita, la de menor diámetro tendrá una caída mínima igual a la mitad del diámetro mayor.

17. ALIVIADEROS.

Los pozos de visita de colectores principales paralelos a quebradas o arroyales tendrán aliviaderos de rebose, para atender obstrucciones o reparaciones aguas abajo.

18. OBRAS DE ARTE.

Las obras de arte se construirán según diseño conforme a la obra a ejecutar y se justificarán con los correspondientes cálculos hidráulicos y estructurales.

19. ESTACIONES ELEVADORAS DE AGUAS NEGRAS.

Debido a las dificultades operacionales y de mantenimiento se evitará incluir estaciones elevadoras en los sistemas de alcantarillado de aguas negras; no obstante cuando sean indispensables se diseñarán considerando las características básicas siguientes:

Límites de velocidad para diseño de tuberías: máxima en succión = 1.50 m/s, máx. en impelencia = 2.00 m/s diámetro mínimo de tuberías de succión e impelencia = 4"; succión positiva, caudal de bombeo superior al máximo aducido, tiempo de retención de 10 a 15 min. volumen reducido de almacenamiento-succión, impulsadores volumétricos, velocidad angular reducida (1750 rpm), válvulas de compuerta de disco sólido y juntas de desmontaje en la succión, periodos mínimos de funcionamiento start-stop de 5 min., previsión de golpe de ariete.

Deberá instalarse un número apropiado de equipos de bombeo para cuando se suspenda la operación de una de las bombas no se interrumpa la evacuación de las aguas negras.

Se utilizarán check del tipo resorte. Las estaciones elevadoras pueden tener pozo húmedo y pozo seco o bien sólo pozo húmedo, utilizando en el último caso conjuntos sumergibles de acoplamiento y operación automática con barras guías e interruptores-alternadores basculantes de mercurio. El diseño hidráulico del pozo húmedo inclina reboso, drenaje, rejilla para protección de las bombas, fondo con una inclinación mínima de 45°, sumergencia adecuada para la bomba ó tubería de succión y provisiones de funcionamiento sin turbulencia ni vortices.

El diseño de la estación elevadora debe presentar condiciones adecuadas de ventilación, iluminación y seguridad ocupacional.

20. PLANTAS DEPURADORAS DE AGUAS NEGRAS.

Las Plantas de Tratamiento de Aguas Negras deberán diseñarse siguiendo las recomendaciones de ANDA entre ellas, grado mínimo de tratamiento, valor límite de los parámetros de calidad tanto del agua cruda y del efluente, procesos de tratamiento sugeridos, etc.

Deberán diseñarse con capacidad de producir un efluente que contenga un máximo de 60 mg/l de DBO₅ y de sólidos en suspensión.

21. PLANTAS DE TRATAMIENTO DE DESECHOS LIQUIDOS INDUSTRIALES.

Se diseñarán conforme indicaciones de ANDA de acuerdo a la particularidad de la industria.

22. ANCHO DE ZANJAS.

El ancho en el fondo será igual al diámetro externo de la campana de la tubería más 20 cm. a cada lado para permitir la colocación adecuada de la tubería.

23. CONEXIONES DOMICILIARIAS.

Se construirán de acuerdo a planos tipos de ANDA.

Las conexiones Domiciliarias no se conectarán a pozos de visita ni a colectores cuya profundidad exceda de 3 m.

Se permitirán acometidas dobles y tales acometidas deberán ser de diámetro mínimo $\phi 4"$

24. VIGAS CANAL Y TUNELES.

Se diseñarán de acuerdo al proyecto a desarrollarse y deberán adjuntarse diseño estructural y análisis de cimentaciones

25. ESPECIFICACIONES DE MATERIALES PARA SISTEMAS DE ALCANTARILLADO.

a - Tuberías.

Las conexiones domiciliarias serán de cemento-arena o PVC, $\phi 4"$

Los colectores de ϕ mínimo = 8" de cemento-arena satisficarán la norma ASTM-C14.

Las tuberías de concreto simple $10" \leq \phi \leq 24"$ se fabricarán de acuerdo a las dimensiones indicadas en el plano 15A-SPU3 y norma ASTM-C14.

Las tuberías de concreto armado $\phi \geq 30"$ se fabricarán de acuerdo a las dimensiones indicadas en el plano 15 B-SPU3 y norma ASTM-C76

Los agregados cumplirán la norma ASTM-C33 y el cemento portland la norma ASTM-C150. La calidad de la tubería a utilizar deberá ser comprobada antes de su colocación por un Laboratorio Calificado

La tubería y accesorios de PVC, para alcantarillado, 100 PSI, deberán satisfacer las normas ASTM-F891, 2241-2265, (S272) con anillo elastómero ASTM D-3212.

b - Marco y tapadera de pozos.

Para tránsito vehicular, serán de hierro fundido, en pasajes Peatonales la tapadera será fabricada en concreto armado de acuerdo a planos tipo de ANDA

26. SISTEMAS DE DISPOSICIÓN DE AGUAS NEGRAS CON FOSAS SEPTICAS Y POZO DE ABSORCIÓN O TUBERÍA DE INFILTRACION

En caso de que no exista sistema de Alcantarillado Sanitario en el sector donde se desarrolla el proyecto, el urbanizador podrá optar como alternativa para la disposición de las aguas negras, por el sistema de Fosa Séptica y pozos de absorción o cañería de infiltración, para lo cual deberá presentar un Estudio de Suelos, el cual deberá contener perfiles estratigráficos, coeficiente de permeabilidad del terreno y las condiciones del nivel freático (profundidad a que se encuentra si es que se encontró el mismo)

Deberá además presentar el prediseño de fosa séptica y pozo de absorción de acuerdo a los resultados obtenidos en el estudio de suelos.

Así mismo deberá tener en cuenta que para optar por esta alternativa el área mínima del lote requerido será de 250.00 M². El Mantenimiento del sistema correrá por cuenta de los propietarios de las viviendas.

III. NORMAS PARA PRESENTACION DE PROYECTOS.

MEMORIA TECNICA.

Todo proyecto de Abastecimiento de agua potable y/o alcantarillado de aguas negras, deberá satisfacer las Normas Técnicas de ANDA. La presentación será integrada a través de una "Memoria Técnica de Proyecto" compuesta de:

- 1.1 Memoria Descriptiva
- 1.2 Memoria de cálculos Hidráulicos
- 1.3 Memoria de cálculos estructurales
- 1.4 Planos

1.1 Memoria Descriptiva:

Incluirá lo siguiente:

- a.- Descripción y antecedentes del proyecto.
- b.- Información básica del lugar
 - Ubicación geográfica y política, clima y condiciones geológicas
 - Topografía con curvas de nivel.
 - Magnitud, estructura, distribución y dinámica poblacional, según levantamientos censales, muestreos.
 - Características de las viviendas; información catastral y socioeconómica planes de desarrollo

- Estructura dinámica epidemiológica de enfermedades transmisibles relacionadas con el agua consumida, excretas y aguas residuales
 - Infraestructura de servicios públicos electricidad, vías de acceso, recolección y disposición final de basuras, salud, comunicaciones, disposición de excretas y aguas lluvias.
- c - Abastecimiento de agua instalado.
 Descripción pormenorizada de todos los elementos del sistema instalado y de su funcionamiento: fuentes, caudal disponible, caudal extraído, horas de bombeo, demanda de agua, población abastecida, cobertura de conexiones domiciliarias y cantareras, horas de servicio; calidad del agua y tratamiento horas de servicio, hidrometría, tarifa, deficiencias y problemas operacionales, volumen de almacenamiento, estado físico y vida útil de unidades, etc.
- d - Disposición de Excretas, Aguas Negras y Desechos Líquidos Industriales.
 Descripción pormenorizada de todos los elementos del sistema de alcantarillado instalado (si existe)
- Caudal y características del agua residual descargada por el alcantarillado
 - Caudal, características y usos del receptor de aguas residuales, aguas arriba y abajo del punto de descarga del alcantarillado
 - Ubicación de manantiales y pozos

- Ubicación de basureros terminales, letrinas, tanques sépticos y viviendas sin servicio de disposición de excretas; contaminación del suelo.
- Disposición, caudal y características de los desechos líquidos industriales y/o agroindustriales.
- Presencia potencial de tóxicos químicos en los retornos agrícolas
- Alternativas de evacuación y disposición de excretas.

e.- Análisis de Alternativas.

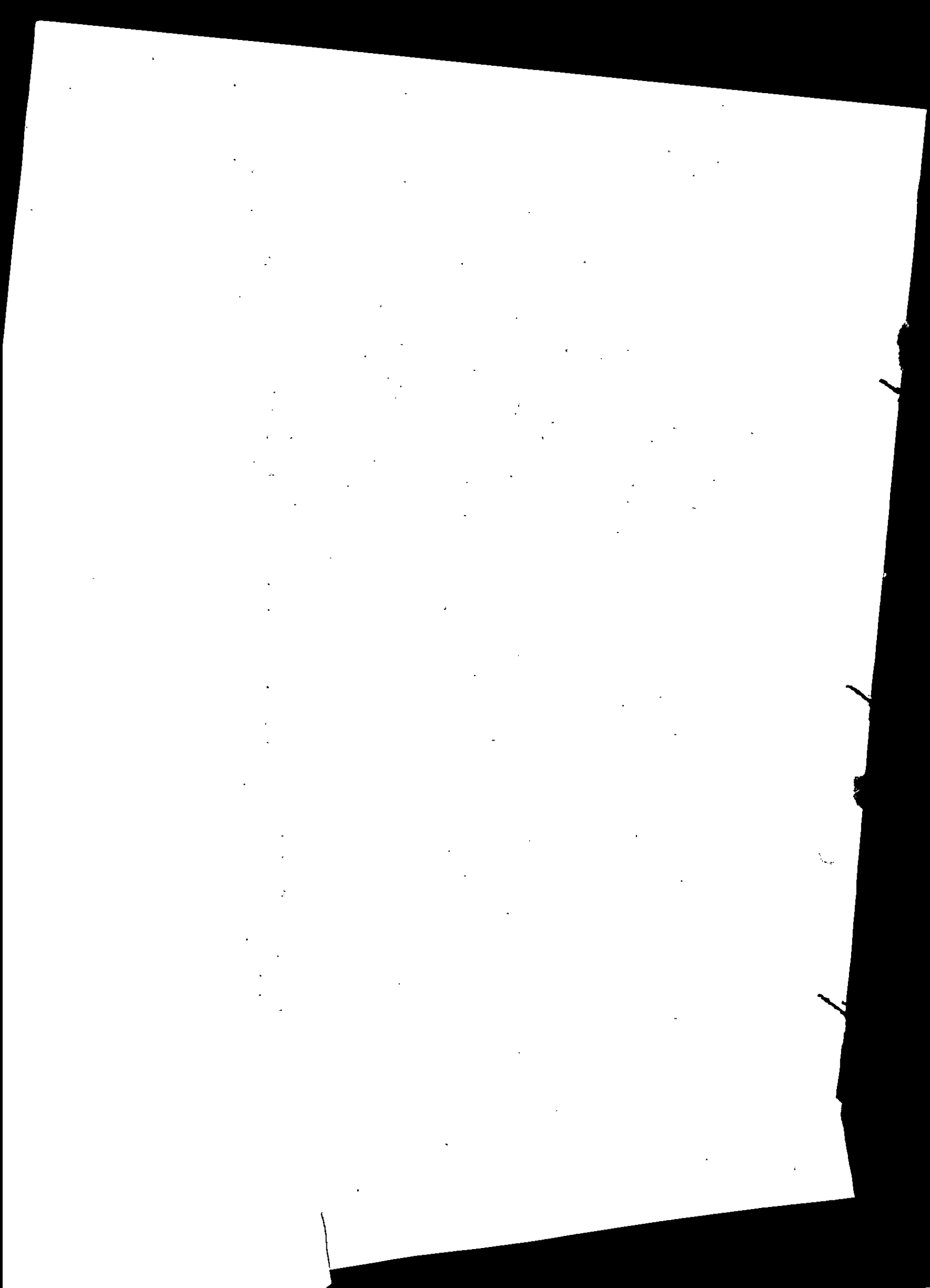
Análisis comparativo de las alternativas posibles de solución del problema afrontado considerando simultáneamente los factores técnicos (científicos, tecnológicos), económicos, financieros, ecológicos y sociales; con el propósito de definir la solución apropiada y factible.

f.- Descripción del proyecto a realizar.

Resumen de obras proyectadas, descripción de obras pormenorizadas, incluyendo especificaciones de materiales y equipo, de todos los elementos y unidades del sistema de abastecimiento de agua y/o alcantarillado propuesto, de acuerdo a las Normas Técnicas de ANDA.

g.- Investigación Hidrogeológica (si el proyecto incluye autoabastecimiento de agua). Desagregada en los siguientes items.

- Hidrología: Cuenca hidrográfica, clima, reservas forestales y clasificación agrológica. MAG, temperatura, precipitación, evaporación, escorrentía, infiltración, flujo base, aprovechamiento superficial, inventario de manantiales, calificación de área urbana VMVDU.
- Geología: Geología superficial, geomorfología histórica, perfiles geológicos de pozos
- Hidrogeología: Características de las formaciones diferenciadas.
- Balance hidrológico del acuífero y la Cuenca.
- Aguas Subterráneas: Inventario de pozos; profundidad, curvas isofreáticas, caudales explotados y capacidad específica.
- Calidad de Aguas Superficiales y Subterráneas.
- Riesgos de contaminación.



Pozo profundo a perforar, Parámetros de diseño: diámetro y profundidad de perforación, espesor, diámetro, longitud y material de ademe; perfil geológico, registro eléctrico; longitud, espesor y material de rejillas; diámetro hidráulico, análisis granulométrico del acuífero, forma y dimensiones de aberturas, velocidad de entrada, empaque de grava, pruebas de bombeo, (a caudal constante durante un periodo de 72 horas y por el método de etapas sucesivas) calidad del agua subterránea, coeficientes hidráulicos de acuífero y pozo. Se perforará además un pozo imagen stand by o se suministrará un equipo de bombeo de emergencia.

El solicitante del permiso, deberá avisar con suficiente anticipación a ANDA la fecha de inicio de perforación. Durante las pruebas de bombeo estará presente un técnico de ANDA para comprobar el rendimiento seguro del pozo.

En el caso de Urbanizaciones la Memoria Técnica incluirá lo siguiente:

- Memoria Descriptiva
- Memoria de Cálculos Hidráulicos
- Memoria de Cálculos Estructurales (En el caso de utilizar diseños tipo de ANDA no se requerirá la presentación de cálculos estructurales)

- Información Básica del lugar
- Topografía con curvas de nivel
- Número de lotes y población
- Infraestructura de servicios de agua potable y alcantarillado sanitario existentes en la zona y que se relacionen con el proyecto
- Descripción del proyecto a realizar
- Incluir el literal g) de la información requerida para proyectos de agua potable y alcantarillado sanitario

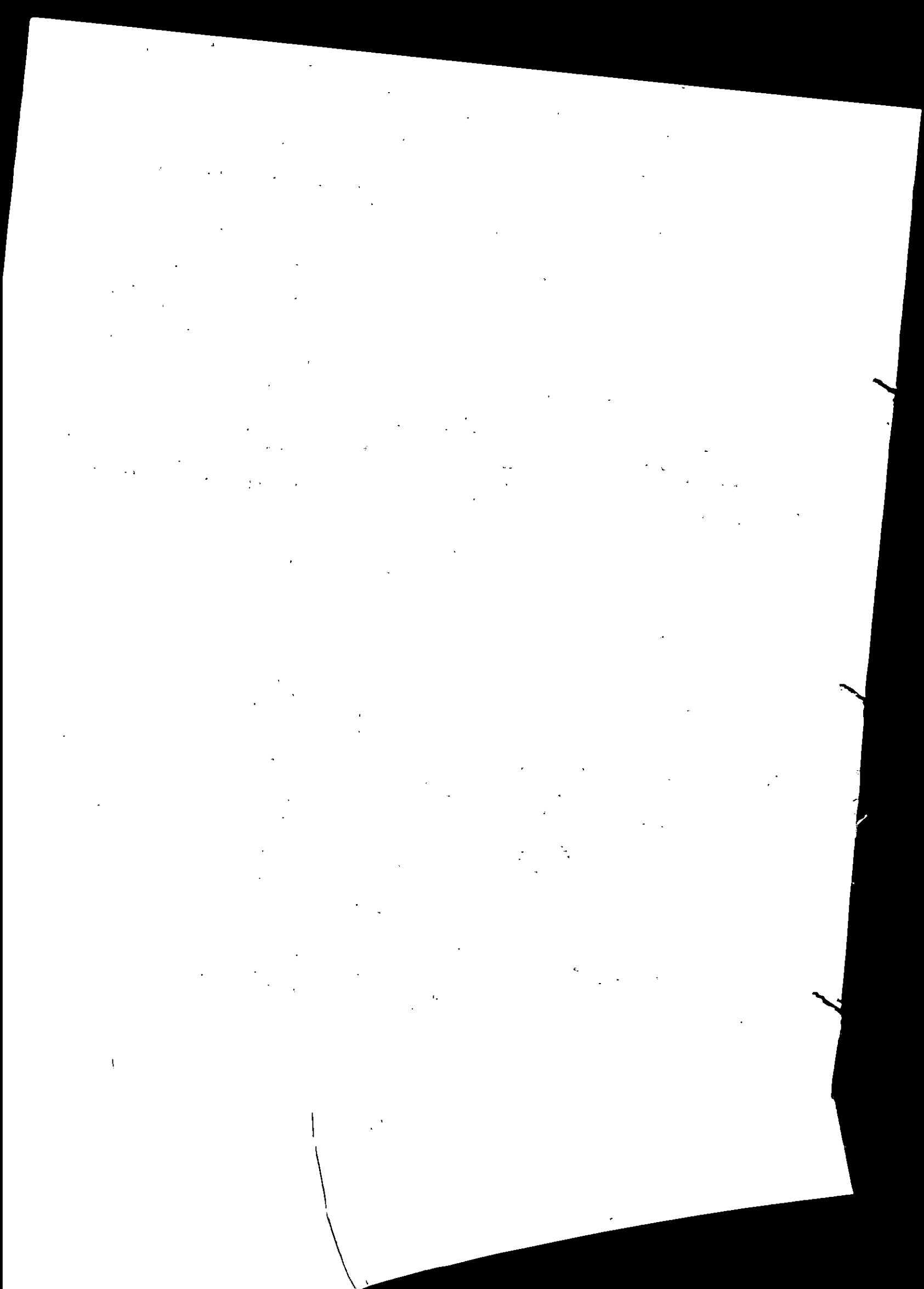
1.2 Memoria de Cálculos hidráulicos.

1.3 Memoria de Cálculos estructurales.

1.4 Planos.

- Un juego y dos juegos de copias heliográficas.
 - a) Planimetría
 - b) Perfiles
 - c) Detalles

1. Norte magnético, curvas de nivel y elevación de bancos de arena geodésicos
2. Ubicación, límites y colindantes del terreno
3. Ubicación de ríos, quebradas, etc. y obras de arte.
4. Angulos de alineamiento de tuberías. Ubicación y detalles de anclajes superficiales



- Ubicación de basureros terminales, letrinas, tanques sépticos y viviendas sin servicio de disposición de excretas, contaminación del suelo.
- Disposición, caudal y características de los desechos líquidos industriales y/o agroindustriales.
- Presencia potencial de tóxicos químicos en los retornos agrícolas
- Alternativas de evacuación y disposición de excretas.

e.- Análisis de Alternativas.

Análisis comparativo de las alternativas posibles de solución del problema afrontado considerando simultáneamente los factores técnicos (científicos, tecnológicos), económicos, financieros, ecológicos y sociales; con el propósito de definir la solución apropiada y factible.

f.- Descripción del proyecto a realizar.

Resumen de obras proyectadas, descripción de obras pormenorizadas, incluyendo especificaciones de materiales y equipo, de todos los elementos y unidades del sistema de abastecimiento de agua y/o alcantarillado propuesto, de acuerdo a las Normas Técnicas de ANIDA

g.- Investigación Hidrogeológica (si el proyecto incluye autoabastecimiento de agua) Desagregada en los siguientes items.

- Hidrología Cuenca hidrográfica, clima, reservas forestales y clasificación agrológica MAG, temperatura, precipitación, evaporación, escorrentía, infiltración, flujo base, aprovechamiento superficial, inventario de manantiales, calificación de área urbana VMVDU.
- Geología: Geología superficial, geomorfología histórica, perfiles geológicos de pozos
- Hidrogeología: Características de las formaciones diferenciadas.
- Balance hidrológico del acuífero y la Cuenca.
- Aguas Subterráneas: Inventario de pozos; profundidad, curvas isofreáticas, caudales explotados y capacidad específica.
- Calidad de Aguas Superficiales y Subterráneas.
- Riesgos de contaminación.

5. Longitud, diámetro, material y clase de tuberías, caudales y velocidades.
 6. Niveles de intersección y elevaciones claves de puntos y obras
 7. Ubicación de válvulas, hidrantes y accesorios.
 8. Plano de distribución de lotes cuadro general de áreas (total, útil y verde), Nombres de calles, Avenidas y pasajes, cuadro detallado de áreas de lotes.
 9. Terrenos y servidumbres de agua potable y/o aguas negras
 10. Ubicación y número de pozos de visita, dirección de flujo.
 11. Longitud, diámetro, pendiente y material de tuberías/tramo.
 12. Profundidad de pozos de visitas y niveles de tapadera, fondo, llegada y salida.
 13. Caudal y velocidad a sección plena.
 14. Caudal y velocidad de diseño.
 15. Niveles de terrazas referenciados a bancos geodésicos.
 16. Detalles de entronques a la red; pozos, accesorios y/o piezas especiales.
- Los anclajes enterrados se definirán durante la ejecución de las obras y deberán ser aprobados por ANDA

d. Plantas y Cortes (Hidráulicos, Estructurales, etc.) de los diferentes elementos y unidades de los sistemas: Obras de Captación, Estaciones de Bombeo, Planta Potabilizadora, Tanques de Almacenamiento, Pozos de visita, Obras de arte (estructuras de Paso), etc; a escalas adecuadas.

ITEMS													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
a Plantimetrías													
Cont. de Obras del Proyecto													
Línea de conducción													
Red de Distribución													
Red de Alcantarillado													
Gral Topográfico													
b Perfiles													
Líneas de unipelene													
Líneas de conducción													
Alcantarillado													

ESCALAS LÍMITES : PLANIMETRÍAS 1:2000; PERFILES 1:200 - 1:2000

e. Dimensiones de Planos

Ancho (cm)	Largo modular (cm)	Módulos (No)
30	21	1 a 10
42	30	2 a 8
60	42	2 a 5
84	60	1 a 4

1.5 Notación y Simbología.

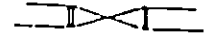
a.- Notación.

P = población	R = Radio hidráulico	L = Longitud de la tubería.
q = Dotación	S = Pendiente de la tubería.	II _f = pérdida por fricción.
Q = Caudal	φ = Diámetro de la tubería	II _d = carga dinámica
v = velocidad	II _g = Carga geométrica	J = Perdida de carga unitaria

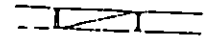
b.- Simbología.

Se utilizarán símbolos usuales convencionales para los siguientes dispositivos y/o artefactos

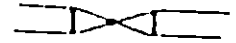
1 - Válvula de compuerta



2 - Válvula de Retención o check



3 - Válvula de Globo



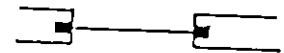
4 - Válvula de Flotador



5 - Válvula de Mariposa



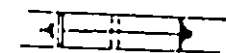
6 - Compuerta



7 - Válvula de Pie con granada



8 - Junta Gibault


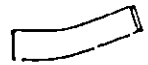


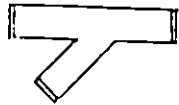
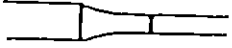
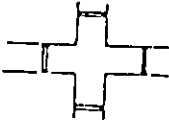
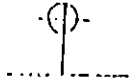



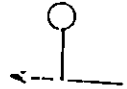
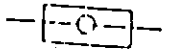

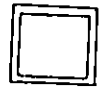
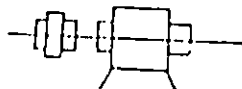


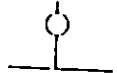
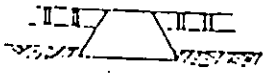

9 - Unión Universal



10- Codo 90°



- 11- Codo 45° 
- 12- Codo 22 1/2° 
- 13- Tee Normal 
- 14- Tee Reductora 
- 15- Yee 45° 
- 16- Reducción Cónica Concéntrica 
- 17- Cruz normal 
- 18- Hidrante 
- 19- Manómetro 

- 20- Válvula de Aire 
- 21- Hidrómetro 
- 22- Pozo de visita 
- 23- Caja de Visita 
- 24- Bomba Centrífuga 
- 25- Válvula contra golpe de ariete 
- 26- Cilindro de cloro 
- 27- Válvula Reductora de Presión 
- 28- Anclaje 
- 29- Pozo Perforado 

2. PROYECTOS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y ALCANTARILLADO DERIVADOS DE LOS SISTEMAS DE ANDA.

Son proyectos que no incluyen todos los elementos especificados en las normas técnicas y que se reducen al diseño de redes secundarias y/o sistemas parciales, alimentados por uno o más puntos de la red pública. En Alcantarillados son extensiones de redes. En esos casos se procederá así:

2.1 URBANIZACIONES.

a - Factibilidad de suministro de servicios.

Se solicitará a ANDA certifique la factibilidad de suministro de servicios de acueducto y alcantarillado.

La solicitud debe adjuntar 2 juegos de copias heliográficas de planos conteniendo los detalles siguientes: Ubicación del terreno a urbanizar, curvas de nivel ó niveles de terrazas referenciados a bancos de marca geodésicos, recibo por tramite, fotocopias de escritura del terreno, escritura de constitución de la sociedad cuando se trate de persona jurídica, constancia de representación legal, dirección, teléfono y No. de CIP del solicitante.

La solicitud según modelo, dirigida a GEPROY/ANDA, proveerá la información siguiente: Nombre de la Urbanización, Ubicación, propietario y datos característicos: (área total, No. de lotes, área útil y área media de lotes)

Si la infraestructura instalada de Acueductos y Alcantarillado tiene capacidad suficiente para proporcionar abastecimiento de Agua a caudal y presión dinámica terminal adecuados, como capacidad hidráulica en los colectores; el diseño de redes de acueductos y alcantarillados, seguirá su desarrollo normal conforme la información técnica suministrada por ANDA en la resolución favorable, con un año de vigencia.

b - Abastecimiento por Sistema Indirecto.

Cuando la infraestructura instalada de acueductos carece de presión dinámica adecuada debido a la ubicación topográfica de la urbanización; y solamente puede proporcionar los volúmenes de agua demandados, la resolución de solicitud de factibilidad puede ser favorable para diseñar un sistema indirecto de abastecimiento operado y mantenido por el propietario del proyecto; El sistema tendrá sistema, bombeo directo a la red secundaria y neutralización de variaciones horarias para cubrir el cubrimiento de interrupciones en el servicio por medio de tanques inferiores o superiores.

La capacidad hidráulica residual de los colectores de agua negra puede hacer factible la extensión y entronque a la red secundaria.

2.2 EDIFICACIONES EXTENSAS Y/O ELEVADAS.

El abastecimiento directo de edificaciones extensas y/o de varios niveles; tales como Hospitales, Hoteles, Mercados, Centros Comerciales, etc., requiere de presiones dinámicas residuales que exceden los valores normales de diseño de la red; por ello cuando el sistema instalado puede atender los volúmenes demandados de agua; puede ser factible el diseño de un subsistema de abastecimiento indirecto o mixto.

La configuración y diseño de la red interna de abastecimiento de agua de estas edificaciones presenta características, elementos y principios particulares: acometida domiciliar, sistema, red de distribución, sistema de incendio; ramales, sub-ramales, sistemas hidroneumáticos o de caudal variable; debiendo ser diseñados con base al consumo Simultáneo probable de los artefactos o al uso simultáneo de todos los artefactos, según el caso.

La configuración y diseño de las redes internas de aguas negras de estas edificaciones presenta en forma análoga elementos y principios peculiares, además de columnas y ramales de oxigenación, presión atmosférica para sifonaje y liberación simultánea de gases.

3. PAGOS PREVIOS.

Los instrumentos legales de ANDA determinan diferentes tasas y pagos previos por los siguientes conceptos:

- a- Solicitud de factibilidad de servicios de Agua Potable y Alcantarillado Sanitario
- b- Revisión y aprobación de Memorias y Planos de Acueducto y/o Alcantarillado Sanitario-Tasa por m² de área total
- c- Pruebas hidráulicas, limpieza, desinfección y recepción de Acueductos y/o alcantarillados Sanitarios - Tasa por m² de área útil.
- d- Cobertura proporcional del costo de las obras de los sistemas de infraestructura hidráulica: Captación, Aducción, Almacenamiento, Distribución, Colectores primarios, etc. Tasa por m² de área útil.
- e- Aporte ecológico - Tasa por vivienda, etc.

4. RESPONSABILIDAD TECNICA.

Las fases de Diseño y Construcción estarán bajo la responsabilidad de un Ingeniero Civil o Arquitecto legalmente autorizado para el ejercicio profesional. Consecuentemente toda documentación técnica y obra física tendrá su aval.

ANEXO 3
CONSUMO
DE
AGUA

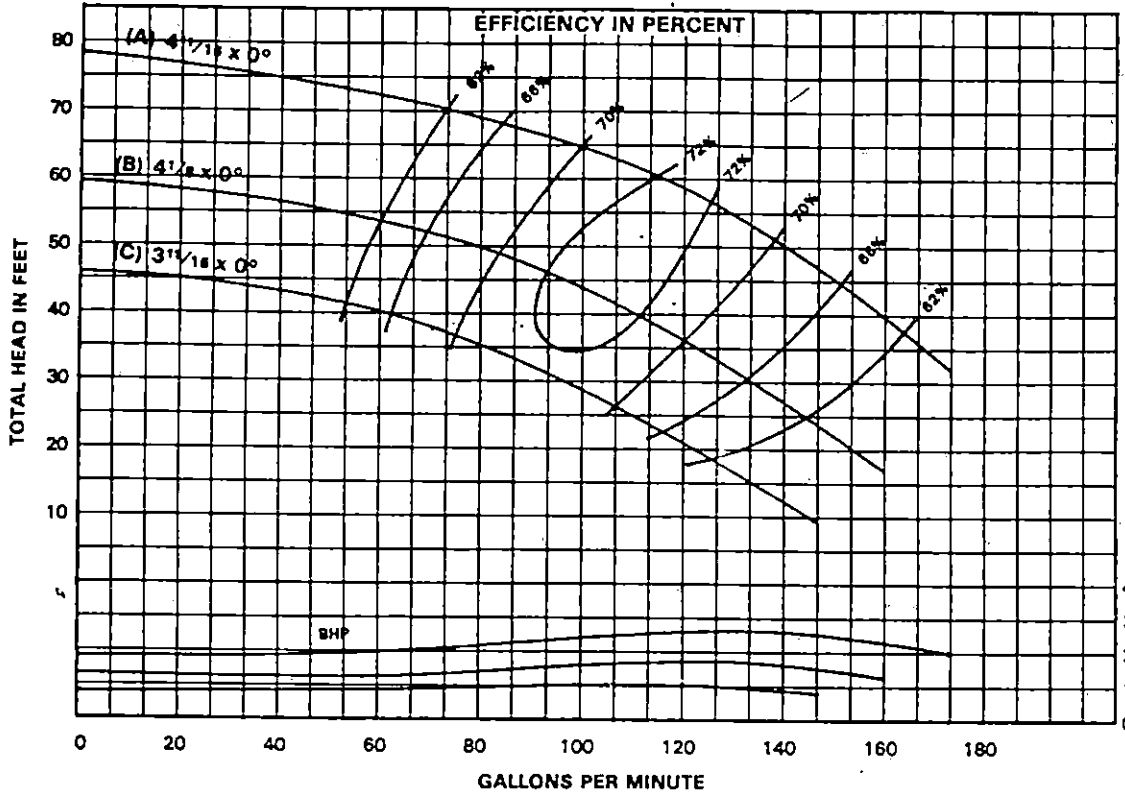
ANDA**CONSUMO DE AGUA MENSUAL POR CLASE DE USUARIO EN EL PAIS****(EN MILES DE M³)****AÑO: 1997**

Clase de Usuario	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre	Total
Domiciliar	11,970.1	11,539.4	11,212.5	11,724.7	11,731.4	11,898.5	11,456.3	11,892.7	11,721.2	12,212.1	12,665.6	13,204.3	143,228.9
Comercial	2,686.0	2,589.3	2,516.0	2,630.9	2,632.4	2,669.9	2,570.7	2,668.6	2,630.1	2,740.3	2,842.0	2,962.9	32,139.3
Industria	385.4	371.6	361.0	377.5	377.7	383.1	368.9	382.9	377.4	393.2	407.8	425.2	4,611.7
Gobierno Central	948.2	914.1	888.2	928.8	929.3	942.5	907.5	942.1	928.5	967.4	1,003.3	1,046.0	11,345.7
Instituciones Autónomas	167.1	161.1	156.6	163.7	163.8	166.1	160.0	166.0	163.7	170.5	176.8	184.4	1,999.8
Municipalidades	318.9	307.4	298.7	312.4	312.5	317.0	305.2	316.8	312.3	325.4	337.4	351.8	3,815.9
Areas Marginales	578.1	557.3	541.5	566.3	566.6	574.7	553.3	574.4	566.1	589.8	611.7	637.7	6,917.6
Total	17,053.9	16,440.3	15,974.5	16,704.3	16,713.8	16,951.8	16,321.9	16,943.6	16,699.2	17,398.6	18,044.7	18,812.2	204,058.8

Fuente: Departamento de Facturación y Aviso y Dirección de Informática

ANEXO 4
CURVAS
CARACTERISTICAS
DE LAS BOMBAS

6 J C L - 3450 RPM



NUMBER OF BOWLS	CHANGE EFFICIENCY AS FOLLOWS
1	-4
2	-2
3	-1

Change in efficiency may affect both head and horsepower.

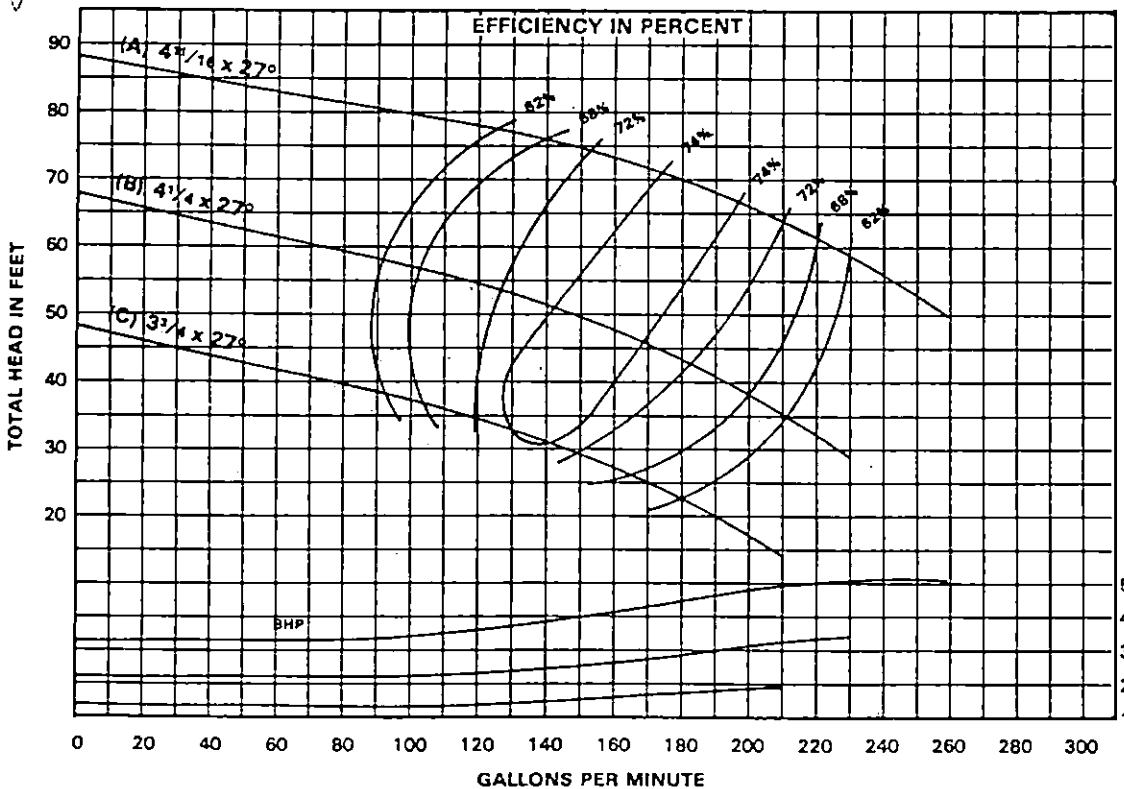
Bowl Dia. 5-8/16
Bowl No. 6515 C.J.
Impeller No. 6505 BRONZE
Eye Area 2.41 sq. in.
Imp. Type Closed
K = 1.56

STAGE PERFORMANCE

Curve No.
R.P.M. 3450
Bowl 6 J C L

Performance based on pumping clear, fresh water at a temperature not over 85°F., and free of gas, air or abrasives, and with bowls properly adjusted and submerged.

6 J C M - 3450 RPM



NUMBER OF BOWLS	CHANGE EFFICIENCY AS FOLLOWS
1	-4
2	-2
3	-1

Change in efficiency may affect both head and horsepower.

Bowl Dia. 5-9/16
Bowl No. 6616 ENAM.
Impeller No. 6707 BRONZE
Eye Area 3.2 sq. in.
Imp. Type Closed
K = 2.24

STAGE PERFORMANCE

Curve No.
R.P.M. 3450
Bowl 6 J C M

Performance based on pumping clear, fresh water at a temperature not over 85°F., and free of gas, air or abrasives, and with bowls properly adjusted and submerged.

**ANEXO 5
MANUAL
DEL
PROGRAMA
LOOP**

PROGRAMA LOOP:

LOOP es un programa de computadora en BASIC para la simulación hidráulica de redes cerradas de distribución de agua.

OBJETIVO:

Simular las características hidráulicas de una red de distribución cerrada o parcialmente cerrada (ramificada). La red es caracterizada por tuberías y nudos (puntos de demandas y de entrada de agua y/o uniones de tuberías).

REQUERIMIENTO DE LOS DATOS:

Descripción de los elementos de la Red:

- a) Longitud de tuberías
- b) Diámetros
- c) Coeficiente de fricción
- d) Demandas nodales
- e) Elevaciones de los nodos
- f) Característica de la red

(Número de tuberías, número de nodos, factor pico máximo, pérdida máxima por Km, aproximación en cierre).

SALIDA DE RESULTADOS:

- A. Caudales en los nodos

B. Velocidad en las tuberías

C. Presiones en los nodos

NOTAS:

1. No puede utilizar bombas para subir presiones, ni rompe presiones
2. Puede simular hasta 10 nodos con gradientes conocidos (generalmente embalses de almacenamiento)
3. Acepta circuitos parcialmente o totalmente cerrados
4. LOOP normalmente es utilizado para simular la respuesta hidráulica de una red a la entrada de una o múltiples entradas con por lo menos una conocida (es decir se conoce su gradiente hidráulico ó se especifica su caudal).
5. LOOP utiliza el algoritmo de HARDY CROSS para determinar las correcciones de los caudales. Las correcciones de los caudales están basadas en los conceptos de mantener la continuidad del caudal en cada nodo y mantener la suma de las pérdidas de carga igual a cero en cualquier circuito.

Utiliza la ecuación de HAZEN WILLIAMS para el cálculo de pérdida de carga.

6. LOOP proporciona adicionalmente un resumen de costo cuando el diseño final está completo.

CAPACIDADES Y LIMITACIONES:

La versión 5 del programa, puede soportar redes que contengan un máximo de 500 tuberías y 400 nodos. Requiere como mínimo una computadora con 256 Kbytes de memoria.

Las tuberías y nodos pueden ser numerados arbitrariamente con cualquier entero de 1 a 36000.

PREPARACION DE DATOS:

1. Preparar un esquema del sistema.
2. Numerar los nodos y uniones sin repetición de los números.
3. Asignar las demandas a los diferentes nodos.
4. Determinar las elevaciones de los nodos.
5. Determinar las longitudes de las tuberías, diámetros propuestos y coeficientes de HAZEN WILLIAMS para cada tubería.

DESCRIPCIÓN DE LOS MENUS:

Opciones:

1. 'C' Crea un nuevo archivo

Sirve para editar los datos, presenta cuatro tablas, las cuales aparecen una a continuación de otra.

1.1. Datos de los parámetros del sistema

TITLE	Titulo del estudio ó red (60 caracteres)
N° OF PIPES	Número de tuberías (entero)
N° OF NODOS	Número de nodos (entero)
PEAK FACTOR	Factor pico, constante por la que se multiplicarán los caudales asignados.
MAX HL/KM.	Máxima pérdida de carga permitida por Km. Inicialmente el programa asigna una pérdida permitida de 10 m./Km. Si la pérdida permitida se sobre pasa será marcada en la salida con "HI".

MAX UMBALANCED

Es el máximo caudal no balanceado permitido (valores comunes entre 0.001 y 0.01)

1.2. Datos de las tuberías del sistema:

PIPE N°: Número de la tubería (1 a 36000)

FROM: Nodo inicial

TO: Nodo final

PIPE LENGTH: Longitud de tubería (mts.)

INTERNAL PIPE DIAMETER:

COEFICIENTE "C" DE HAZEN WILLIAMS

1.3. Datos de los nodos del Sistema:

1.4. Datos para los Nodos del Sistema con Gradiente Hidráulico conocido:

Esta tabla contiene el número de nodo y su gradiente hidráulico, para aquellos nodos que no se conocen sus caudales.

2. OPCIONES DEL MENU N°1

H HELP Despliega la información del programa.

incluyendo características del programa,

definición de términos y descripciones de

llaves especiales.

D DIRECTORY Directorio de todos los archivos de datos

Del Programa LOOP.

Q QUIT Para salirse del programa.

L LOAD Para acceder determinado archivo de

Datos.

3. OPCIONES DEL MENU N°2

S SAVE

C COPY

R RUN, realiza la simulación del sistema, presenta los resultados en pantalla.

U Utilitarios (imprime datos/costo)

M MERGE

H HELP

T Chequea el total de la demanda

F Cambia los caudales de los nodos

D Directorio

L Carga o crea archivos o se sale del programa

E Borra archivos

4. OPCIONES DEL MENU N°3

R Revisa la salida de los resultados.

W Salida a la impresora con N° de página.

- P Salida a la impresora sin N° de página.
- F Salida a un archivo (PRN).
- S Regresar al mismo set de datos.
- N Nuevo set de datos.
- Q Salirse del programa.

PROCEDIMIENTO PARA UTILIZAR EL PROGRAMA LOOP

1. Cargar el programa Loop, la manera de cargarlo dependerá de los programas que se disponga, por ejemplo por medio del Windows, o a través del sistema operativo DOS
 2. De este primer menú, presione la letra C, para crear un nuevo archivo, y luego presione la tecla ENTER.
 3. Se presentará la ventana 1, en la cual usted tendrá que proporcionar la siguiente información:
 - Título del archivo (nombre)
 - Número de tuberías que conforman la red
 - Número de nudos.
- Hay otros datos que pide esta ventana, que no es necesario proporcionarlos, como:
- El factor del caudal que se utilizará
 - La máxima pérdida de carga por kilómetro
 - El balance máximo de los caudales

- Ya que el programa los asigna automáticamente.

Una vez introducidos los datos presione ENTER.

- 4 Se presentara la VENTANA 2 en la cual deberá introducir la información referente a las tuberías que conforman la red, acá se requiere lo siguiente:

- Número de tuberías
- Indicar entre qué nudos se encuentra cada tubería
- Introducir la longitud de cada tubería en metros.
- El diámetro de tubería en mm. es importante hacer notar que el programa aproxima los datos que contienen cifras decimales, ya sea al número entero próximo mayor o menor
- El coeficiente C de Hazen- Williams

Al finalizar de introducir todos los datos de las tuberías, presione nuevamente ENTER.

- 5 Se presentara la VENTANA 3, en esta se debe introducir la información referente a los nudos que interconectan a las tuberías, como las siguientes:

- Numero del nudo
- Caudal que entra o sale del nudo, el programa asume que el caudal esta saliendo y automáticamente asigna el signo menos (-), al dato numérico que introducimos. si el caudal esta entrando tenemos que digitar primero el signo más (+)
- Elevación en metros del nudo

Nuevamente al finalizar presione ENTER

6 Se presentara la VENTANA 4 en esta ventana se introduce información de nudos que se tomaron como referencia. en esta ventana se piden los siguientes datos:

- Número del nudo
- Piezometrica del nudo

Al terminar de introducir los datos en esta ventana, oprima la tecla F2, la cual nos envía al menú dos.

En este nuevo menú, elija la opción S (save = salvar) para guardar el archivo, ya sea en un disco de trabajo o en el disco duro de su computadora.

Vuelva al menú dos y oprima la tecla R, para correr el programa, entonces usted podrá ver los siguientes resultados:

- a) Se presenta nuevamente la ventana uno y usted vera loa datos que se introdujeron y los valores obtenidos, los cuales son: máxima perdida de carga por kilometro y el balance.
Después de ver estos resultados oprima ENTER
- b) Se presenta la ventana dos, con nuevos datos para cada tubería como: el caudal, la velocidad en cada tubería y las pérdidas. Oprima ENTER
- c) Se presenta la venta tres, con nuevos datos para cada tubería como: la pizometrica y la presión de columna de agua. Oprima ENTER, lo cual nos envía al menú tres.
- d) En este menú elija la letra W o P, para imprimir los resultados observados al correr este programa.

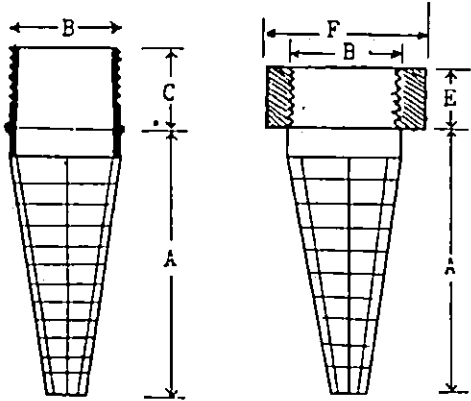
ANEXO 6
DIMENSIONES
DE
GRANADAS

Cone and Basket Type Strainers

Threading is 8 T. P. I.

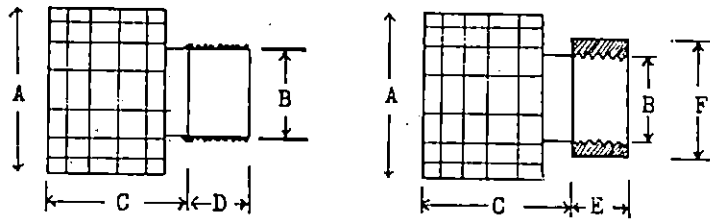
Taper is $\frac{3}{16}$ " on 2 $\frac{1}{2}$ " Std. to 12" Std.; $\frac{3}{4}$ " on 14" OD and 16" OD

Cone Type



Size	A	B	C
2-1/2" Std.	10-3/4	2-7/8	6
3" Std.	10-3/4	3-1/2	6
4" Std.	10-3/4	4-1/2	6
5" Std.	11-3/4	5-9/16	5
6" Std.	14-3/4	6-5/8	RANDOM
8" Std.	21-1/4	8-5/8	
10" Std.	28-3/4	10-3/4	
12" Std.	30-3/4	12-3/4	
14" OD	39-3/4	14	
16" OD (Brass)	42-1/2	16	

Basket Type



COUPLING

Size	A	B	C	D*	E	F
2-1/2" Std.	6	2-7/8	4	2-1/2	1-7/16	3-1/4
3" Std.	6	3-1/2	4	2-5/8	1-9/16	3-15/16
4" Std.	8	4-1/2	5	2-7/8	1-13/16	5-3/32
5" Std.	10	5-9/16	6	3	2-1/16	6-5/16
6" Std.	10	6-5/8	7	3-1/8	2-1/16	7-3/8
8" Std.	12	8-5/8	9	3-1/2	2-5/16	9-7/16
10" Std.	18	10-3/4	11	3-7/8	3-1/16	11-3/4
12" Std.	18	12-3/4	13	4-1/2	3-1/16	13-15/16
14" OD	20	14	13	8	3-9/16	15-7/16
16" OD	24	16	13	8	3-9/16	17-7/16

* Dimensions shown are absolute minimum and will be greater if permissible.

ANEXO 7
ESPECIFICACIONES
DE
MOTORES

APPLICATION

Three Phase Motor Specifications Table 3

MOTOR MODEL PREFIX	Nameplate Data			Rated Input		Maximum Input (S.F. Load)		Max. Lift	Line to Line Ohms 3 Lead or Δ Conn. 6 Lead	Efficiency %			Power Factor %			Locked Rotor Amps	NEMA Code	Frame Size		
	HP	Volts	HZ	S.F.	Amps	Watts	Amps			Watts	S.F.	F.L.	%	S.F.	F.L.			%	Crk. Hkz. or Std.	Drill Eqs.
2366536	15	200	60	1.15	47.8	13700	54.4	15800	3500	.22-.27	81.0	81.5	80.2	84.9	82.8	76.5	306	H	150	60
2366036	15	230	60	1.15	41.6	13700	47.4	15800	3500	.27-.33	81.0	81.5	80.2	84.9	82.8	76.5	266	H	125	60
2366136	15	460	60	1.15	20.8	13700	23.7	15800	3500	1.07-1.32	81.0	81.5	80.2	84.9	82.8	76.5	133	H	60	30
2366236	15	575	60	1.15	16.6	13700	19.0	15800	3500	1.70-2.10	81.0	81.5	80.2	84.9	82.8	76.5	106.4	H	50	25
2366546	20	200	60	1.15	61.9	18100	69.7	20900	3500	.14-.17	82.0	82.3	81.6	86.8	84.8	79.5	416.3	J	200	80
2366046	20	230	60	1.15	53.8	18100	60.6	20900	3500	.20-.25	82.0	82.3	81.6	86.8	84.8	79.5	362	J	175	70
2366146	20	460	60	1.15	26.9	18100	30.3	20900	3500	.76-.94	82.0	82.3	81.6	86.8	84.8	79.5	181	J	80	35
2366246	20	575	60	1.15	21.5	18100	24.2	20900	3500	1.22-1.52	82.0	82.3	81.6	86.8	84.8	79.5	144.8	J	70	30
2366556	25	200	60	1.15	77.1	22500	86.3	25700	3500	.11-.14	82.8	83.0	82.0	87.0	85.0	79.2	552	J	225	100
2366056	25	230	60	1.15	67.0	22500	75.0	25700	3500	.15-.19	82.8	83.0	82.0	87.0	85.0	79.2	480	J	200	90
2366156	25	460	60	1.15	33.5	22500	37.5	25700	3500	.59-.73	82.8	83.0	82.0	87.0	85.0	79.2	240	J	100	45
2366256	25	575	60	1.15	26.8	22500	30.0	25700	3500	1.01-1.25	82.8	83.0	82.0	87.0	85.0	79.2	192	J	80	35
2366566	30	200	60	1.15	90.9	26900	104.0	31100	3500	.10-.12	82.5	83.0	82.6	87.5	85.4	80.3	602.6	J	300	125
2366066	30	230	60	1.15	79.0	26900	90.4	31100	3500	.12-.15	82.5	83.0	82.6	87.5	85.4	80.3	524	J	250	100
2366166	30	460	60	1.15	39.5	26900	45.2	31100	3500	.48-.60	82.5	83.0	82.6	87.5	85.4	80.3	262	J	125	50
2366266	30	575	60	1.15	31.6	26900	36.2	31100	3500	.78-.95	82.5	83.0	82.6	87.5	85.4	80.3	209.6	J	100	40
2366176	40	460	60	1.15	53.5	35600	62.0	42350	3500	.32-.40	83.2	83.4	82.9	85.8	83.6	77.6	397	J	150	70
2366276	40	575	60	1.15	42.8	35600	49.6	42350	3500	.53-.59	83.2	83.4	82.9	85.8	83.6	77.6	317.6	J	125	60
2366186	50	460	60	1.15	67.7	45100	77.0	52200	3500	.25-.32	82.5	83.0	82.7	85.2	84.0	80.0	414	H	200	90
2366286	50	575	60	1.15	54.2	45100	61.6	52200	3500	.39-.48	82.5	83.0	82.7	85.2	84.0	80.0	331.2	H	150	70
2366196	60	460	60	1.15	80.5	53500	91.0	61700	3500	.22-.27	84.2	84.5	84.0	85.0	83.3	78.0	518	H	250	100
2366296	60	575	60	1.15	64.4	53500	72.8	61700	3500	.35-.39	84.2	84.5	84.0	85.0	83.3	78.0	414	H	200	80
2391006	40	460	60	1.15	53.0	37000	60.0	42000	10000	.264-.292	82.0	81.3	79.3	87.3	86.4	83.7	342	H	175	70
2391106	40	575	60	1.15	42.4	37000	48.0	42000	10000	.424-.468	82.0	81.3	79.3	87.3	86.4	83.7	274	H	125	60
2391016	50	460	60	1.15	66.0	44000	75.0	51000	10000	.194-.216	84.4	84.0	82.5	85.5	84.5	81.0	433	H	200	90
2391116	50	575	60	1.15	52.8	44000	60.0	51000	10000	.300-.332	84.4	84.0	82.5	85.5	84.5	81.0	346	H	150	70
2391026	60	460	60	1.15	77.0	53000	89.0	61000	10000	.150-.166	85.5	85.0	83.5	87.5	86.7	83.6	560	J	225	100
2391126	60	575	60	1.15	61.6	53000	71.2	61000	10000	.240-.268	85.5	84.0	83.5	87.5	86.7	83.6	448	J	200	80
2391036	75	460	60	1.15	97.0	66000	110.0	76000	10000	.114-.126	85.2	85.0	83.6	87.1	86.0	82.7	750	J	300	125
2391136	75	575	60	1.15	77.6	66000	88.0	76000	10000	.180-.198	85.2	85.0	83.6	87.1	86.0	82.7	600	J	225	105
2391046	100	460	60	1.15	128.0	87000	148.0	102000	10000	.080-.088	86.5	86.0	84.2	86.8	85.1	81.0	1000	J	400	175
2391146	100	575	60	1.15	102.4	87000	118.4	102000	10000	.118-.130	86.5	86.0	84.2	86.8	85.1	81.0	800	J	300	150
2391056	125	460	60	1.15	165	109000	189	125000	10000	.057-.063	86.3	86.0	84.2	83.6	82.0	77.0	1300	K	500	225
2391156	125	575	60	1.15	132	109000	141	125000	10000	.090-.100	86.3	86.0	84.2	83.6	82.0	77.0	1040	K	400	175
2391266	150	460	60	1.15	193	128000	221	146000	10000	.049-.054	88.0	87.6	86.0	85.0	83.0	78.0	1600(1)	K	600	250
2391966	150	575	60	1.15	154	128000	177	146000	10000	.073-.081	88.0	87.6	86.0	85.0	83.0	78.0	1280(1)	K	450	200
2391276	175	460	60	1.15	218	150000	250	173000	10000	.045-.050	87.2	87.0	85.7	87.0	86.0	82.8	1850(1)	K	700	300
2391976	175	575	60	1.15	174	150000	200	173000	10000	.067-.074	87.2	87.0	85.7	87.0	86.0	82.8	1480(1)	K	500	225
2391286	200	460	60	1.15	245	169000	286	194000	10000	.038-.042	88.2	88.0	87.2	87.2	85.6	84.3	2100(1)	K	800	350
2391986	200	575	60	1.15	196	169000	229	194000	10000	.060-.066	88.2	88.0	87.2	87.2	86.6	84.3	1680(1)	K	600	300

(1) For 6 Lead Wye connected motor + by 3.

ANEXO 8
NORMAS
ASTM C-76

TABLA # 1

A S T M C-76.

REQUERIMIENTOS DE DISEÑO PARA TUBO DE CONCRETO REFORZADO C- I-A

REFUERZO, PULG² PIE LINEAL DE PARED DE TUBO.-

PARED " A "		CARGA DE PRIMERA GRIETA 800			CARGA DE ULTIMA GRIETA 1200			PARED " B "
RESISTENCIA CONCRETO 4000 LBS/PULG. ²				RESISTENCIA CONCRETO 4000 LBS/PULG. ²				
DIAMETRO INTERNO DISEÑADO PULG.	ESPESOR DE PARED PULG.	REF/CIR ^B		REF/ELIP ^C	ESPESOR DE PARED PULG.	REF/CIR ^B		REF/ELIP ^C
		JAULA INTERIOR	JAULA EXTERIOR			JAULA INTERIOR	JAULA EXTERIOR	
60	5	0.25	0.15	0.28	6	0.21	0.13	0.25
66	5 ½	0.30	0.18	0.33	6 ½	0.25	0.15	0.28
72	6	0.35	0.21	0.39	7	0.29	0.17	0.32
78	6 ½	0.40	0.24	0.44	7 ½	0.32	0.19	0.36
84	7	0.45	0.27	0.50	8	0.37	0.22	0.41
90	7 ½	0.49	0.29	0.54	8 ½	0.41	0.25	0.46
96	8	0.54	0.32	0.60	9	0.46	0.26	0.51
		RESISTENCIA CONCRETO 5000 LBS/PULG. ²						
102	8 ½	0.63	0.38	INT. CIR. 0.25 INT. ELIP. 0.38	9 ½	0.54	0.32	INT. CIR. 0.22 INT. ELIP. 0.32
108	9	0.68	0.41	INT. CIR. 0.27 INT. ELIP. 0.41	10	0.61	0.37	INT. CIR. 0.24 INT. ELIP. 0.37
114	A	-	-	-	A	-	-	-
120	A	-	-	-	A	-	-	-
126	A	-	-	-	A	-	-	-
132	A	-	-	-	A	-	-	-
138	A	-	-	-	A	-	-	-
144	A	-	-	-	A	-	-	-

Refuerzo de diseño.

TABLA # 2

A S T M C-76-

REQUERIMIENTOS DE DISEÑO PARA TUBO DE CONCRETO REFORZADO C- II - A

REFUERZO, PULG² PIE LINEAL DE PARED DE TUBO.-

PARED " A "

CARGA DE PRIMERA GRIETA 2000

PARED " B "

CARGA DE ULTIMA GRIETA 3000

PARED " C "

DIAMETRO INTERNO DISEÑADO PULG.	ESPESOR DE PARED PULG.	REF/CIR ^B		REF/ELIP ^C	RESISTENCIA CONCRETO 6000 LBS/PULG. ²				REF/ELIP ^C	RESISTENCIA CONCRETO 5000 LBS/PULG. ²			
		JAULA INTERIOR	JAULA EXTERIOR		ESPESOR DE PARED PULG.	JAULA INTERIOR	JAULA EXTERIOR	REF/CIR ^B		REF/ELIP ^C	ESPESOR DE PARED PULG.	JAULA INTERIOR	JAULA EXTERIOR
12	1 1/4	0.078	-	-	2	0.078	-	-	-	2 1/4	0.078	-	-
15	1 7/8	0.078	-	-	2 1/4	0.078	-	-	-	2 1/4	0.078	-	-
18	2	0.078	-	0.078	2 1/4	0.078	-	0.078	-	3	0.078	-	-
21	2 1/4	0.12	-	0.10	2 1/4	0.078	-	0.078	-	3 1/2	0.078	-	-
24	2 1/2	0.13	-	0.11	3	0.078	-	0.078	-	3 1/2	0.078	-	0.078
27	2 5/8	0.15	-	0.13	3 1/4	0.13	-	0.078	-	3 1/2	0.078	-	0.078
30	2 3/4	0.15	-	0.14	3 1/2	0.14	-	0.11	-	4	0.078	-	0.078
33	2 7/8	0.16	-	0.15	3 1/2	0.15	-	0.12	-	4 1/4	0.078	-	0.078
36	3	0.14	0.08	0.15	4 ^E	0.12	-	0.13	-	4 1/2	0.078	-	0.078
42	3 1/2	0.16	0.10	0.18	4 1/4	0.15	0.07	0.15	-	4 3/4 ^E	0.078	-	0.078
48	4	0.21	0.13	0.23	5	0.18	0.09	0.17	-	5 1/4	0.07	0.07	0.08
54	4 1/2	0.25	0.15	0.28	5 1/2	0.22	0.11	0.20	-	5 3/4	0.10	0.07	0.11
60	5	0.30	0.18	0.33	6	0.25	0.13	0.24	-	6 1/4	0.14	0.08	0.15
66	5 1/2	0.35	0.21	0.39	6 1/2	0.31	0.15	0.28	-	6 1/2	0.17	0.10	0.19
72	6	0.41	0.25	0.45	7	0.35	0.19	0.34	-	7 1/4	0.22	0.13	0.24
78	6 1/2	0.46	0.28	0.51	7 1/2	0.40	0.21	0.39	-	7 1/2	0.25	0.15	0.28
84	7	0.51	0.31	0.57	8	0.46	0.24	0.44	-	7 3/4	0.30	0.18	0.35
90	7 1/2	0.57	0.34	0.63	8 1/2	0.51	0.28	0.51	-	8 1/4	0.35	0.21	0.39
96	8	0.62	0.37	0.69	9	0.57	0.31	0.57	-	8 3/4	0.41	0.25	0.46
102	8 1/2	0.76	0.46	-	9 1/2	0.68	0.34	0.63	-	9 1/4	0.48	0.29	0.53
108	9	0.85	0.51	INT. CIR. 0.30 INT. ELIP. 0.46 INT. CIR. 0.34 INT. ELIP. 0.51	10	0.76	0.41	0.63	INT. CIR. 0.27 INT. ELIP. 0.41 INT. CIR. 0.30 INT. ELIP. 0.46	9 3/4	0.55	0.33	0.61
114	A	-	-	-	A	-	-	-	-	10 1/4	0.62	0.33	INT. CIR. 0.25 INT. ELIP. 0.37
120	A	-	-	-	A	-	-	-	-	10 3/4	0.70	0.42	INT. CIR. 0.28 INT. ELIP. 0.42
126	A	-	-	-	A	-	-	-	-	A	-	-	-
132	A	-	-	-	A	-	-	-	-	A	-	-	-
138	A	-	-	-	A	-	-	-	-	A	-	-	-
144	A	-	-	-	A	-	-	-	-	A	-	-	-

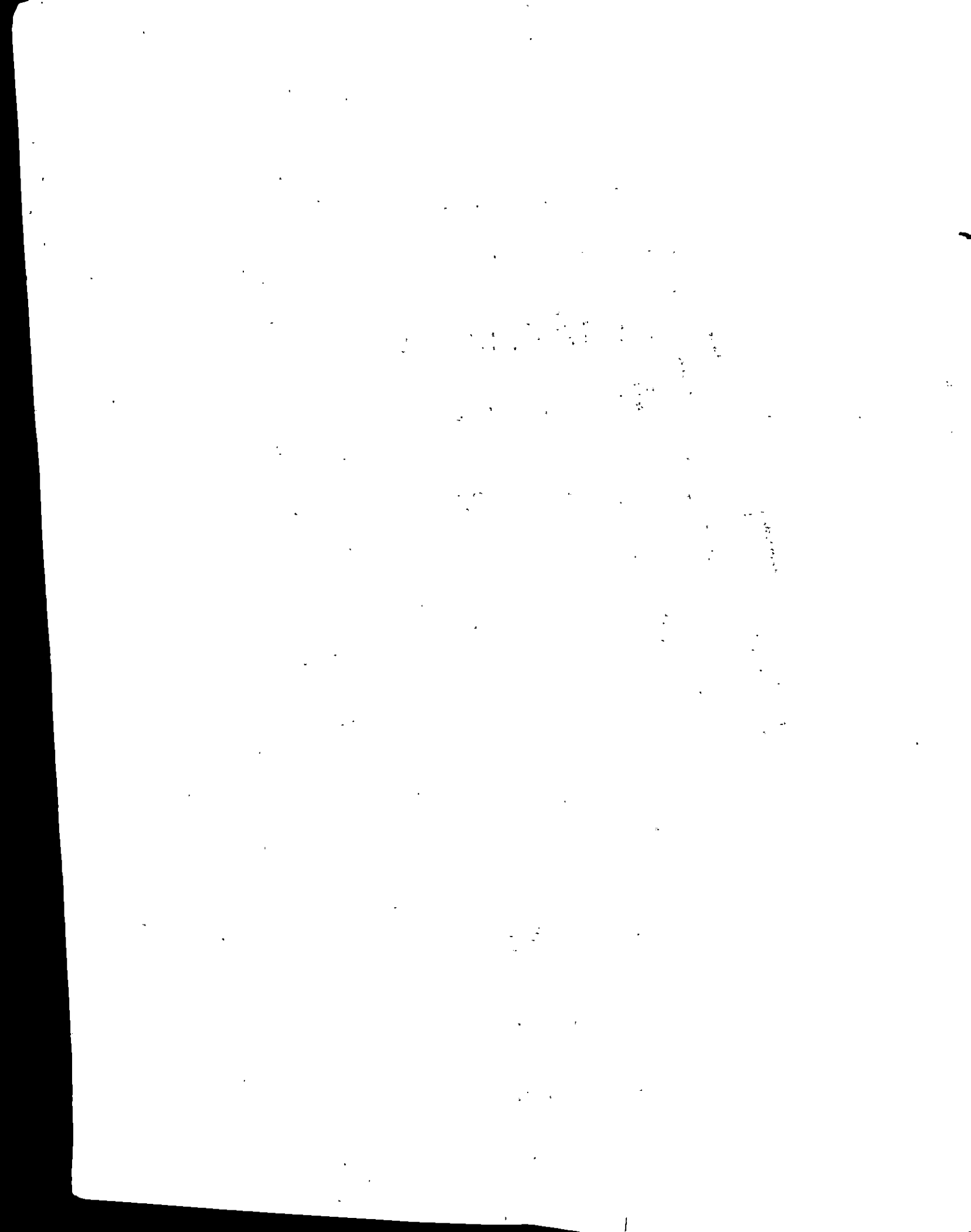


TABLA # 3

A S T M C-76-

REQUERIMIENTOS DE DISEÑO PARA TUBO DE CONCRETO REFORZADO C- III - A

REFUERZO, PULG² PIE LINEAL DE PARED DE TUBO.-

PARED " A "				CARGA DE PRIMERA GRIETA 2000				PARED " B "				CARGA DE ULTIMA GRIETA 3000				PARED " C "			
DIAMETRO INTERNO DISEÑADO PULG.	ESPESOR DE PARED PULG.	REF/CIR ^c		REF/ELIP ^d	RESISTENCIA CONCRETO 6000 LBS/PULG. ²				REF/ELIP ^d	ESPESOR DE PARED PULG.	REF/CIR ^c		REF/ELIP ^d	ESPESOR DE PARED PULG.	REF/CIR ^c		REF/ELIP ^d		
		JAULA INTERIOR	JAULA EXTERIOR		ESPESOR DE PARED PULG.	JAULA INTERIOR	JAULA EXTERIOR	ESPESOR DE PARED PULG.			JAULA INTERIOR	JAULA EXTERIOR							
12	1 1/4	0.078	-	-	2	0.078	-	-	2 1/4	0.078	-	-	2 1/4	0.078	-	-			
15	1 7/8	0.078	-	-	2 1/4	0.078	-	-	3	0.078	-	-	3	0.078	-	-			
18	2	0.078	-	0.078	2 1/2	0.078	-	0.078	3 1/4	0.078	-	0.078	3 1/4	0.078	-	0.078			
21	2 1/4	0.14	-	0.11	2 3/4	0.078	-	0.078	3 1/2	0.078	-	0.078	3 1/2	0.07	-	0.078			
24	2 1/2	0.17	-	0.14	3	0.078	-	0.078	3 3/4	0.16	-	0.14	4	0.08	-	0.078			
27	2 5/8	0.18	-	0.16	3 1/2	0.18	-	0.150.17	4 1/4	0.10	-	0.10	4 1/4	0.10	-	0.08			
30	2 3/4	0.19	-	0.18	3 3/4	0.20	-	0.19	4 1/2	0.12	-	0.12	4 1/2	0.12	-	0.10			
33	2 7/8	0.21	-	0.20	4	0.17	0.10	0.23	4 3/4 ^E	0.08	0.07	0.07	4 3/4 ^E	0.08	0.07	0.09			
36	3	0.21	0.13	0.23	4 1/4	0.21	0.13	0.27	5 1/4	0.12	0.07	0.13	5 1/4	0.12	0.10	0.13			
42	3 1/2	0.25	0.15	0.28	5	0.24	0.14	0.32	5 1/2	0.16	0.10	0.18	5 1/2	0.16	0.13	0.18			
48	4	0.32	0.19	0.35	5 1/2	0.29	0.17	0.32	6 1/4	0.21	0.13	0.23	6 1/4	0.21	0.13	0.23			
54	4 1/2	0.38	0.23	0.42	6	0.34	0.20	0.38	6 1/2	0.25	0.15	0.28	6 1/2	0.25	0.15	0.28			
60	5	0.44	0.26	0.49	6 1/2	0.41	0.25	0.46	7 1/4	0.31	0.19	0.34	7 1/4	0.31	0.19	0.34			
66	5 1/2	0.50	0.30	0.55	7	0.49	0.29	0.54	7 1/2	0.36	0.22	0.40	7 1/2	0.36	0.22	0.40			
72	6	0.57	0.34	0.63	<u>RESISTENCIA CONCRETO 5000 LBS/PULG.²</u>														
78	6 1/2	0.64	0.38	0.71	7 1/2	0.57	0.34	0.63	8 1/4	0.42	0.25	0.47	8 1/4	0.42	0.25	0.47			
84	7	0.72	0.43	0.80	8	0.64	0.38	0.71	8 1/2	0.50	0.51	0.56	8 1/2	0.50	0.51	0.56			
90	7 1/2	0.81	0.49	0.90	<u>RESISTENCIA CONCRETO 5000 LBS/PULG.²</u>														
96	8	0.95	0.56	1.03	8 1/2	0.69	0.41	0.77	9 1/4	0.59	0.35	0.66	9 1/4	0.59	0.35	0.66			
102	8 1/2	1.03	0.62	INT. CIR. 0.41 INT. ELIP. 0.62	9	0.76	0.46	0.84	9 1/2	0.70	0.42	INT. CIR. 0.28 INT. ELIP. 0.42	9 1/2	0.70	0.42	INT. CIR. 0.33 INT. ELIP. 0.50			
108	9	1.22	0.73	INT. CIR. 0.49 INT. ELIP. 0.73	9 1/2	0.90	0.54	INT. CIR. 0.36 INT. ELIP. 0.54	10 1/4	0.83	0.50	INT. CIR. 0.36 INT. ELIP. 0.54	10 1/4	0.83	0.50	INT. CIR. 0.33 INT. ELIP. 0.50			
114	A	-	-	-	10	1.08	0.65	INT. CIR. 0.45 INT. ELIP. 0.65	10 1/2	0.99	0.59	INT. CIR. 0.45 INT. ELIP. 0.65	10 1/2	0.99	0.59	INT. CIR. 0.40 INT. ELIP. 0.59			
120	A	-	-	-	A	-	-	-	A	-	-	-	A	-	-	-			
126	A	-	-	-	A	-	-	-	A	-	-	-	A	-	-	-			
132	A	-	-	-	A	-	-	-	A	-	-	-	A	-	-	-			
138	A	-	-	-	A	-	-	-	A	-	-	-	A	-	-	-			
144	A	-	-	-	A	-	-	-	A	-	-	-	A	-	-	-			

TABLA # 4

A S T M C-76-

REQUERIMIENTOS DE DISEÑO PARA TUBO DE CONCRETO REFORZADO C- IV - A

REFUERZO, PULG² PIE LINEAL DE PARED DE TUBO.-

PARED " A "		CARGA DE PRIMERA GRIETA 2000			PARED " B "		CARGA DE ULTIMA GRIETA 3000			PARED " C "		
RESISTENCIA CONCRETO 6000 LBS/PULG. ²												
DIAMETRO INTERNO DISEÑADO PULG.	ESPESOR DE PARED PULG.	REF/CIR ^B		REF/ELIP ^C	ESPESOR DE PARED PULG.	REF/CIR ^B		REF/ELIP ^C	ESPESOR DE PARED PULG.	REF/CIR ^B		REF/ELIP ^C
		JAULA INTERIOR	JAULA EXTERIOR			JAULA INTERIOR	JAULA EXTERIOR			JAULA INTERIOR	JAULA EXTERIOR	
12	1 1/4	0.15	-	-	2	0.07	-	-	2 3/4	0.07	-	-
15	1 7/8	0.16	-	-	2 1/4	0.10	-	-	3	0.07	-	-
18	2	0.17	-	0.15	2 1/2	0.14	-	0.11	3 1/4	0.10	-	0.070
21	2 1/4	0.23	-	0.21	2 3/4	0.20	-	0.17	3 1/2	0.10	-	0.070
24	2 1/2	0.29	-	0.27	3	0.27	-	0.23	3 3/4	0.12	0.07	0.08
27	2 5/8	0.33	-	0.31	3 1/4	0.31	-	0.25	4	0.14	0.07	0.09
30	2 3/4	0.38	-	0.33	3 1/2	0.35	-	0.28	4 1/4	0.18	0.07	0.10
33	A	-	-	-	3 3/4	0.27	0.16	0.30	4 1/2	0.23	0.07	0.12
36	A	-	-	-	4	0.30	0.18	0.33	4 3/4	0.27	0.08	0.15
42	A	-	-	-	4 1/4	0.35	0.21	0.39	5 1/4	0.36	0.12	0.22
48	A	-	-	-	5	0.42	0.25	0.47	5 1/4	0.47	0.16	0.29
54	A	-	-	-	5 1/2	0.50	0.50	0.53	6 1/4	0.58	0.20	0.38

RESISTENCIA CONCRETO 5000 LBS/PULG.²

60	A	-	-	-	6	0.59	0.35	0.66	6 3/4	0.41	0.25	0.46
66	A	-	-	-	6 1/2	0.69	0.41	0.77	7 1/4	0.51	0.31	0.57
RESISTENCIA CONCRETO 5000 LBS/PULG. ²												
72	A	-	-	-	7	0.79	0.47	0.88	7 3/4	0.61	0.37	0.68
78	A	-	-	-	A	-	-	-	8 1/4	0.71	0.43	0.79
84	A	-	-	-	A	-	-	-	8 3/4	0.85	0.51	0.94
90	A	-	-	-	A	-	-	-	A	-	-	-
96	A	-	-	-	A	-	-	-	A	-	-	-
102	A	-	-	-	A	-	-	-	A	-	-	-
108	A	-	-	-	A	-	-	-	A	-	-	-
114	A	-	-	-	A	-	-	-	A	-	-	-
120	A	-	-	-	A	-	-	-	A	-	-	-
126	A	-	-	-	A	-	-	-	A	-	-	-
132	A	-	-	-	A	-	-	-	A	-	-	-
138	A	-	-	-	A	-	-	-	A	-	-	-
144	A	-	-	-	A	-	-	-	A	-	-	-

TABLA # 5

A S T M C-76-

REQUERIMIENTOS DE DISEÑO PARA TUBO DE CONCRETO REFORZADO C- V - A

REFUERZO, PULG² PIE LINEAL DE PARED DE TUBO:-

DIAMETRO INTERNO DISEÑADO PULG.	PARED " A "	CARGA DE PRIMERA GRIETA 3000				PARED " B "				CARGA DE ULTIMA GRIETA 3750				PARED " C "
		RESISTENCIA CONCRETO 6000 LBS/PULG. ²												
		ESPESOR DE PARED PULG.	REF/CIR ^B JAULA INTERIOR	REF/CIR ^B JAULA EXTERIOR	REF/ELIP ^C	ESPESOR DE PARED PULG.	REF/CIR ^B JAULA INTERIOR	REF/CIR ^B JAULA EXTERIOR	REF/ELIP ^C	ESPESOR DE PARED PULG.	REF/CIR ^C JAULA INTERIOR	REF/CIR ^C JAULA EXTERIOR	REF/ELIP ^C	
12	A	-	-	-	2	0.10	-	-	2 3/4	0.07	-	-		
15	A	-	-	-	2 1/4	0.14	-	-	3	0.07	-	-		
18	A	-	-	-	2 1/2	0.19	-	0.16	3 1/4	0.10	-	-		
21	A	-	-	-	2 3/4	0.24	-	0.21	3 1/2	0.10	-	-		
24	A	-	-	-	3	0.30	-	0.24	3 3/4	0.12	0.07	0.13		
27	A	-	-	-	3 1/4	0.38	0.23	0.42	4	0.14	0.08	0.16		
30	A	-	-	-	3 1/2	0.41	0.25	0.46	4 1/4	0.18	0.11	0.20		
33	A	-	-	-	3 3/4	0.46	0.28	0.51	4 1/2	0.23	0.14	0.25		
36	A	-	-	-	4	0.50	0.30	0.56	4 3/4	0.27	0.16	0.30		
42	A	-	-	-	4 1/4	0.60	0.36	0.67	5 1/4	0.36	0.22	0.40		
48	A	-	-	-	5	0.73	0.44	0.81	5 3/4	0.47	0.28	0.52		
54	A	-	-	-	A	-	-	-	6 1/4	0.58	0.35	0.64		
60	A	-	-	-	A	-	-	-	6 3/4	0.70	0.42	0.78		
66	A	-	-	-	A	-	-	-	7 1/4	0.84	0.50	0.93		
72	A	-	-	-	A	-	-	-	7 3/4	0.99	0.59	1.10		
78	A	-	-	-	A	-	-	-	A	-	-	-		
84	A	-	-	-	A	-	-	-	A	-	-	-		
90	A	-	-	-	A	-	-	-	A	-	-	-		
96	A	-	-	-	A	-	-	-	A	-	-	-		
102	A	-	-	-	A	-	-	-	A	-	-	-		
108	A	-	-	-	A	-	-	-	A	-	-	-		
114	A	-	-	-	A	-	-	-	A	-	-	-		
120	A	-	-	-	A	-	-	-	A	-	-	-		
126	A	-	-	-	A	-	-	-	A	-	-	-		
132	A	-	-	-	A	-	-	-	A	-	-	-		
138	A	-	-	-	A	-	-	-	A	-	-	-		
144	A	-	-	-	A	-	-	-	A	-	-	-		

BIBLIOGRAFIA

1. Administración de Acueductos y Alcantarillados, " Normas Técnicas para Abastecimiento de Agua Potable y Alcantarillados de Aguas Negras", 1998.
2. Azevedo Neto, J.M. y Acosta, Guillermo, " Manual de Hidráulica ", Editorial Harla, 1973.
3. Metcalf,Eddy, "Ingeniería Sanitaria ",Editorial Labor, 2ª ed., 1994.
4. Oficina de Planificación del Área Metropolitana de San Salvador, " Reglamento a la Ley de Desarrollo y Ordenamiento territorial del AMSS y de los Municipios Aledaños ", 1996.
5. Rivas Monterrosa, Ing. Miguel Angel, " Apuntes de Abastecimiento de Agua Potable y Alcantarillado".
6. Steel, Ernest, "Abastecimiento de Agua y Alcantarillado", Editorial Gustavo Gili S.A.
7. Ven Te Chow, " Hidrología Aplicada ", Editorial Mc Graw Hill, 1ª ed., 1994.
8. Valdéz, Cesar Enrique, " Abastecimiento de Agua Potable", Editado por UNAM, 4ª ed.