

**MATERIAL DIDACTICO PARA LA ASIGNATURA DE ACUEDUCTOS Y  
ALCANTARILLADOS**

**JULIO CESAR TORRES CAMARGO**



**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER  
FACULTAD DE INGENIERIAS FISICO-MECANICAS  
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL  
BUCARAMANGA**

**2008**

**MATERIAL DIDACTICO PARA LA ASIGNATURA DE ACUEDUCTOS Y  
ALCANTARILLADOS**

**JULIO CESAR TORRES CAMARGO**

**TRABAJO PARA OBTAR POR EL TITULO DE  
INGENIERO CIVIL**

**DIRECTOR:**

**Ingeniero Civil M.Sc., MARIO GARCIA SOLANO**



**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER  
FACULTAD DE INGENIERIAS FISICO-MECANICAS  
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL  
BUCARAMANGA**

**2008**

***A dios o el ente que me puso en este mundo por darme la oportunidad de existir, disfrutarlo y conocer a las personas que me rodean.***

***A Paulina Camargo, por su apoyo incondicional, por sus consejos, sus enseñanzas. Gracias a ella soy lo que soy.***

***A Marcela Ariza por su amistad, cariño y compañía. Por enseñarme que Querer es Poder y ser la chispa de mi vida.***

## **AGRADECIMIENTOS**

Agradezco la colaboración recibida por todas aquellas personas que hicieron posible la realización de este proyecto, y en especial.

Al Ingeniero M sc. Mario García Solano, por permitirme trabajar en este proyecto y compartir sus conocimientos y experiencias.

Al Ingeniero William Ibáñez por su colaboración e interés en la culminación de este proyecto.

## CONTENIDO

	Pág.
INTRODUCCION	22
1. JUSTIFICACION	23
2. OBJETIVOS	24
3. ELEMENTOS DE UN ACUEDUCTO	25
3.1. COMPONENTES	25
3.1.1. Fuente de abastecimiento	25
3.1.2. Obras de captación	25
3.1.3. Conducción	25
3.1.4. Estaciones de bombeo	25
3.1.5. Plantas de tratamiento de agua	26
3.1.6. Almacenamiento de agua	26
3.1.7. Distribución	26
4. CRITERIOS BASICOS DE DISEÑO	27
4.1 PERIODO DE DISEÑO	27
4.2 POBLACION DE DISEÑO	29
4.2.1. Método de comparación grafica	30
4.2.2. Crecimiento lineal o aritmético	31
4.2.3. Crecimiento geométrico	32
4.2.4. Método exponencial	33
4.2.5. Método logístico	34
4.2.6. Método de proporción y comparación	35
4.2.7. Método de tasa de crecimiento decreciente	36
4.3 USOS DEL AGUA	42
4.4 FACTORES QUE AFECTAN EL CONSUMO DE AGUA	45

5	CAUDAL DE DISEÑO	47
5.1	CAUDAL MEDIO DIARIO	48
5.2	CAUDAL MAXIMO DIARIO	48
5.3	CONSUMO MAXIMO HORARIO	49
5.4	COEFICIENTE DE CONSUMO DEL CAUDAL MAXIMO HORARIO	50
6	FUENTES DE ABASTECIMIENTO DE AGUA	51
6.1.	AGUA SUPERFICIAL	52
6.2.	AGUA SUBTERRANEA	56
7	CAPTACION	59
7.1	TIPOS DE OBRA DE CAPTACION	59
7.1.1.	Captación de fondo	59
7.1.2.	Captación lateral	62
7.1.3.	Galería de infiltración	63
7.1.4.	Torre de captación	65
7.1.5.	Plataforma de toma	66
7.1.6.	Plataforma de toma flotante	66
8	DESARENADOR	69
8.1	CARACTERISTICAS GENERALES DE LOS DESARENADORES	69
8.1.1	Ubicación	69
8.1.2	Numero de unidades	70
8.1.3	Factores que influyen en el diseño	70
8.1.4	Teoría de la sedimentación	70
8.2.	DISEÑO	75

9. CONDUCCION	86
9.1 GENERALIDADES	86
9.2 COMPONENTES DE UNA CONDUCCION A PRESION	88
9.2.1 Tanques de quiebre de presión	88
9.2.2 Válvulas de limpieza	90
9.2.3 Ventosas o válvulas de expulsión de aire	91
9.2.4 Válvulas de control	92
9.2.5 Anclajes	92
9.3 MATERIALES PATA TUBERIA	93
9.4 CAUDAL DE DISEÑO	94
9.5 DISEÑO HIDRAULICO DE LA CONDUCCION	95
9.6 PLANO PIEZOMETRICO ESTATICO Y LINEA PIEZOMETRICA	98
9.7 ANALISIS DE CONDUCCIONES	101
9.7.1 Conducciones con alta pendiente	101
9.7.2 Conducciones	107
9.7.3 Conducciones en paralelo	110
10 BOMBAS Y ESTACIONES DE BOMBEO	115
10.1 DEFINICION	115
10.2 PRINCIPIOS DE FUNCIONAMIENTO	115
10.3 TIPOS DE BOMBAS	116
10.3.1 Bombas gravimétricas	116
10.3.2 Bombas de movimiento reciproco	119
10.3.3 Bombas rotatorias	119
10.3.4 Bombas centrifugas	119
10.4 CALCULO DE BOMBAS	121
10.5 DISEÑO DE ESTACIONES DE BOMBEO	124

11	ALMACENAMIENTO	128
11.1.	FUNCIONES	128
11.2.	CAPACIDAD DEL TANQUE	128
11.2.1	Compensación por variaciones horarias	129
11.2.2	Volumen para demanda contra incendios	132
11.2.3	Reserva para cubrir daños o interrupciones en el servicio	133
11.3.	LOCALIZACION	133
11.4.	TIPOS DE TANQUES	135
11.5.	ACCESORIOS COMPLEMENTARIOS	136
12	SISTEMAS DE DISTRIBUCION	139
12.1	GENERALIDADES	139
12.2	ELEMENTOS DE DISEÑO	140
12.2.1	Caudal	140
12.2.2	Presiones de servicio	140
12.2.3	Válvulas	141
12.3	CLASIFICACION	141
12.3.1	Redes ramificadas	142
12.3.2	Redes tipo cerrada	146
13	CONTROL DE PERDIDAS EN ACUEDUCTOS	153
13.1	COMPONENTES DE LAS PÉRDIDAS	153
13.2	PROGRAMA CONTROL DE PÉRDIDAS	154
13.3	PLAN DE MANEJO DE PÉRDIDAS	154

## SISTEMAS DE RECOLECCION DE AGUAS

14	GENERALIDADES DE LOS ALCANTARILLADOS	157
14.1	AGUAS RESIDUALES	157
14.2	SISTEMAS DE ALCANTARILLADO	159
14.3	CLASIFICACION DE LAS TUBERÍAS	161
14.4	DISPOCION DE LA RED DE ALCANTARILLADO	162
15	DETERMINACION DE CAUDALES DE AGUAS RESIDUALES	166
15.1	CAUDAL DE AGUAS NEGRAS DOMESTICAS	166
15.2	AGUAS RESIDUALES INDUSTRIALES	168
15.3	AGUAS RESIDUALES COMERCIALES	168
15.4	AGUAS RESIDUALES INSTITUCIONALES	169
15.5	CAUDAL MEDIO DIARIO DE AGUAS RESIDUALES	169
15.6	APORTE POR AGUAS DE INFILTRACION Y CONEXIONESERRADAS	169
15.6.1.	Aportes de agua de infiltración	169
15.6.2.	Aportes por conexiones erradas	171
15.7	CAUDAL MAXIMO HORARIO	171
15.8	CAUDAL DE DISEÑO	172
16.	HIDRAULICA DE ALCANTIRALLADOS	173
16.1.	MANNING	173
16.2.	COEFICIENTE DE RUGOSIDAD	178
16.3.	REGIMEN DE FLUJO	179
16.4.	UNION DE COLECTORES	180
16.4.1.	Régimen subcrítico	181
16.4.2.	Régimen supercrítico	183

17.	ALCANTARILLADO SANITARIO	187
17.1.	INFORMACION GENERAL	187
17.2.	ESPECIFICACIONES DE DISEÑO	187
17.2.1.	Diámetro	188
17.2.2.	Velocidad	188
17.2.3.	Pendiente mínima	189
17.2.4.	Pendiente máxima	189
17.2.5.	Profundidad hidráulica máxima	189
17.3.	EVALUACION Y CALCULO DE ALCANTARILLADO	192
18.	ALCANTARILLADO PLUVIAL	196
18.1.	DETERMINACION DE CAUDAL DE DISEÑO	196
18.2.	EL METODO RACIONAL	196
18.2.1.	Coefficiente de escorrentía	197
18.2.2.	Intensidad de la lluvia	198
18.2.3.	Periodo de retorno	199
18.2.4.	Tiempo de concentración	199
18.3.	ESPECIFICACIONES DE DISEÑO	200
18.3.1.	Diámetro	200
18.3.2.	Velocidad	201
18.3.3.	Pendiente mínima	201
18.3.4.	Pendiente máxima	201
18.3.5.	Profundidad hidráulica máxima	201
18.4.	SUMIDEROS	202
18.4.1.	Localización de los sumideros	202
18.4.2.	Clasificación de los sumideros	203
18.4.3.	Diseño de los sumideros	204

19. ESTACIONES DE BOMBEO DE AGUAS RESIDUALES	215
19.1 GENERALIDADES	215
19.2 COMPONENTES DE UNA ESTACION DE BOMBEO	216
19.2.1 Pozo húmedo	216
19.2.2 Sistemas de bombeo	216
19.2.3 Edificio estación de bombeo	222
19.2.4 Tubería de impulsión	222
19.3 CAUDAL DE DISEÑO	222
20. CONCLUSIONES	223
BIBLIOGRAFIA	224
Anexo 1.	226

## LISTA DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1. Esquema general de abastecimiento.	28
Figura 2. Diagrama de masas.	47
Figura 3. Esquema agua subterránea	50
Figura 4. Esquema Bocatoma de fondo.	53
Figura 5. Esquema galería de infiltración.	57
Figura 6. Corte galería de infiltración.	57
Figura 7 Plataforma flotante	59
Figura 8. Plataforma de toma.	60
Figura 8. Fuerzas sobre una partícula en el desarenador.	64
Figura 9. Esquema desarenador.	68
Figura 10. Trayectoria de partículas sedimentadas.	69
Figura 11. Dimensiones de un desarenador.	72
Figura 12. Esquema válvula limpieza y rebose del desarenador	77
Figura 13. Esquema tanque quiebre de presión	80
Figura 14. Esquema corte tanque quiebre de presión.	81
Figura 15. Derivación válvula de limpieza	82
Figura 16. Ubicación válvulas de limpieza y ventosas	83
Figura 17. Línea piezométrica encima del trazado la tubería.	90
Figura 18. Lamina de agua coincidente con la línea piezométrica.	90
Figura 19. Plano piezométrico por debajo de la tubería	91

Figura 20. Tubería por encima de la línea piezométrica.	91
Figura 21. Perfil de conducción	92
Figura 22. Ubicación tanques quiebres de presión	94
Figura 23. Trazado del terreno	96
Figura 24. Ubicación en perfil de tanques rompe carga	97
Figura 25. Perfil del terreno	98
Figura 26. Línea piezométrica	100
Figura 27. Perfil del terreno y línea piezométrica actual	102
Figura 28. Línea piezométrica original y final	105
Figura 29. Esquema ariete hidráulico	108
Figura 30. Ariete hidráulico	109
Figura 31. Bomba centrífuga	111
Figura 32. Esquema sistema de bombeo	112
Figura 33. Estación de bombeo	117
Figura 34. Esquema ubicación tanque almacenamiento	123
Figura 35. Tanque elevado	125
Figura 29. Red de distribución abierta	133
Figura 30. Red de distribución cerrada	137
Figura 31. Tipos de Tuberías en sistemas de alcantarillado	150
Figura 32. Alcantarillado con sistema perpendicular sin interceptor	151
Figura 33. Alcantarillado con sistema perpendicular con interceptor.	152
Figura 34. Alcantarillado perpendicular con interceptor y aliviadero	152
Figura 35. Alcantarillado con disposición en abanico.	153
Figura 36. Alcantarillado con disposición en bayoneta.	154

Figura 37. Convenciones en tuberías de redes de alcantarillado.	156
Figura 38. Parámetros de altura de agua en conductos	164
Figura 39. Grafica de parámetros para flujo parcialmente lleno	165
Figura 40. Unión de colectores.	169
Figura 41. Unión de colectores en régimen subcrítico	170
Figura 42. Unión de colectores en régimen supercrítico.	172
Figura 43. Perfil del terreno	180
Figura 44. Curvas de intensidad-frecuencia-duración	186
Figura 45. Ubicación sumideros	190
Figura 46. Sumidero lateral	192
Figura 47. Esquema sumidero lateral	194
Figura 48. Sumidero de fondo	205
Figura 49. Dimensiones sumidero de fondo	206
Figura 50. Sumidero transversal	211
Figura 51. Detalle sumidero transversal	212
Figura 52. Esquema de aliviadero	212
Figura 53. Vertedero de estrangulamiento	213
Figura 54. Bomba centrífuga tipo axial	218
Figura 54. Bomba de eje vertical	219
Figura 55. Planta bombas de tornillo	221
Figura 56. Bomba tornillo	222

## LISTA DE TABLAS

	pág.
Tabla 1. Vida probable de estructuras y equipo.	25
Tabla 2. Datos de población de Bucaramanga.	31
Tabla 3. Método aritmético	31
Tabla 4. Método geométrico	32
Tabla 5. Método exponencial	33
Tabla 6. Resultados método logístico	34
Tabla 7. Consumo de Schosklisth	35
Tabla 8. Consumos típicos sectores domestico, industrial, comercial, publico	37
Tabla 9. Dotación neta según el nivel de complejidad del sistema	40
Tabla 10. Coeficiente mayoración de caudal	43
Tabla 11. Agua en la tierra	44
Tabla 12. Distribución de agua en la tierra	45
Tabla 13. Clasificación materiales en suspensión	63
Tabla 14. Viscosidad del agua.	67
Tabla 15. Porcentaje de remoción de partículas	75
Tabla 15. Diámetro de válvula de purga	82
Tabla 16. Coeficiente de rugosidad de Hazen-Williams	87
Tabla 17. Densidad y viscosidad del agua según la temperatura	88
Tabla 18. Datos de calculo	93
Tabla 19. Resultados conducción	93

Tabla 20. Datos tanques quiebre de presión	94
Tabla 22. Registros de consumo	120
Tabla 23. Presiones mínimas en la red.	124
Tabla 24. Presiones mínimas en la red	130
Tabla 25. Dotación según el nivel de complejidad	132
Tabla 26. Cotas de Nodos	133
Tabla 27. Periodos y caudales de demanda	133
Tabla 28. Cálculo y resultados	134
Tabla 29. Resultados iteraciones	135
Tabla 30. Distribución horaria de caudales en la red.	135
Tabla 31. Información de la red	138
Tabla 32. Información del terreno	139
Tabla 33. Cálculos y resultados primera iteración.	140
Tabla 34. Resultados resumidos de iteraciones.	140
Tabla 35. Calculo de cotas	141
Tabla 36. Tipos de alcantarillado	149
Tabla 37. Coeficiente de retorno	156
Tabla 38. Consumo por estrato socio-económico	157
Tabla 39. Aportes máximos por conexiones erradas con sistema pluvial	160
Tabla 40. Aporte máximo por drenaje domiciliario de aguas lluvias sin sistema pluvial	160
Tabla 41. Valores del coeficiente de rugosidad de Manning	167
Tabla 42. Relación radio de curvatura y diámetro del colector	171
Tabla 43. Relación diámetros de colectores entrada y salida	173

Tabla 44. Profundidad mínima colectores sanitarios	175
Tabla 45. Velocidad máxima en colectores sanitarios	177
Tabla 46. Cuadro de cálculo de alcantarillado	180
Tabla 47. Coeficiente de escorrentía	185
Tabla 48. Periodo de retorno para sistemas de alcantarillados	187
Tabla 49. Velocidad máxima alcantarillados pluviales	189

## LISTA DE FOTOGRAFÍAS

	Pág.
Fotografía 1. Embalse Shasta, estado de California	46
Fotografía 2. Cámara de salida, captación golondrinas	54
Fotografía 3. Vista Bocatoma de Fondo, captación golondrinas	55
Fotografía 4. Bocatoma lateral, con presa de compuertas radiales	56
Fotografía 5. Torre de toma el Villar, España	58
Fotografía 6. Vista desarenador, planta Bosconia	64
Fotografía 7. Conducción Bosconia-Estadio, Bucaramanga	78
Fotografía 8. Conducción golondrinas-PTAP la flora	79
Fotografía 9. Detalle Anclaje	84
Fotografía 10. Estación de bombeo, Bucaramanga	117
Fotografía 11. Tanque elevado en concreto municipio Beira, Mozambique	126
Fotografía 11. Tubería ventilación tanque subterráneo	128
Fotografía 12. Sumidero lateral	205

## LISTA DE GRAFICAS

	pág.
Grafica 1. Método aritmético	32
Grafica 2. Método geométrico	33
Grafica 3. Método exponencial	34
Grafica 4. Consumos mensuales	42
Grafica 5. Variación horaria de caudal.	43
Grafica 6. Consumo acumulado diario, alimentación por gravedad	121
Grafica 7. Consumo acumulado diario, alimentación por bombeo	122

## RESUMEN

**TITULO: MATERIAL DIDACTICO PARA LA ASIGNATURA DE ACUEDUCTOS Y ALCANTARILLADOS<sup>+</sup>**

**AUTOR:**

TORRES CAMARGO, Julio Cesar<sup>++</sup>

### **PALABRAS CLAVES**

Saneamiento básico, abastecimiento, acueductos, estructuras hidráulicas, consumo de agua, caudal de diseño, recolección de aguas, alcantarillado.

### **DESCRIPCIÓN:**

El saneamiento básico comprende actividades como el suministro de agua potable para consumo humano y sistemas de recolección de aguas utilizadas. Para una comunidad poseer un sistema de suministro y recolección de aguas genera grandes beneficios desde diferentes puntos de vista, como la salud pública, el desarrollo social y económico. Al intentar resolver el problema de saneamiento básico encontramos que es necesaria la construcción de una serie de estructuras hidráulicas para captación, almacenamiento, transporte de aguas, tanto para el abastecimiento como para la recolección de aguas. Para la proyección de cada estructura hidráulica es necesaria la implementación de metodologías de diseño para cada obra.

El presente documento presenta metodologías de análisis y diseño, de manera clara y fácil de comprender, de estructuras hidráulicas empleadas en proyectos de abastecimiento y recolección de aguas, implementando la utilización de medios didácticos, como son figuras o fotografías, para soportar los múltiples conceptos relacionados con los temas tratados.

El alcance de este aporte es brindar la información básica que permita la concepción, análisis, diseño y desarrollo de proyectos de saneamiento básico, especialmente en pequeñas poblaciones, de tal manera que sirva de apoyo y complemento en el aprendizaje a los estudiantes de la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad Industrial de Santander.

---

<sup>+</sup> Proyecto de grado

<sup>++</sup> Facultad de ingenierías físico mecánicas, escuela de ingeniería Civil, Director: Ing. M. Sc GARCÍA SOLANO, Mario.

## ABSTRACT

**TITLE: EQUIPMENT FOR THE SUBJECT OF DIDACTIC WATER SUPPLY AND SEWAGE REMOVAL<sup>+</sup>**

**AUTHOR:**

TORRES CAMARGO, Julio Cesar<sup>++</sup>

### KEYWORDS

Basic sanitation, supplies, aqueduct, hydraulic structures, water consumption, design flow, water harvesting, sewage.

### DESCRIPTION:

Basic sanitation includes activities such as the provision of potable water for human consumption and systems for collecting waste water. For a community to possess a supply system and water harvesting generates huge profits from various perspectives, such as public health, social and economic development. While attempting to solve the problem of basic sanitation found that it is necessary to build a series of hydraulic structures for capturing, storing, transporting water, both for the supply and for the collection of water. For the projection of each hydraulic structure is needed to implement design methodologies for each work.

This paper presents analysis and design methodologies, in a clear and easy to understand, hydraulic structures employed in supply projects and water harvesting, implementing the use of teaching aids such as photographs or figures to support the multiple concepts with the topics covered.

The scope of this contribution is to provide basic information to enable the design, analysis, design and development projects of basic sanitation, particularly in small towns, so that will support and supplement on learning to students of the School of Civil Engineering from the Industrial University of Santander.

---

<sup>+</sup> Project of degree.

<sup>++</sup> Physics-Mechanics Engineering Faculty, Civil Engineering School, Director Ing. M. Sc GARCÍA SOLANO, Mario

## INTRODUCCIÓN

Dentro de los problemas que enfrentan las sociedades actuales, el saneamiento básico posee enorme importancia para el desarrollo integral de cualquier comunidad. Uno de los elementos esenciales del saneamiento básico es poseer un suministro de agua potable y recolección de las aguas residuales.

La ingeniería civil es un actor principal en la solución de estos problemas, por esto desde la academia se debe formar el futuro ingeniero con conceptos sólidos acerca del saneamiento y le brinde la posibilidad de analizar racional, social e imaginativamente los diferentes problemas que se presentan en las diferentes poblaciones del país.

Hoy en día los sistemas de acueductos y alcantarillados, como parte del saneamiento básico, es necesario desarrollarlos en poblaciones pequeñas y rurales por lo tanto, el futuro ingeniero debe desarrollar la capacidad de analizar los problemas de poblaciones pequeñas y rurales durante su vida en la academia.

Para realizar proyectos de acueductos y alcantarillados es necesario tener en cuenta que tales procesos se deben ajustar a la norma RAS-2000 (reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico).

De esta manera se pretende generar un material didáctico teórico, que sirva a estudiantes de ingeniería civil y demás lectores interesados en los problemas de saneamiento básico, que sea un medio capaz de transmitir la importancia para el desarrollo de una sociedad de un sistema adecuado, acorde a las características de cada zona, de acueducto y alcantarillado.

## 1. JUSTIFICACION

Este proyecto esta fundamentado en la necesidad de crear inquietudes acerca de la solución de problemas de saneamiento básico, y ver que el problema de suministro de agua potable y la recolección de aguas residuales no solo consiste, aunque es un componente esencial, en la construcción de una serie de obras hidráulicas

La planeación, ejecución y funcionamiento de los acueductos y alcantarillados requiere conocimientos acerca de su funcionamiento general y de cada estructura particular. La inversión que se pretende realizar en el país, en materia de saneamiento básico, en los próximos años es considerable, por lo tanto, es necesario que los ingenieros dedicados a este campo cuenten con una formación adecuada de los sistemas de acueductos y alcantarillados

La planeación para las comunidades requiere el conocimiento de diversas variables que influyen en la toma de decisiones por parte de sus gobernantes. La decisión de inversiones sobre el desarrollo de la infraestructura de la ciudad y de los planes de ayuda social están fuertemente afectados actualmente por los riesgos y beneficios que producen dichas inversiones, de estas premisas podemos deducir que es necesario tener conocimiento acerca de los beneficios de un sistema de saneamiento básico.

Estos temas de gran importancia y aplicación en el campo profesional es esencial tratarlos en la educación superior, por esta razón se realiza una recopilación de autores expertos, experiencia del ingeniero encargado de los temas de acueductos y alcantarillados, y los apuntes de clase de las asignaturas sanitaria 1 y sanitaria 2; plasmándolo en este libro.

## **2. OBJETIVOS**

### **2.1 OBJETIVO GENERAL**

Elaborar un material didáctico, básico y complementario para la asignatura de acueductos y alcantarillados, que oriente en el aprendizaje a los estudiantes que la cursan. El material debe brindar un marco conceptual acerca de los proyectos de acueductos y alcantarillados, debe permitir identificar metodologías y técnicas para analizar los diseños de sistemas de saneamiento básico.

### **2.2 OBEJETIVOS ESPECIFICOS**

- Proporcionar un soporte teórico para la asignatura de Acueductos y Alcantarillados.
- Investigar y recopilar información actualizada sobre sistemas de acueductos y alcantarillados.
- Ilustrar mediante fotografías las principales estructuras de un sistema de Acueducto y Alcantarillado, basado en sistemas regionales.
- Generar un directorio básico de sitios Web, donde se encuentren referencias al tema
- Incentivar el estudiante a desarrollar los criterios que le permitan concebir proyectos relacionados con los acueductos y alcantarillados.

### 3. ELEMENTOS DE UN ACUEDUCTO

Un acueducto es un sistema encargado de transportar agua entre dos o más puntos. Esta obra incluye tanto al medio físico a través del cual el fluido será transportado (tuberías, bocatoma, etc.) como a todas las estructuras adicionales necesarias para lograr un adecuado funcionamiento del sistema (Estaciones de Bombeo, Válvulas de todo tipo, Compuertas, Reservas, etc.).

Por lo general, el proyecto de construcción de un sistema de acueducto surge ante la necesidad de proveer de agua a poblaciones que no disponen de la misma, o en caso de disponer, que su calidad sea deficiente. Por estar transportando un recurso de importancia primaria para el desarrollo humano y por estar involucrada en general una cantidad importante de recursos económicos, es que el diseño correcto de esta obra se hace especialmente importante, sobre todo teniendo en cuenta la trascendencia social de la obra en consideración.

#### 3.1. COMPONENTES

Figura 1. Esquema general de abastecimiento



Fuente: <http://www.consorcioaa.com/cmscaa/opencms/CAA/abastecimiento/sistema-generico-de-abastecimiento.htm>.

En términos generales un sistema de acueducto consta de los siguientes elementos:

### 3.1.1. FUENTE DE ABASTECIMIENTO

Las fuentes de abastecimiento de agua es el principal elemento de sistema de abastecimiento de agua y debe estar definida de manera previa a todo el proyecto. Las fuentes de abastecimiento pueden ser superficiales o subterráneas, la elección de una fuente depende de factores como la ubicación, disponibilidad, calidad.

### 3.1.2. OBRAS DE CAPTACION

Las captaciones son las estructuras encargadas de realizar la derivación de agua, desde la fuente de abastecimiento hacia el sistema. El tipo de obra utilizada para el proyecto de abastecimiento depende en primer lugar del tipo de fuente de abastecimiento.

### 3.1.3. CONDUCCION

La conducción es la encargada de transportar el líquido, en un sistema de abastecimiento se presentan conducciones entre diferentes puntos en el sistema, por ejemplo del desarenador a la planta de tratamiento, o de la planta al tanque de almacenamiento. Las conducciones pueden trabajar, desde el punto de vista hidráulico, de dos maneras:

- Flujo libre: Canales, túneles (abiertos, cerrados)
- Flujo a presión: Tuberías y túneles.

### 3.1.4. ESTACIONES DE BOMBEO

Las estaciones de bombeo no son necesarias en todos los sistemas de abastecimiento, se utilizan en aquellos que por razones topográficas sean necesarias. En Bucaramanga encontramos la estación de bombeo de Bosconia, ubicada hacia el norte de la ciudad.

### 3.1.5. PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUA.

Debido a que el agua natural no es apta para el consumo humano, es necesario tratarla mediante procesos físicos y químicos.

### 3.1.6. ALMACENAMIENTO DE AGUA

El almacenamiento se lleva a cabo por razones de funcionamiento del sistema debido a que el caudal aportado no es siempre constante, y la demanda tampoco es constante, de esta manera se almacena cuando la demanda es menor que el suministro y se utiliza cuando la demanda es mayor que el suministro.

### 3.1.7. DISTRIBUCION

La distribución se realiza por medio de una red de tuberías que llevan el agua a cada domicilio. Las redes de distribución funcionan a presión.

## 4. CRITERIOS BASICOS DE DISEÑO

### 4.1. PERIODO DE DISEÑO.

Para realizar el diseño de un sistema de abastecimiento de agua es necesario considerar la vida útil del sistema, el periodo de diseño para cualquier obra de ingeniería es el número de años en los cuales una obra debe prestar de manera eficiente el servicio para lo cual fue diseñada.

Para la determinación del tiempo en el cual el sistema será 100% eficiente debemos tener presentes una serie de variables que se deben evaluar para obtener un proyecto económicamente viable.

Factores determinantes en la fijación del periodo de diseño.

- Vida útil de las instalaciones y equipo.
  - Facilidades de construcción y ampliación de acuerdo con las condiciones locales.
  - Rata de crecimiento de la población servida.
  - Posibilidades de financiamiento y rata de interés.
  - Funcionamiento de las obras en los primeros años cuando no está trabajando a capacidad plena.
- 
- *Vida útil de las instalaciones y equipo.*

La vida útil de los diferentes elementos componentes del sistema de acueducto tiene gran influencia en el periodo de diseño del sistema, ya que estos se ven deteriorados por desgaste o se vuelven obsoletos. Es muy común asignar el periodo de diseño al sistema por la red de distribución o la PTAP, los cuales son elementos difícilmente reemplazables cuando terminen su vida útil o queden fuera de servicio, caso diferente al de otros elementos como son las bombas.

- *Facilidades de construcción y ampliación de acuerdo con las condiciones locales.*

La determinación del periodo de diseño de un proyecto de abastecimiento de agua esta ligado a factores económicos, por ello para asignar un periodo de diseño al sistema debemos tener presente las facilidades de construcción que inducirán a mayores o menores periodos de inversión.

La posibilidad de realizar el proyecto por etapas debe ser analizada, ya que económicamente produce bajos niveles de inversión inicial.

Tabla 1. Vida probable de estructuras y equipo.

ESTACIONES DE BOMBEO	10-15	Años
POZOS PROFUNDOS	10-30	Años
PLANTA DE TRATAMIENTO	20-30	Años
TUBERIA ACUEDUCTO	20-30	Años
REPRESAS Y TUNELES	50-100	Años
ACOMETIDAS	10-20	Años
ESTRUCTURA Y EDIFICIOS DE HORMIGON Y METAL	30-50	Años
ESTRUCTURA Y EDIFICIO DE LADRILLO	30	Años
VEHICULOS	5	Años
MUEBLES Y ENSERES	10	Años

Fuente: Romero y Serna. Acueductos teoría y diseño, 2005. p. 33

- *Rata de crecimiento de la población servida.*

Actualmente en el mundo, el crecimiento de una población obedece a factores económicos, sociales y de desarrollo cultural.

El sistema de abastecimiento de agua es fundamental para una población, por ello el proyecto debe analizar la dinámica poblacional y ser capaz de impulsar el desarrollo de la misma, no de frenarlo.

Cuando la población para la cual se esta proyectando el sistema tiene una dinámica poblacional fuerte es necesario la construcción del sistema en una sola etapa.

- *Posibilidades de financiamiento y rata de interés.*

Generalmente los municipios Colombianos para llevar a cabo la construcción de sistemas de abastecimiento de agua recurren a préstamos con diferentes entidades. Si las tasas de interés para préstamos son bajas es conveniente proyectar y construir los sistemas en una sola etapa. Cuando las tasas de interés son altas es conveniente, financieramente, proyectar el sistemas por etapas.

- *Funcionamiento de las obras en los primeros años cuando no están trabajando a capacidad plena.*

En Colombia existe el reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico (RAS).

En la RAS encontramos que el periodo de diseño debe estar de acuerdo al nivel de complejidad. El nivel de complejidad es definido en la misma.

#### 4.2. POBLACION DE DISEÑO

La población servida por el sistema de abastecimiento de agua es el principal parámetro en el diseño de un sistema de acueducto, ya que precisamente los acueductos se diseñan para solucionar los problemas de saneamiento básico de las diferentes comunidades humanas.

El tamaño de un sistema de abastecimiento es proporcional a la población servida, la población para la cual se va a diseñar el sistema de abastecimiento no es la actual y dependiendo de la dinámica poblacional a través del tiempo obtenemos la población de diseño.

El crecimiento de una comunidad humana es de función factores económicos, sociales, culturales, industriales. Un sistema de abastecimiento de agua propicia las condiciones para el desarrollo de la comunidad servida.

Determinar la población de diseño es una tarea complicada para el ingeniero diseñador, por la información demográfica necesaria, factores difíciles de incluir en los cálculos de población, como son el aumento de la tasa de natalidad y

disminución de la tasa de mortalidad de la población, de esta manera la predicción de la población se hace cada vez más compleja.

Las fuentes de información demográfica en Colombia son las siguientes.

- DANE, Departamento Administrativo Nacional de Estadística.
- Anuarios estadísticos de cada departamento.
- Servicio seccional de Salud.
- Acciones comunales para las comunidades rurales.
- Comisiones municipales de Planeación.

Realizar la predicción de la población es un proceso muy complejo por el número de variables que involucra, por lo tanto, la población solo puede determinarse de manera aproximada. Los errores en la predicción de la población puede traer como consecuencia la variación del periodo de diseño, disminuyendo o aumentando la fecha de la ampliación del sistema. Económicamente, los errores en la predicción de la población, son apreciables en los altos costos de inversión inicial y altos costos de financiación.

## ESTIMACIÓN DE LA POBLACIÓN

Para la determinación de la población futura se tiene diversas metodologías. La elección de determinada metodología depende de los registros de población disponibles, A continuación se presentan las metodologías mas generalizadas.

### *4.2.1. Método de comparación grafica.*

Este método generalmente es utilizado en proyectos donde la información demográfica es poco confiable o insuficiente.

El método consiste en realizar una comparación de manera grafica de la población en estudio con otros. Este método supone que la población en estudio tendrá una tendencia de crecimiento similar al promedio de las otras tres.

En la norma Ras titulo B, encontramos las características de la poblaciones con la cuales se realizara la comparación.

Población A: Es la Población en estudio.

Población B: Debe ser de la misma región, con desarrollo, clima y tamaño similar al del municipio en estudio, Población.

C: Debe ser de la misma región, con desarrollo, clima y con un numero de habitantes mayor al del municipio en estudio.

Población D: Debe ser de otra región del país, con un número de habitantes mayor al del municipio en estudio y con un desarrollo y clima similar.

Obviamente los datos de las poblaciones B, C, D deben ser confiables en cuanto a crecimiento de población.

El procedimiento de desarrollo se ilustrara en un ejemplo posterior.

#### 4.2.2. Crecimiento lineal o crecimiento aritmético.

El método aritmético o lineal supone que la población crece de manera independiente al tamaño, es decir que la población aumenta en cada periodo un número fijo de habitantes. El método considera que los habitantes crecen proporcionalmente con el transcurso del tiempo, gráficamente se puede representar mediante una recta.

Para obtener la proyección de la población por el método aritmético, necesitamos los dos últimos censos practicados en lugar. Este método de proyección es totalmente teórico y solo es aplicable a pequeñas poblaciones rurales y ciudades muy estabilizadas con áreas para desarrollo futuro casi nulo.

El método tiene el siguiente modelo matemático.

$$\frac{dP}{dT} = K \text{ de donde } dP=K \times dT$$

$$\text{Integrando } \int_{P_0}^{P_1} dP = \int_{t_0}^{t_1} K \times dt; \quad P_1 - P_0 = Kx(t_1 - t_2)$$

$$K = \frac{P_1 - P_0}{t_1 - t_0} = \frac{P_1 - P_0}{m}$$

Donde: m: Periodo intercensal entre los periodos P1 y P0.

t1: Año correspondiente al censo P1.

t0: Año correspondiente al censo P0.

K: Constante o rata de crecimiento aritmético.

Entonces:

$$P = P_1 + n \left[ \frac{P_1 - P_0}{m} \right]$$

Donde P: Población de diseño.

N: Periodo comprendido entre el ultimo censo considerado y el ultimo año del período de diseño.

#### 4.2.3. Crecimiento geométrico.

Este método de proyección de población tiene en cuenta que el crecimiento de población es proporcional a su tamaño en todo momento. Este método puede ser usado en poblaciones en las cuales están en continuo desarrollo y crecen manteniendo un porcentaje constante obtenidos en periodos censales anteriores. La representación grafica seria la de una curva de interés compuesto.

El modelo matemático que rige esta metodología es.

$$\frac{dP}{dt} = rP \text{ de donde } \frac{dP}{P} = rdt$$

Donde P: Población.

r: Constante crecimiento geométrico.

t: Tiempo.

n: Numero de años entre el ultimo censo y el ultimo periodo de diseño.

Integrando:

$$\int_{P_0}^{P_1} \frac{dP}{P} = \int_0^n r x dt;$$

$$r(n) = \ln \left( \frac{P}{P_0} \right); P = P_1 \cdot e^{r(n)}$$

Demostramos que:

$$e^{r(n)} = (1 + r)^n$$

Sacando logaritmo en ambos miembros de la ecuación:  $\ln P = \ln P_1 + n \cdot \ln(1+r)$

Entonces:

$$r = \frac{\ln P - \ln P_1}{n}; e^{r(n)} = (1 + r)^n$$

$$\text{Por lo tanto: } P = P_1(1 + r)^n$$

#### 4.2.4 Método exponencial.

Este método supone que la tasa de crecimiento de la población crece a ritmo constante y en periodos de tiempo aproximadamente iguales. Este método se puede aplicar si se conocen tres registros históricos de población.

El modelo matemático es el siguiente:

$$\frac{dP}{dt} = K_g P \rightarrow \frac{dP}{P} = K_g dt$$

Integrando obtenemos:  $\ln P_2 - \ln P_1 = K_g(t_2 - t_1)$

$$K_g = \frac{\ln P_2 - \ln P_1}{t_2 - t_1}$$

$$\ln P_2 = \ln P_1 + \bar{K}_g(t_2 - t_1)$$

Este método es aplicable cuando se conocen tres registros históricos de población y la comunidad se encuentra en una etapa continua de desarrollo y crecimiento poblacional.

$\bar{K}_g$  es un promedio y necesita mínimo 2 valores.

#### 4.2.5. Método Logístico (utilizado en microbiología).

Este método esta basado en observaciones, las cuales han comprobado que al principio el crecimiento de la población es de tipo geométrico, pasando a un crecimiento lineal (aritmético) y disminuyendo la tasa de crecimiento hasta llegar a la población de saturación.

Podemos decir que este método supone el crecimiento de la población como una variable que es dependiente del tiempo de vida de la población.

Esta metodología de proyección de población requiere como mínimo tres datos censales.

El procedimiento más frecuente al utilizar este método son los siguientes.

- La población de saturación se calcula para la población en cuestión.
- Se procede a graficar los valores de la población pasada y el valor de la población de saturación.
- Se traza una curva que ajuste los valores de población pasados y el valor de saturación.

El modelo matemático para el método logístico es el siguiente.

$$P = \frac{S}{1 + m \cdot e^{bt}}$$

Donde:

S: Población de saturación.

m,b: Constantes.

P0,P1, P2: Población en los tiempos t0, t1, t2.

$$S = \frac{2P_0 \cdot P_1 \cdot P_2 - P_1^2(P_0 + P_2)}{P_0 \cdot P_1 - P_1^2}$$

$$m = \frac{S-P_0}{P_0}; b = \frac{1}{n} \ln \frac{P_0-P_1}{P_1(S-P_0)}$$

#### 4.2.6 Método de Proporción y comparación.

Este método supone que la población de una comunidad puede compararse con el crecimiento de una población mayor, tal como la de su provincia o Departamento.

De esta manera utilizando un sistema de correlación adecuado puede estimarse la población de un municipio conociendo la tendencia del departamento donde se ubica.

Los factores escalares utilizados en este método son:

$$\frac{P_2}{P_{2R}} = \frac{P_1}{P_{1R}}$$

Donde:

$P_2$ : Población proyectada.

$P_{2R}$ : Población proyectada de una región mayor.

$P_1$ : Población según el último censo.

$P_{1R}$ : Población de la región mayor según el último censo.

Kr: Constante de proporcionalidad.

#### 4.2.7. Método de la tasa decreciente de crecimiento.

Las poblaciones a medida que crecen en virtud de su desarrollo generalmente su tasa de crecimiento va disminuyendo.

La metodología de la tasa decreciente es muy confiable para estimar la población de comunidades que poseen un desarrollo estable.

Para la aplicación de este método primero debemos encontrar la población de saturación, mediante el método logístico visto anteriormente, y se calcula la constante de tasa  $K_d$ .

$$\frac{dP}{dt} = K_d(S - P)$$

Donde

P: Población histórica.

$K_d$ : Constante de la tasa de crecimiento.

S: Población de saturación.

$$dP = K_d(S - P)dt$$

$$\int_{P_0}^{P_1} \frac{dP}{(S - P)} = \int_{t_0}^{t_1} K_d \cdot dt$$

Integrando por partes:

Sea:  $U = (S - P)$ ;  $dU = -dP$

$$\int_{U_0}^{U_1} \frac{dU}{U} = \int_{t_0}^{t_1} K_d \cdot dt$$

Luego:

$$-\ln\left(\frac{U_1}{U_0}\right) = K_d \cdot (t_1 - t_0) \quad \blacktriangle \quad K_d = \frac{-\ln\left[\frac{S-P_1}{S-P_0}\right]}{t_1-t_0}$$

Para una población futura,

$$K_d = \frac{-\ln\left[\frac{S-P}{S-P_0}\right]}{t-t_1}$$

Luego:

$$P = S - (S - P_1) \cdot e^{-K_d(t-t_1)}$$

#### EJEMPLO ESTIMACION DE POBLACION.

A continuación, se aplican algunas de las metodologías de proyección de población vistas anteriormente aplicadas para la población de Bucaramanga, la cual se desea conocer su población para el año 2027. Se muestran en el siguiente cuadro los datos de censos del DANE para esta localidad.

Tabla 2. Datos de población de Bucaramanga.

DATOS DE CENSO							
AÑO	2005	1993	1985	1973	1964	1951	1938
POBLACION	509216	464583	360000	45000	37400	354126	325462

Fuente: Archivos DANE

- Método aritmético.

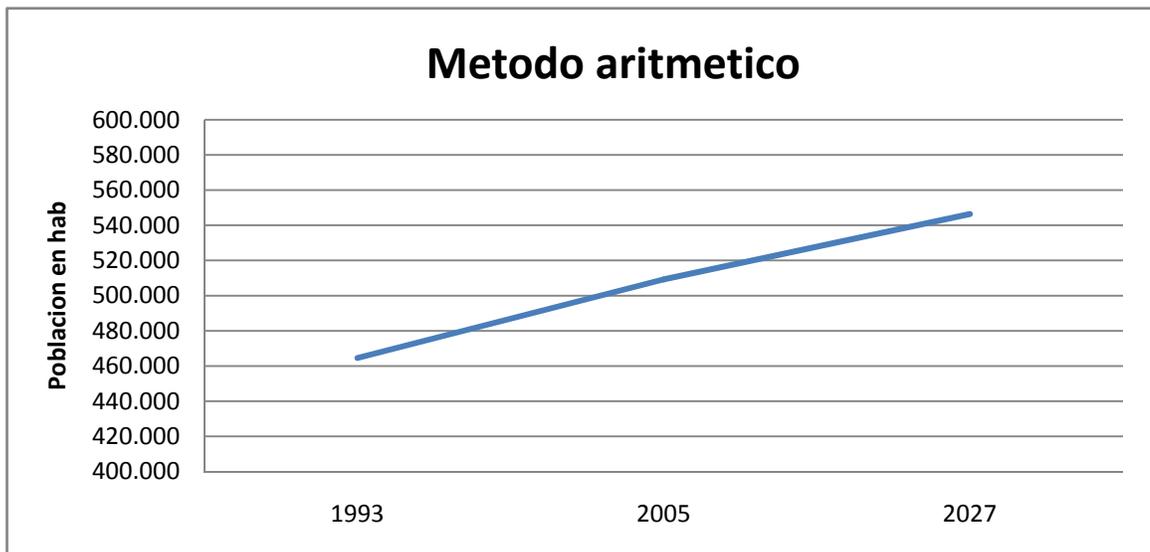
$$P = P_1 + n \left[ \frac{P_1 - P_0}{m} \right]$$

Tabla 3. Método aritmético

P1	509,216	Hab
P0	464,583	Hab
n	22	años
m	12	años
K	3719.416	hab/año
P(2027)	591043	Hab

Fuente: El autor

Grafica 1. Método aritmético.



Fuente: El autor

- Método Geométrico

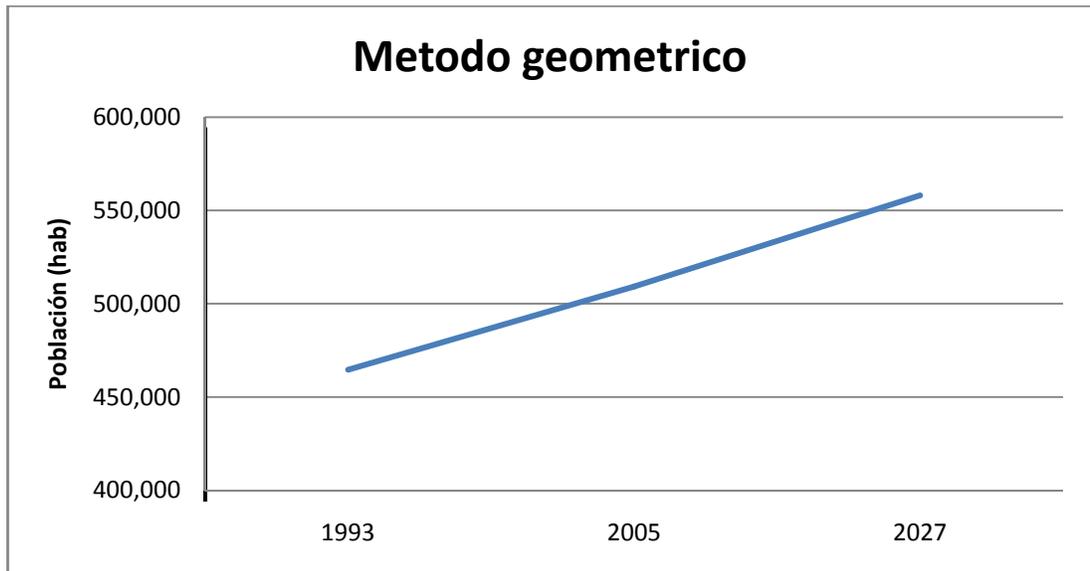
$$P = P_1(1 + r)^n$$

Tabla 4. Método geométrico

P1	509,216	Hab
P0	464,583	Hab
n	22	Años
t1	2027	
t0	2005	
r	0.00416964	hab/año
P(2027)	558136.941	hab

Fuente: El autor

Grafica 2. Método geométrico



Fuente: El autor

- Método exponencial.

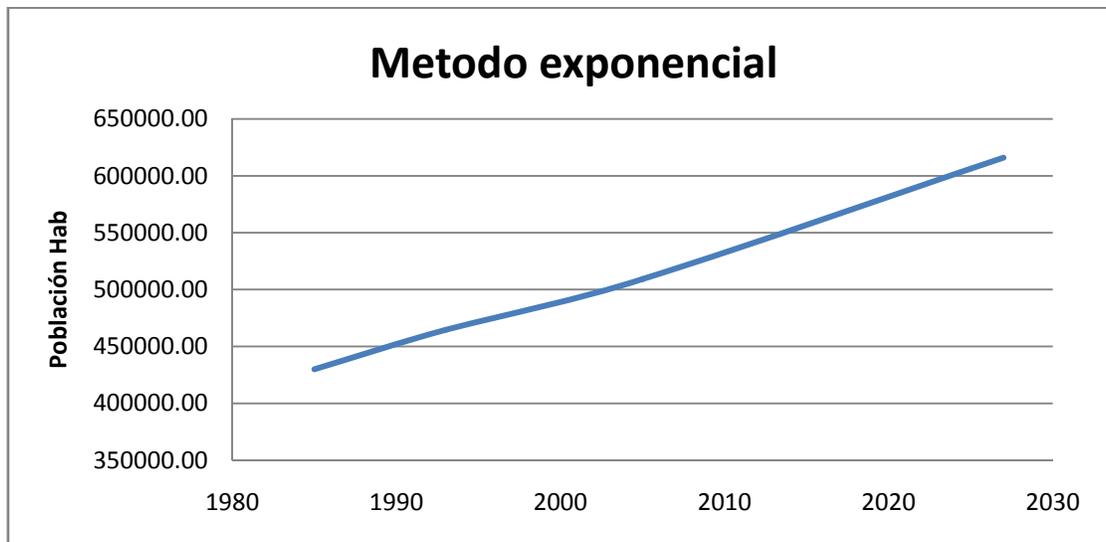
$$\ln P_2 = \ln P_1 + \bar{K}_g(t_2 - t_1)$$

Tabla 5. Método exponencial.

P2	509,216	Hab
P1	464,583	Hab
P0	360000	Hab
t2	2005	Año
t1	1993	Año
t0	1985	Año
Kg1	0.01	hab/año
Kg2	0.0319	hab/año
Kg2	0.020	hab/año
P(2027)	786533.08	hab

Fuente: el autor

Grafica 3. Método exponencial



Fuente: El autor

- Método Logístico

$$P = \frac{S}{1 + m \cdot e^{bt}}$$

$$S = \frac{2P_0 \cdot P_1 \cdot P_2 - P_1^2 (P_0 + P_2)}{P_0 \cdot P_1 - P_1^2}$$

$$m = \frac{S - P_0}{P_0},$$

$$b = \frac{1}{n} \text{Ln} \frac{P_0 - P_1}{P_1 (S - P_0)}$$

Tabla 6. Resultados método logístico

P2	509,216	Hab
P1	464,583	Hab
P0	360000	Hab
t2	2005	Año
t1	1993	Año
t0	1985	Año
m	0.48	Hab/año
b	-0.0999	Hab/año
S	531269.0881	Hab
P(2027)	504585.97	Hab

Fuente: El autor

Podemos observar que con cada metodología de estimación de población obtenemos proyecciones que son muy variadas, el método exponencial me estima el mayor número de habitantes para el periodo de diseño seleccionado, el método aritmético y geométrico no difieren mucho en sus resultados. Entre tanto el método logístico me indica que la población de esta ciudad esta muy cerca de la población de saturación y en el periodo de tiempo considerado el aumento de la comunidad no será significativo.

Del ejemplo visto anteriormente podemos concluir que la estimación de la población de una comunidad es una tarea nada sencilla, aunque por la facilidad de sus cálculos se puede creer otra cosa, La norma RAS nos dice cuales son las metodologías mínimas que se deben realizar para la estimación de la población de diseño dependiendo del nivel de complejidad en el cual se encuentra enmarcado el proyecto.

### 4.3. USOS DEL AGUA.

El conocimiento de esta información es muy importante para el dimensionamiento de las estructuras que van a componer nuestro sistema de abastecimiento de agua.

Los usos de agua potable en una población, establecidos en la RAS, son los siguientes.

- *Uso residencial.*

El uso residencial esta constituido principalmente por el consumo de agua en el hogar en actividades tales como: Agua de consumo, agua de lavado de ropa, instalaciones sanitarias, baño, limpieza, lavado de vehículos.

Cuando no se tienen registros históricos acerca del consumo de agua en la comunidad es frecuente utilizar los consumos de agua de **Schocklisth**, que presentan los siguientes valores de consumo.

Tabla 7. Consumo de Schosklisth

BEBIDA, COCINA, LAVADO DE PLATOS	20-30 hab/día
LAVADO DE ROPA	10-15 hab/día
INODOROS	15-20/ descarga
LAVADO DE PISOS	1.5 l/m <sup>2</sup>
RIEGO DE JARDINES	1.5 l/m <sup>3</sup>
LAVADO DE AUTOMOVIL	250-300 l
ASEO PERSONAL(DUCHA)	20-75 hab/día

Fuente: Romero y Serna. Acueductos teoría y diseño, 2005. p, 44

El uso de agua potable residencial en las comunidades obedece a condiciones socio-económicas, variando de acuerdo a nivel económico de la comunidad.

El reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico (RAS-2000) establece que para el consumo residencial debe tenerse en cuenta que el consumo de agua aumenta con el tiempo.

- *Uso Industrial y Comercial*

El uso industrial y comercial puede ser representativo en las áreas destinadas al comercio y a la industria.

Aunque muchos autores a incluido datos para los diferentes tipos de industrias, se recomienda solicitar directamente los datos de consumo a las industrias y zonas de comercio incluidas en el proyecto de abastecimiento de agua potable.

Cuando las industrias y comercios se encuentran distribuidos por diferentes zonas y no tienen una representación significativa en el consumo, puede estimarse mediante consumo por persona.

- *Uso escolar*

Al hablar del uso escolar de agua potable escolar hace referencia a que se debe tener en cuenta si en el proyecto están incluidas instituciones escolares se debe considerar la permanencia durante el día de una población adicional.

- *Uso publico*

Este consumo esta constituido por el agua utilizada en riego de zonas verdes, lavado de calles, mataderos, parque, hospitales, etc.

- *Perdidas en la red*

Aunque no en realidad no sea un uso que se le quiera a dar a el agua, se debe considerar ya que las pérdidas ocurren en cualquier red de distribución de agua potable.

Las perdidas ocurren especialmente por el agua que escapa de la red de distribución, conexiones sin autorización, errores de lectura de los medidores.

- *Uso por incendio*

Un sistema de abastecimiento de agua debe considerar ser un medio para combatir este tipo de siniestros.

Tabla 8. Consumos típicos sectores domestico, industrial, comercial, publico.

<b>CONSUMO</b>	<b>ITEM</b>	<b>CONSUMO (L-hab/día)</b>
<b>DOMESTICO</b>	Aseo personal	45.0
	Descarga de sanitarios	40.0
	Lavado de ropa	20.0
	Cocina	15.0
	Riego de jardines	10.0
	Lavado de pisos	5.0
	<b>CONSUMO TOTAL DOMESTICO</b>	<b>135.0</b>
	<b>INDUSTRIAL Y COMERCIAL</b>	
	lecherías	0.8
	Fábricas de bebidas	0.2
	Fabricas de hielo	1.0
	Curtiembres	0.5
	Edificios Industriales	10.0
	Almacenes	3.5
	<b>CONSUMO TOTAL IND Y COM</b>	<b>16.0</b>
<b>PUBLICO</b>	Lavado de calles	8.0
	Mataderos	0.4
	Hospitales	0.6
	Riego de parques	9.0
	Lavado de alcantarillado	3.0
	<b>CONSUMO TOTALPUBLICO</b>	<b>21.0</b>
<b>SUBTOTAL</b>		<b>172.0</b>
<b>PERDIDAS Y DESPERDICIOS</b>	% del subtotal anterior	28.0
	se puede adoptar un 17%*	
<b>CONSUMO TOTAL PARA CAUDAL DE DISEÑO</b>		<b>200.0</b>

**\* El porcentaje de pérdidas y desperdicios depende en gran parte de la infraestructura del municipio para controlar estos factores.**

Fuente: Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados 19995, Lopez Cualla, pag 51.

#### 4.4. FACTORES QUE AFECTAN EL CONSUMO DE AGUA.

El consumo de agua potable en las comunidades está afectado por diversos factores. Los factores que tienen mayor incidencia en el consumo de agua de una población encontramos:

- Condiciones económicas y sociales.
- Condiciones climatológicas.
- Control mediante medidores de agua y tarifas.
- Servicio de alcantarillado.
- Presión en la red de distribución del agua.
- Tamaño de la comunidad.

A continuación explicaremos cada factor.

- *Condiciones económicas y sociales.*

Según registros históricos se puede asegurar que el consumo de agua está dado de acuerdo a las condiciones económicas, sociales, culturales de una comunidad. Por esta razón el consumo en capitales de departamento es mayor que en los pequeños municipios o caseríos.

- Condiciones climatológicas.

Las condiciones climatológicas modifican sustancialmente las actividades del hombre. Por ejemplo, en un ambiente calido será mas frecuente el aseo, se necesitara mayor agua de consumo, se emplearan sistemas de refrigeración y riego de zonas verdes será as intensivo.

- Control mediante medidores de agua y tarifas.

El control mediante medidores y el cobro por tarifa de agua crea un impacto psicológico sobre los consumidores de manera que al saber que el cobro es por cantidad, de esta manera el consumo es menor que si existen estos controles.

➤ Servicio de alcantarillado.

Las comunidades que poseen un servicio de alcantarillado, tiene mayor facilidad de evacuación del agua que consumen por tal razón en estas comunidades el consumo tiende a ser mayor. La variación de este consumo según López Cualla (1995), se encuentra entre 300 l-hab/día para grandes ciudades a 40 l-hab/día para población que no tienen ningún servicio de recolección de aguas.

➤ Presión en la red de distribución del agua.

Las presiones en la red afectan el consumo, cuando hay grandes presiones en la red el desperdicio de agua al abrir un punto hidráulico es excesivo. También se puede considerar que la red con mucha presión es factible que se rompan las tuberías, aumentando las pérdidas de la red.

➤ Tamaño de la comunidad.

Investigaciones realizadas en países desarrollados demuestran que el consumo de agua aumenta con el tamaño de la comunidad (Romero y Corcho, 2003). Por lo tanto es de esperarse que al realizar la proyección de la población de diseño se tenga en cuenta que va acompañado por un aumento del consumo de agua.

## 5. CAUDAL DE DISEÑO.

El caudal de diseño para un sistema de abastecimiento de agua potable, como se dijo anteriormente va a estar dado en función de la población a la cual se va a servir. Para poder deducir el caudal de diseño necesitamos conocer.

- Población: Esta población se refiere a la población futura, población para el periodo de diseño que se considera en el proyecto. Los métodos para estimar la población futura se mencionaron anteriormente.
- Dotación medio diaria: Es el consumo que requiere cada persona para sus actividades propias y se expresa en L/hab-día. Para determinarla existen dos maneras aceptadas en nuestro país. Mediante el reglamento del sector de saneamiento y agua potable, o con las normas locales para acueductos y alcantarillados, o por registro como anteriormente se explico.

Tabla 9. Dotación neta según el nivel de complejidad del sistema

Nivel de complejidad del sistema	Dotación neta mínima (L/hab-día)	Dotación neta máxima (L/hab-día)
Bajo	100	150
Medio	120	175
Medio Alto	130	-
Alto	150	-

Fuente: Reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico (2000)

Un factor que se debe tener en cuenta al estimar el consumo son las pérdidas del sistema, las perdidas en el sistema es la diferencia del volumen de agua tratada y el volumen medido en las domiciliarias.

Según lo establecido en la resolución del año 2002 de la CRA, el máximo nivel de pérdidas por agua no contabilizada para sistemas de acueducto deben ser el 30%.

La dotación bruta se establece según la siguiente ecuación:

$$d_{bruta} = \frac{d_{neta}}{1 - \%p}$$

En base a la información anterior podemos calcular la demanda.

### 5.1. CAUDAL MEDIO DIARIO.

El caudal medio diario (Qmd) se define como el promedio aritmético de los caudales día a día en un año. La norma RAS-2000 y depende del consumo expresado en L/hab-día, la población de diseño. Y se calcula por medio de la siguiente ecuación:

$$Q_{md} = \frac{P * d_{bruta}}{86400} \text{ Expresano en LPS}$$

### 5.2. CAUDAL MAXIMO DIARIO.

El caudal máximo diario QMD, es el caudal máximo diario que se presenta durante 24h, en un periodo de 365 días. En otros términos el QMD es el día del año en el cual se presenta la máxima demanda en el sistema. Y se calcula según la siguiente expresión.

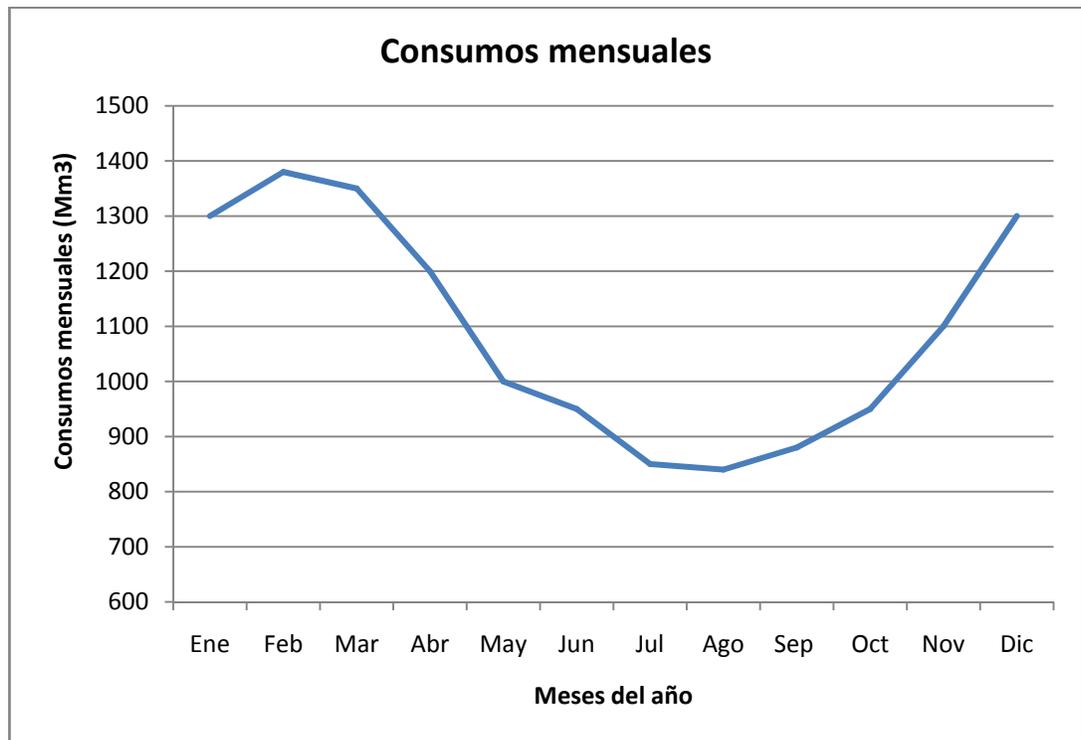
$$QMD = k1 * Qmd, \text{ L/s.}$$

k1 es el coeficiente de consumo máximo diario, la norma RAS-2000 establece el valor de k1 de acuerdo al nivel de complejidad del sistema. Su rango es de 1.2 a 1.3. Para sistemas en funcionamiento el valor debe sacarse de registros históricos de consumo.

Posteriormente se explicara el significado del valor de k1.

Variación de consumo en la población Mexicana de Raconcagua en el año de 1994.

Grafica 4. Consumos mensuales



Fuente: <http://www.bvsde.paho.org/bvsaidis/mexico26/l-002.pdf>

### 5.3. CONSUMO MAXIMO HORARIO.

El consumo máximo horario, es la mayor demanda que se presenta en una hora durante un año. La determinación se realiza mediante registros hora a hora durante un año, mediante la ecuación que encontramos en la norma RAS-2000:

$$QMH = k_2 * QMD$$

$k_2$  es el coeficiente de consumo máximo horario, y es la relación entre el, caudal máximo horario, QMH, y el caudal máximo diario, QMD. La norma RAS-2000 establece el valor de  $k_2$  de acuerdo al nivel de complejidad del sistema y el tipo de red de distribución. Su rango es de 1.4 a 1.6. Para sistemas en funcionamiento el valor debe sacarse de registros históricos de consumo.

Posteriormente se explicara el significado del valor de  $k_2$ .

Tabla 10. Coeficiente mayoración de caudal

Nivel de complejidad del sistema	Red menor de distribución	Red secundaria	Red matriz
Bajo	1.60	-	-
Medio	1.60	1.50	-
Medio alto	1.50	1.45	1.40
Alto	1.50	1.45	1.40

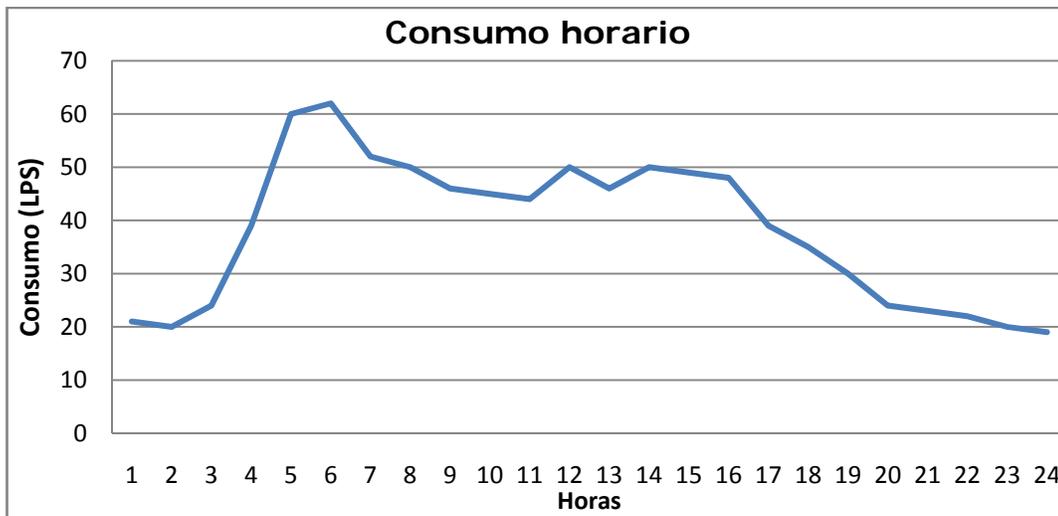
Fuente: RAS-2000

#### 5.4. COEFICIENTES DE CONSUMO DEL CAUDAL MAXIMO HORARIO.

Durante un día cualquiera el consumo de agua en una población varían en cada momento de acuerdo a las costumbres y actividades que posean, en una comunidad los picos de Consumo dependen en gran medida del tamaño de la población ya que una población pequeña tiene costumbres muy homogéneas en su población, es decir que la demanda ocurre en el mismo periodo de tiempo, entretanto las grandes aglomeraciones urbanas tienen costumbres muy heterogéneas siendo las variaciones de consumo menores.

En el siguiente gráfico podemos observar la variación de horaria de consumo durante el día.

Gráfica 5. Variación horaria de Caudal



Fuente: <http://www.bvsde.paho.org/bvsaidis/mexico26/l-002.pdf>

## 6. FUENTES DE ABASTECIMIENTO DE AGUA.

“Nuestro planeta, llamado planeta azul, esta ocupado en sus 2/3 partes por agua” (drinking.org, 2005). Los océanos representan casi el 97% del total el agua en el planeta, el agua dulce representa menos del 3% del total, y no toda es apta para el consumo humano, de hecho, del total de agua dulce solo 1/3 se encuentra en estado liquido ya que el resto aparece congelada en los glaciares. De lo anterior podemos ver que del total del agua en el planeta, solo un pequeño porcentaje es adecuado para sistemas de abastecimiento de agua potable.

Tabla 11. Agua en la tierra

AGUA EN LA TIERRA	1370x10 <sup>6</sup> Km <sup>3</sup>
AGUA SALADA	97.20%
AGUA SOLIDA	2.10%
VAPOR DE AGUA	0.001%
AGUA DULCE	0.60%

Fuente: <http://www.drinking-water.org/html/es/Sources/Where-is-the-Earths-Water.html>

La elección de la fuente de abastecimiento del proyecto es una actividad de importancia clave en el éxito del sistema. Las fuentes que pueden ser utilizadas para cada proyecto de abastecimiento de agua, generalmente son muy limitadas. Entre las fuentes de abastecimiento de agua potable encontramos:

- Agua superficial.
- Agua subterránea.
- Agua de precipitación.

Tabla 12. Distribución de agua en la tierra

Lagos de agua dulce	123000 Km <sup>3</sup>
Ríos	1230 Km <sup>3</sup>
Humedad del suelo	65000 Km <sup>3</sup>
Agua subterránea (Hasta 800m de profundidad)	4000000 Km <sup>3</sup>
Agua subterránea a mayor profundidad	4000000 Km <sup>3</sup>

Fuente: <http://www.lenntech.com/espanol/FAQ-cantidad-agua.htm>

Para la elección de la fuente es necesario tener en cuenta las características de la zona en el cual se va a llevar a cabo el proyecto. Sin importar el tipo de fuente de abastecimiento que se elija, se debe tener en cuenta requisitos mínimos de calidad, cantidad y localización.

El conocimiento global y particular de las características de cada una de las fuentes disponibles conducirá a una elección adecuada en términos técnicos y económicos de cada una de las alternativas de fuentes de abastecimiento.

### 6.1. AGUA SUPERFICIAL.

El agua superficial la encontramos en forma de escorrentía en los ríos, vertientes, manantiales, y en forma de vaso con una extensión homogénea como los lagos. Para la elección de esta alternativa de fuente de abastecimiento de agua debemos poseer registros históricos confiables de medición de caudales.

Es importante conocer las siguientes características de la cuenca (AROCHA):

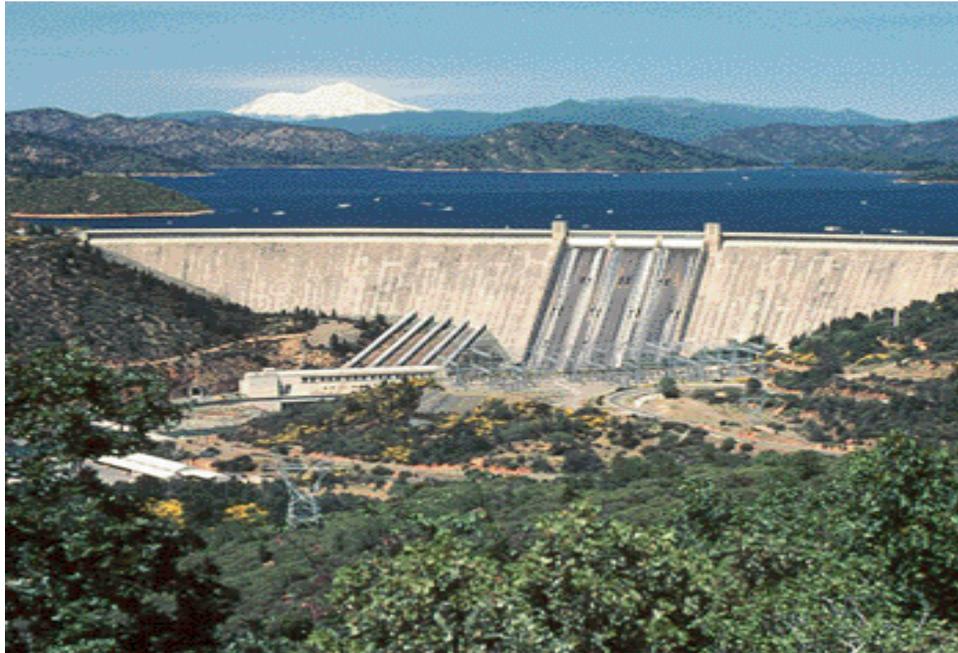
- A. Características geológicas.
- B. Distribución de la vegetación existente.
- C. Conocimiento de poblaciones que habitan las riveras.
- D. Contaminación aguas arriba del posible sitio de captación (descargas aguas negras, industrias, lavaderos).

Además se debe tener conocimiento de características de la fuente de agua como arrastre de sedimentos, velocidad en el lugar de captación, contenidos de arena. Esto con el fin de elegir el mejor dispositivo de captación para cada obra en particular.

Dentro de las fuentes superficiales encontramos dos alternativas, las fuentes sin regulación y las fuentes que requieren regulación.

Para las fuentes superficiales sin regulación el caudal de diseño debe ser menor al caudal mínimo de escorrentía para un periodo de diseño del acueducto. Las obras de captación para fuentes superficiales sin regulación requieren obras de captación específicas de acuerdo a las características de cada proyecto en particular.

Fotografía 1. Embalse Shasta, estado de California



Fuente: [http://www.larouchepub.com/spanish/other\\_articles/2003/DesarrBiogeoquim.html](http://www.larouchepub.com/spanish/other_articles/2003/DesarrBiogeoquim.html)

Para fuentes que son incapaces de abastecer la demanda en determinadas épocas es factible la regulación de sus caudales, mediante el represamiento de agua en tiempo de crecidas, para satisfacer la demanda durante la época de déficit. El represamiento de aguas se lleva a cabo mediante la construcción de embalses, la construcción de embalses es solo viable para aquellas fuentes que en épocas de crecidas sean capaces de satisfacer el volumen necesario en las épocas de déficit, en otras palabras se regula en las crecidas para abastecer en las épocas de baja esorrentía.

El almacenamiento de agua requerido es posible determinarlo mediante diferentes métodos, el método a seleccionar dependerá de los datos que se poseen y la exactitud requerida, no obstante se deben poseer registros de medición de caudales para periodos iguales o mayor al periodo de diseño. Uno de los métodos mas utilizado para determinar la capacidad del embalse es el diagrama de masas.

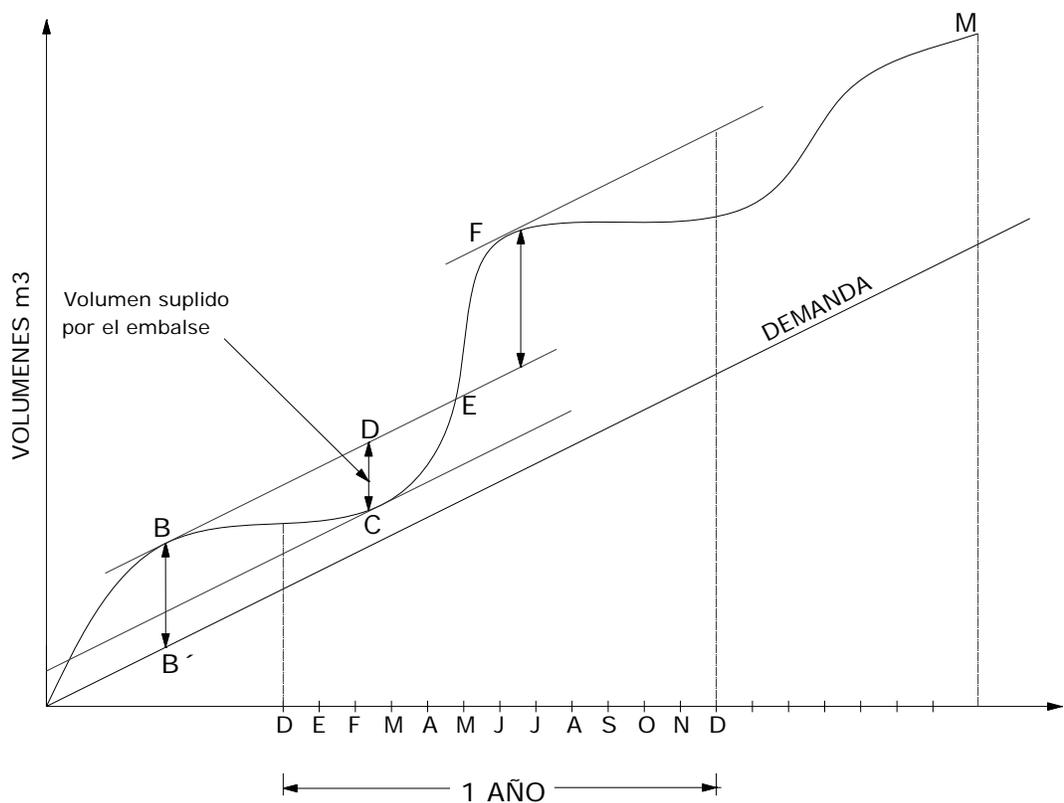
## METODO DE DIAGRAMA DE MASAS<sup>1</sup>.

Un método ordenado de diseño sería:

1. Seleccionar, ya sea en forma grafica o analítica, el periodo mas seco (entre todos los años de registro).
2. Construir el diagrama de masa para el período seleccionado.
3. Trazara tangentes paralelas a la línea de demanda.
4. Determinar la magnitud de la ordenada, lo cual define la capacidad requerida del embalse.

Es obvio que este método no provee una medida acerca de la probabilidad de ocurrencia futura de períodos de sequías similares a las registradas en los años estudiados, ni mucho menos de probabilidad de períodos futuros más secos que los registrados.

Figura 2. Diagrama de masas



Fuente: Abastecimientos de Agua 1980, Arocha Simón. p, 218.

<sup>1</sup> Arocha Simón. Abastecimientos de Agua. Ediciones Vega, 1980. p, 218.

La figura 2, representa el diagrama de masas para un período corto seleccionado de los registros dados, y que contiene al período mas seco.

De la figura 2 podemos determinar lo siguiente:

1. La curva OM representa el caudal acumulado durante un periodo de 26 meses.
2. La pendiente de la curva en cualquier punto representa el gasto en ese punto.
3. Entre B y C la pendiente de la curva es menor que la pendiente de la recta de demanda, luego el embalse se esta vaciando.
4. Entre C y E y F la pendiente de la curva de masas es mayor que la correspondiente a la demanda, luego el embalse se esta llenando.
5. En el punto E el embalse esta lleno.
6. Entre E y F el embalse se estaría rebosando y, por tanto, el aliviadero esta permitiendo descargar el exceso de flujo.
7. Entre B y , el embalse esta supliendo el déficit que el río es incapaz de satisfacer durante esta época de bajo caudal.
8. Si la prolongación de la tangente en B, no intercepta a la curva OM en ningún punto, ello indica que el caudal es insuficiente para suplir la demanda.
9. Cuando la prolongación de la tangente no intercepta a la curva por varios años, se tendrá un período muy largo de bajo caudal y el déficit durante ese periodo no estará disponible para satisfacer la demanda.
10. BB´ representa el volumen inicial.
11. DC representa el volumen necesario del embalse.

## 6.2. AGUA SUBTERRANEA.

El agua subterránea constituye casi la totalidad de agua dulce existente en el planeta, analizando la tabla 11 podemos decir que del total de agua dulce existente en el planeta el 97% lo constituyen las aguas subterráneas, constituyéndose en una importante fuente a considerar para proyectos de abastecimiento de agua potable, ya sean principales o complementarios.

### ORIGEN

Las aguas subterráneas hacen parte del ciclo hidrológico y se originan por la infiltración del agua de precipitación, de circulación o los glaciares. En el curso de la historia humana el agua subterránea siempre se presentó como un fenómeno misterioso para las diferentes civilizaciones y se desarrollaban toda clase de mitos para explicar su procedencia, puesto que la diferencia, entre el caudal del cual era posible abastecerse y la precipitación, era muy grande.

El agua infiltrada en el suelo se mantiene en movimiento gracias a estratos geológicos impermeables que son capaces de contenerlas.

Los terrenos se clasifican frente a las aguas subterráneas por sus características<sup>2</sup>, por ejemplo.

- Acuífero se le llama a aquella formación geológica que contiene agua y es capaz de transmitirla, como, por ejemplo: un aluvión fluvial, gravas y arenas. Son en general adecuados para situar una captación de agua en ellos.
- Acluido, por el contrario se define como aquella formación geológica que conteniendo agua en su interior, incluso hasta la saturación, no la transmite y por tanto no es posible su explotación, como por ejemplo las arcillas.
- Acuitardo se llama aquella formación geológica que conteniendo apreciables cantidades de agua las transmiten muy lentamente, como por ejemplo unas arcillas limosas o arenosas. Estas formaciones son inadecuadas para situar captaciones en ellas, pero pueden jugar un papel muy importante en la recarga vertical de otros acuíferos.

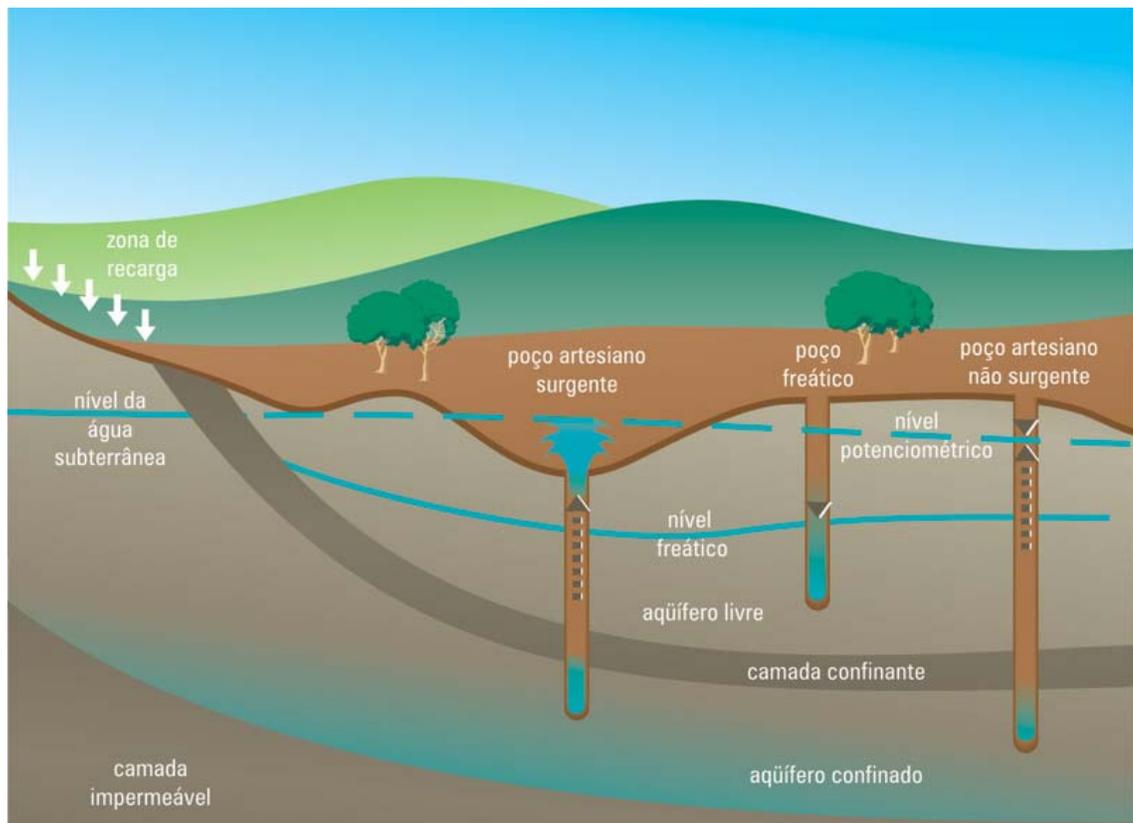
---

<sup>2</sup> [http://www.virtual.unal.edu.co/cursos/sedes/manizales/4080004/contenido/Capitulo\\_5](http://www.virtual.unal.edu.co/cursos/sedes/manizales/4080004/contenido/Capitulo_5)

- Acuífugo es llamada aquella formación geológica que ni contienen agua ni la pueden transmitir, como, por ejemplo, un macizo granítico no alterado.
- Acuífero se le llama a aquella formación geológica que contiene agua y es capaz de transmitirla, como, por ejemplo: un aluvión fluvial, gravas y arenas. Son en general adecuados para situar una captación de agua en ellos

Los acuíferos, deben poseer la capacidad de almacenar agua y transportarla, este transporte no se realiza de igual en toda su extensión, ya que ello depende de las propiedades y características del acuífero. Buenos acuíferos son los depósitos de arenas y gravas, las capas de arenisca mal cementadas, las masas de granito intensamente fracturadas, los contactos mal sellados entre lavas de diferentes series, y las lentes de calizas con planos de disolución. Y malos acuíferos son los depósitos de arcillas y capas de lutitas, al igual que las rocas metamórficas por elásticas, y las rocas cristalinas sanas como las masas de granito no afectadas por esfuerzos tectónicos.

Figura 3. Esquema agua subterránea



Fuente: [www.sg-guarani.org/microsite](http://www.sg-guarani.org/microsite).

Los acuíferos se clasifican como libres o confinados.

Los acuíferos libres son aquellos a través de los cuales el agua fluye por acción de gravedad a través de ellos, la superficie superior del agua está en contacto con el aire teniendo el acuífero igual presión que la atmosférica.

Los acuíferos confinados o a presión aquellos en los cuales la superficie superior del agua se encuentra a una presión mayor de la atmosférica, la principal característica de estos acuíferos es encontrarse entre dos estratos impermeables. Los acuíferos confinados cuando son atravesados durante la perforación se observa el ascenso rápido del agua hasta establecerse en determinado nivel piezométrico.

Otra clasificación que se hace con los acuíferos es dependiendo de la calidad de sus aguas. Los acuíferos que poseen de igual calidad en todo el estrato se denomina acuíferos uniformes y aquellos acuíferos que poseen aguas de diferente características como viscosidad, densidad etc... se denominan acuíferos estratificados. Un ejemplo de acuíferos estratificados ocurre en las costas donde existen aguas saladas provenientes del mar y aguas dulces, formando una interface.

## 7. CAPTACION

Las obras de captación son estructuras colocadas directamente sobre las fuentes de abastecimiento cuya función es captar el caudal requerido por el proyecto de acueducto. Las estructuras de captación deben ubicarse en un sitio seguro, estable y que permita el flujo de agua de la mejor calidad posible durante todas las épocas del año. La elección de uno u otro tipo de estructura depende de las condiciones de cada acueducto.

La localización de obras de captación en los ríos debe hacerse en las partes rectas con el fin de evitar erosión y sedimentación, cuando sea forzosa la localización en las partes rectas se debe ubicar en la parte exterior de las curvas. En cualquier caso las bocatomas deben garantizar, en cualquier época del año, el caudal máximo horario.

### 7.1. TIPOS DE OBRAS DE CAPTACION

#### 7.1.1. CAPTACION DE FONDO.

Este tipo de captación es utilizada para pequeños acueductos, cuyas fuentes son quebradas de alta pendiente y poco caudal.

La estructura se compone de una presa cuya función es obligar al paso de agua sobre sí para ser derivada la cantidad requerida al paso por una rejilla ubicada sobre la zona central de la misma.

En la figura 3 se aprecia la bocatoma completa con los dos muros laterales cuya función es el encauzamiento de la corriente obligándola a fluir sobre la presa independientemente del caudal que lleve el río. La altura de los muros laterales debe ser tal el caudal máximo de la corriente no sobrepase el nivel de corona de los laterales con lo cual se impide la inundación y socavación de las vecindades de la obra. Para el efecto se puede utilizar la fórmula de vertedero de Francis.

$$Q = K \times L \times H^{1.5}$$

Donde:

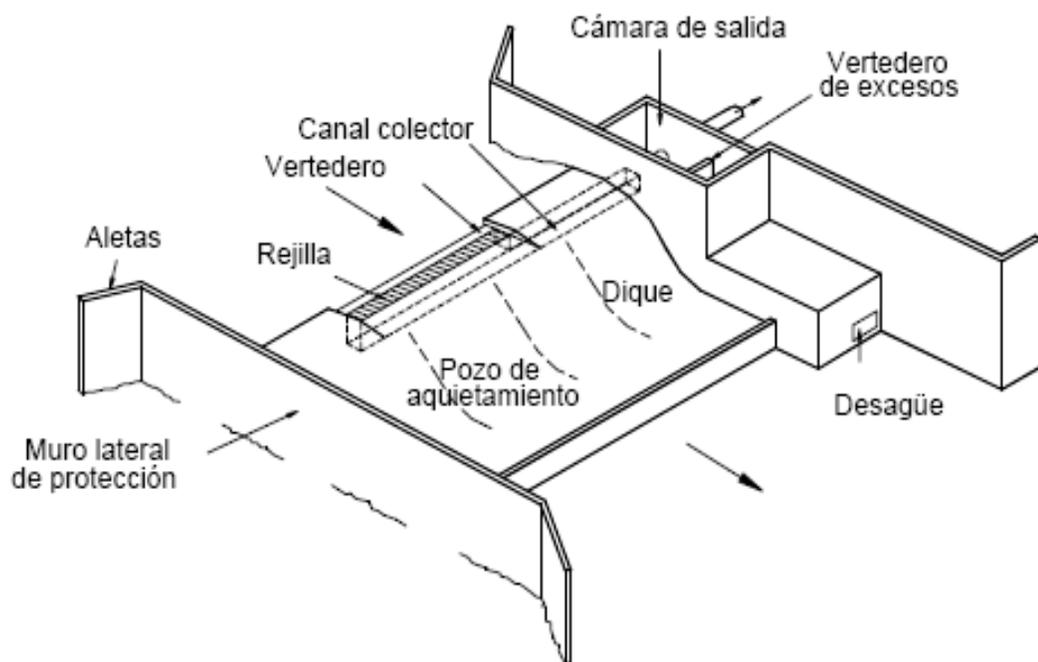
$K$ : Constante, generalmente es igual a 1.83

$Q$ : Caudal

$H$ : Altura.

$L$ : Longitud del vertedero

Figura 4. Esquema Bocatoma de fondo.



Fuente: El autor. Apuntes de la asignatura sanitaria I.

En tal sentido es importante conocer el régimen de caudal del río o quebrada e igualmente sus valores máximos y mínimos esperados.

La presa como se observa, tiene un par de zarpas para impedir su deslizamiento y su forma con el centroide asimétrico le asegura contra el volcamiento que son dos de las amenazas de la estructura.

La cámara de derivación o cámara de salida cumple con la función de proporcionar un pequeño tiempo de detención con el fin de producir la sedimentación de las partículas mayores que atraviesan la rejilla de la bocatoma. Esta última está construida de varillas de acero corrugado, la separación de los barrotes es función del material granular del río, para ríos caracterizados por el transporte de gravas gruesas la separación debe estar entre 75 y 150 mm, si el transporte es gravas finas la separación debe ser entre 20 y 40 mm.

Fotografía 2. Cámara de salida, captación golondrinas.



Fuente: Registro fotográfico AMB

La velocidad de paso a través de los espacios de los espacios que dejan las varillas son del orden de 0.15 m/s, para evitar el arrastre de material flotante.

En general dado el pequeño tamaño de la estructura y la ubicación, en algunos casos bastante inaccesibles, el material mas apto es el concreto ciclópeo, por la explotación de material rocoso necesario para hacer la bocatoma.

Fotografía 3. Vista Bocatoma de Fondo, captación golondrinas



Fuente: Registro fotográfico AMB

#### 7.1.2. CAPTACION LATERAL

En sistemas de acueducto que abastecen poblaciones grandes para las estructuras de captación es más conveniente la bocatoma lateral, muy similar a la de fondo, pero con una presa de mayor longitud. El nombre de la captación indica que la derivación del caudal se hace lateralmente, mediante una ventana con una rejilla en uno de los muros extremos de la presa. La ubicación y la forma lateral de la ventana de captación deben conformar un vertedero lateral que tome el agua de la lámina superior de la corriente de tal forma que la cantidad de sólidos captados sea la menor. Para mejorar el funcionamiento se suele dotar a la presa de una compuerta que pueda levantarse para purgar los sólidos que se depositan al respaldo de la presa creando un depósito libre con comportamiento de un presedimentador de sólidos mejorando las condiciones para menor transporte de sólidos.

Fotografía 4. Bocatoma lateral, con presa de compuertas radiales. Estación Bosconia.



Fuente: Fotografía tomada por el autor

### 7.1.3. GALERIA DE INFILTRACION

La galería de infiltración es un sistema de captación utilizado para pequeñas poblaciones, que consiste en una tubería perforada rodeada de una capa granular gradada. La galería de infiltración puede estar instalada en un acuífero subsuperficial o abajo del lecho de una corriente superficial de agua.

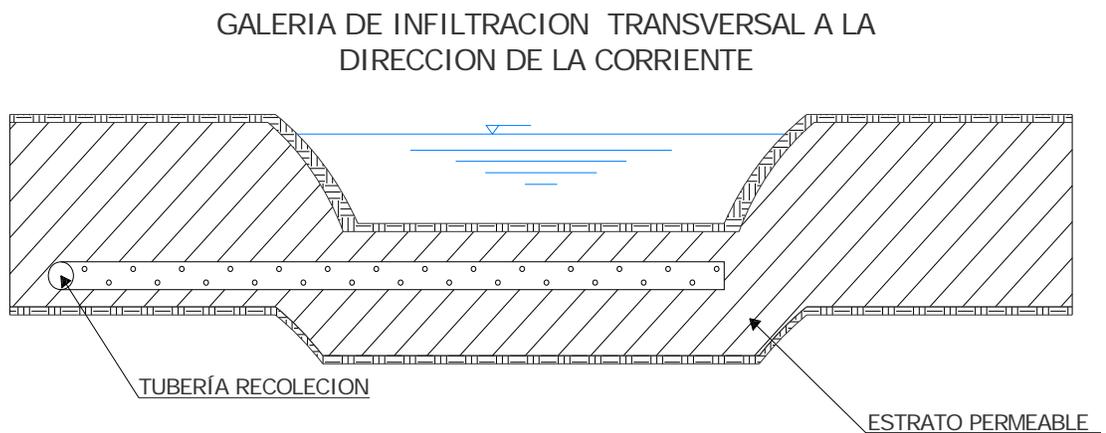
En los extremos de la tubería se construye un pozo, de donde se llevan las aguas hacia el sistema de distribución.

Cuando la velocidad del río es baja y los estratos son de alta permeabilidad, la galería de infiltración se instala paralela al río. En caso de corrientes con altas velocidades la ubicación de la galería es conveniente de manera paralela a la corriente. El diámetro de la tubería es función del diámetro de captación. A fin de

determinar las características de la galería es necesario realizar ensayos de campo para cada caso específico.

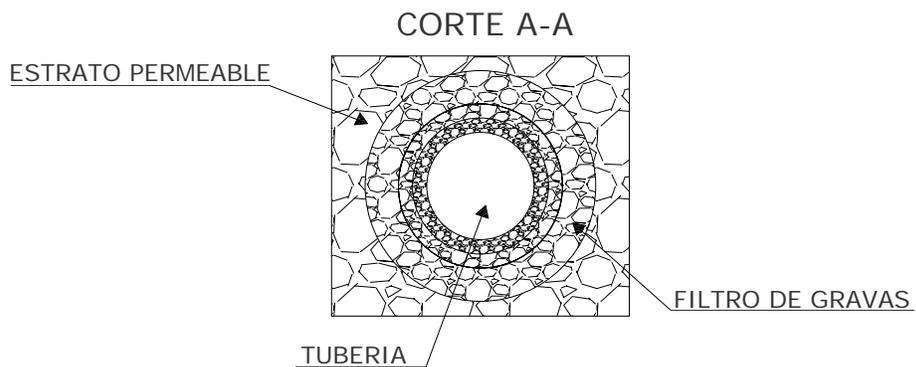
Las ventajas que poseen este tipo de obras de captación es que proporciona un pre-tratamiento al agua.

Figura 5. Esquema galería de infiltración.



Fuente: Autor, Apuntes asignatura sanitaria I

Figura 6. Corte galería de infiltración



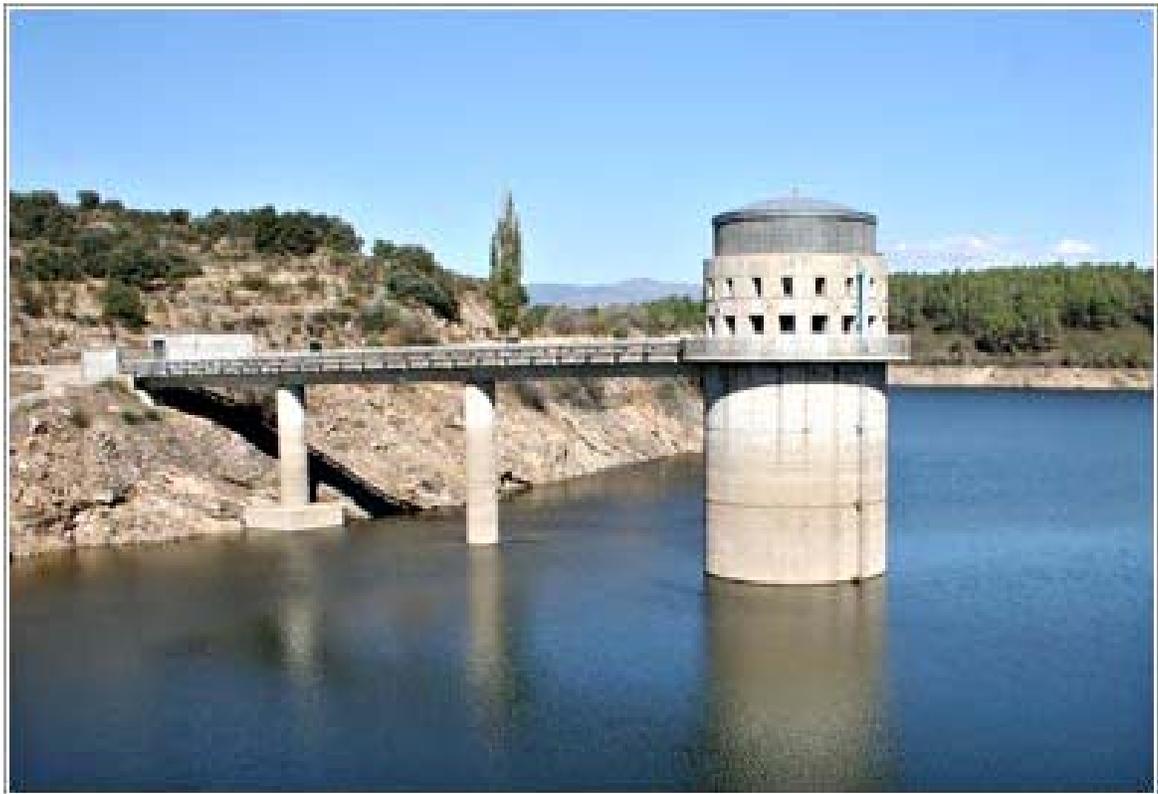
Fuente: Autor, Apuntes sanitaria I.

#### 7.1.4. TORRE DE CAPTACION

Para proyectos de abastecimiento de agua de gran envergadura donde las fuentes sean ríos importantes, lagos o embalses, pueden construirse una estructura de toma conformada por una torre con entradas a varios niveles para derivar el agua lo mas superficial posible.

En general consta de una estructura apoyada y cerrada apoyada en el lecho del río, en la cual ingresa el agua para ser derivada hacia el desarenador. Los orificios o ventanas que permiten la entrada de agua deben contar con rejas y compuertas con los dispositivos de limpieza y accionamiento correspondientes.

Fotografía 5. Torre de toma el Villar, España

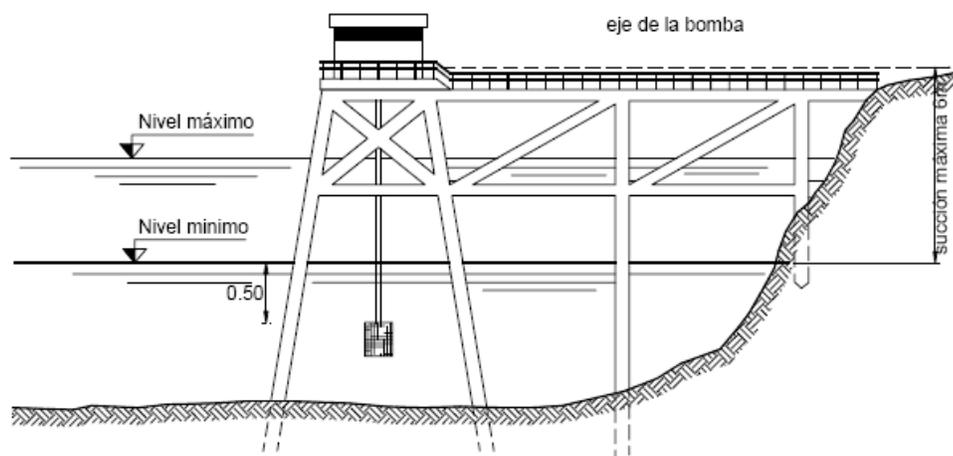


Fuente: [www.microsiervos.com](http://www.microsiervos.com)

### 7.1.5. PLATAFORMA DE TOMA

La plataforma de toma consiste en una estructura apoyada en el lecho del río, que sirva de soporte a la tubería de toma hasta la orilla. La bomba puede encontrarse sumergida o en la ribera. La plataforma debe ubicarse en lugares que no presenten problemas de erosión

Figura 7. Plataforma de toma.



Fuente: El autor, Apuntes asignatura sanitaria I.

Son convenientes las bombas del tipo de pozo profundo. Si por razones económicas se adoptaran bomba y motor no sumergibles, se debe cuidar que queden por encima del nivel alcanzado por la máxima creciente.

### 7.1.6. PLATAFORMA DE TOMA FLOTANTE.

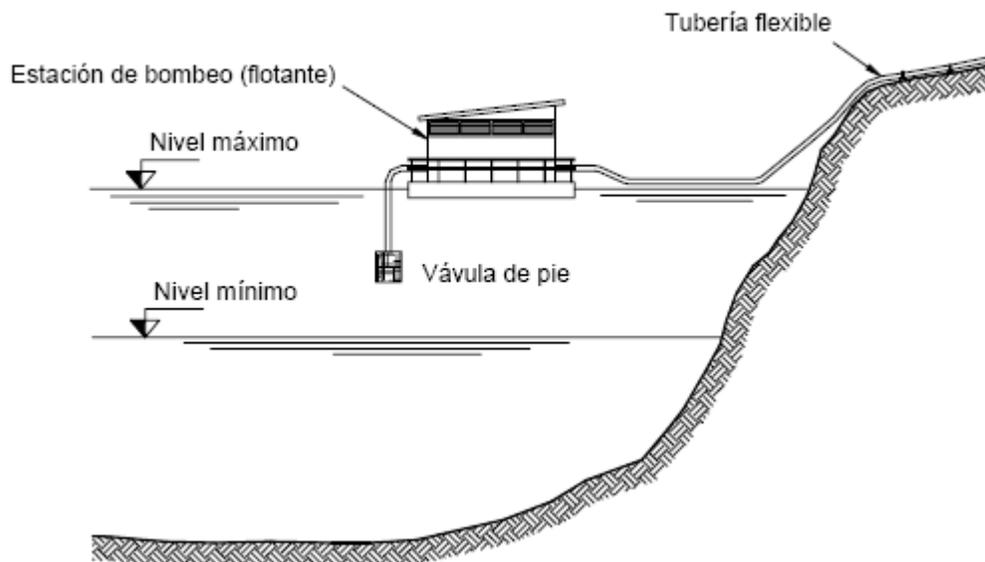
Esta alternativa permite ejecutar la toma cuando se presentan dificultades tales como:

- Existencia de grandes fluctuaciones de nivel en ríos navegables, lagos y embalses artificiales, que podrían imposibilitar el ingreso de agua en la boca de captación, generar una altura de succión inadmisibles para los equipos de bombeo o, en la situación opuesta, inundar la obra.

- Calidades de agua muy diferentes según el nivel, particularmente en las crecidas, requiriéndose por lo tanto poder seleccionar la profundidad de captación.
- Márgenes y/o lecho del río que no permitan garantizar la seguridad estructural de la obra civil a un costo razonable

El sistema consiste en montar una caseta de bombeo en una balsa o plataforma flotante y desde allí realizar la captación. Se utilizan generalmente tambores metálicos unidos mediante un bastidor, sobre el que se construye el piso de la balsa o una estructura de hormigón armado. Todo el conjunto debe ser adecuadamente protegido contra la corrosión.

Figura 8. Plataforma flotante



Fuente: El autor. Apuntes asignatura sanitaria I

Se pueden distinguir dos casos:

- 1). Equipo de bombeo y filtro de toma ubicados sobre una misma plataforma. Estas estaciones consisten en una estructura flotante cuya superficie es función de las instalaciones, equipos, y espacios para accesos y circulaciones que se prevean sobre la misma. Con el peso propio, y las

sobrecargas fijas y accidentales se determina el volumen de agua a desplazar y el calado necesario.

Normalmente es aconsejable el empleo de bombas centrífugas por su menor tamaño, peso y costo inicial. La cañería de impulsión debe ser flexible.

2). Equipo de bombeo ubicado sobre una de las márgenes laterales con el filtro ubicado sobre una plataforma flotante.

Tanto la bomba como el motor se deben ubicar por encima del nivel de aguas máximas, cuidando de que al producirse el nivel de aguas mínimas la altura de succión no sobrepase los límites aconsejados.

En ambos casos es recomendable emplear en el cálculo un amplio margen de seguridad a la flotación, verificando el par estabilizante.

El conducto de aspiración debe ser capaz de resistir sin deformaciones los esfuerzos de succión a que pueda estar sometido.

La sumergencia del filtro debe adecuarse de modo de evitar la captación de desechos flotantes, algas u otros elementos que se encuentran en la superficie del agua.

## 8. DESARENADOR.

El desarenador es una estructura que tiene por objeto remover las partículas de arena o algún objeto que lleve el agua después de la captación y evitar que su acumulación en las tuberías de conducción. El desarenador se considera un tratamiento primario en la purificación de aguas.

### 8.1. CARACTERISTICAS GENERALES DE LOS DESARENADORES.

#### 8.1.1 Ubicación

Para la elección de la ubicación los desarenadores se debe tener en cuenta el tipo de conducción que va a tener entre este y la planta de tratamiento, Cuando las conducciones son cerradas es conveniente ubicarlo lo mas cercano posible a la captación, al inicio de la conducción, pero teniendo en cuenta no afectar la estabilidad de la captación. La tubería que comunica la captación y el desarenador se debe proyectar una pendiente uniforme, tal que su velocidad sea de 1.10m/seg. Con el fin de que se realice el arrastre de material. Es conveniente hacer mediante alineamientos rectos con cámaras de inspección en los sitios de cambio de dirección<sup>3</sup>.

Cuando las captaciones son abiertas, es inoperante ubicar el desarenador al inicio de la conducción ya que en el recorrido las arenas podrían retornar a la conducción. Para estos casos se debe proyectar el desarenador al final de la conducción.

La norma RAS-2000 en el B.4.4.6 indica que para la ubicación del desarenador se debe tener en cuenta aspectos como: La limpieza pueda realizarse por gravedad, la profundidad de la estructura debe encontrarse por encima del nivel freático o en caso contrario tomarse medidas estructurales correspondientes a flotación y sub-presión.

---

<sup>3</sup> Silva Garavito. Diseño de acueductos y alcantarillados, 1980. p, 29.

### 8.1.2 Numero de unidades

Por conveniencia siempre se deben proyectar dos desarenadores, con iguales especificaciones y trabajando en paralelo, esto con el fin de que el servicio de agua sea permanente, así por ejemplo cuando se realice el lavado de un desarenador el otro siga en funcionamiento.

### 8.1.3 Factores que influyen en el diseño

Para un óptimo proceso de desarenación se deben considerar factores como temperatura y viscosidad del agua, y el tamaño, forma y porcentaje que se desea remover de las partículas.

Tabla 13. Clasificación material en suspensión.

Clasificación de materiales en suspensión según su tamaño	
Gravilla gruesa:	2 mm o más
Gravilla fina:	1 mm -2 mm
Arena gruesa	0.5 mm - 1 mm
Arena media	0.25 mm -0.5 mm
Arena fina	0.1 mm - 0.25 mm
Arena muy fina	0.05 mm - 0.1 mm
Limo	0.01 mm - 0.05 mm
Limo fino	0.005 mm - 0.01 mm
Arcilla	0.001 mm - 0.01 mm
Arcilla fina	0.0001 mm - 0.001 mm
Arcilla coloidal	< 0.0001 mm

Fuente: Silva Garavito. Diseño de acueductos y alcantarillados, 1980. p, 29.

### 8.1.4 Teoría de la sedimentación

Los desarenadores se basan en la teoría de la sedimentación desarrollada por Hazen y Stokes, la cual considera que el desplazamiento de un cuerpo en suspensión estará dado en de acuerdo con las fuerzas que actúan sobre el.

Para el caso de partículas suspendidas en el un fluido como el agua, actúan la fuerza de gravedad, la fuerza de flotación o empuje, y la fuerza de fricción

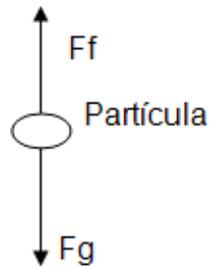
Fotografía 6. Vista desarenador, planta Bosconia.



Fuente: Fotografía tomada por el autor

La fuerza de flotación ( $F_f$ ) es explicada por el principio de Arquímedes, la fuerza de gravedad ( $F_g$ ) dada por la expresión de newton y la fuerza de fricción.

Figura 8. Fuerzas sobre una partícula en el desarenador.



Fuente: <http://es.geocities.com/centrifugacion/principiofisico.htm>

Cuando existe equilibrio entre la fuerza de flotación y la fuerza de gravedad, teóricamente, la partícula se encuentra en equilibrio estático. Cuando la fuerza de gravedad es superior a la de flotación ( $F_g > F_f$ ) se produce la sedimentación:

$$F_g - F_f = F_R$$

$F_R$ : Es la fuerza resultante del desbalance de fuerzas.

$F_g$ :  $\rho_s \times g \times V$  Fuerza gravitacional.

$F_f$ :  $\rho \times g \times V$  Fuerza de flotación.

V: Volumen de la partícula.

g: Gravedad.

$\rho$ : Densidad del agua.

$\rho_s$ : Densidad de la partícula.

La fuerza resultante entonces es:

$$F_R = (\rho_s \times g \times V) - (\rho \times g \times V)$$

$$F_R = g \times V(\rho_s - \rho)$$

La fuerza de fricción ( $F_r$ ) se genera por el movimiento generado en el desbalance de fuerzas, y es función de la velocidad de sedimentación.

$$F_r = \frac{1}{2} \times C_d \times A \times \rho \times V_s^2$$

Donde:

$F_r$ : Fuerza de fricción.

$C_d$ : Coeficiente de fricción definido de acuerdo al régimen de flujo y dado por el número de Reynolds  $R_e = (v \times R)/\nu$ .

A: Área transversal de la partícula.

$V_s$ : Velocidad de sedimentación.

En los primeros momentos la partícula sufre aceleración, cumpliendo la ecuación de equilibrio dinámico  $F_R - F_r = m \cdot \frac{dv}{dt}$ . Después de esta leve aceleración la fuerza de fricción,  $F_r$ , se iguala a la fuerza resultante,  $F_R$ , ( $F_R - F_r = 0$ ) y la partícula desciende a velocidad constante. Esta velocidad se denomina velocidad de sedimentación.

Esta velocidad la hallamos de la expresión:

$$F_R - F_r = 0.$$

$$g \times V(\rho_s - \rho) = \frac{1}{2} \times C_d \times A \times \rho \times V_s^2$$

$$V_s^2 = \frac{2g \times V(\rho_s - \rho)}{C_d \times A \times \rho}$$

Para desarenadores se tienen las siguientes consideraciones:

- Todas las partículas se consideran esféricas.
- El flujo en el desarenador es tomado como laminar.

De acuerdo a las anteriores consideraciones el área y volumen de una partícula esta dada por:

$$A = \frac{\pi \times D^2}{4} \text{ y } V = \frac{\pi \times D^3}{6}$$

$$\frac{V}{A} = \frac{2}{3}D$$

Y  $C_d$  considerado para flujo laminar es:  $C_d = 24/Re$

Reemplazando los anteriores valores

$$V_s = \frac{g(S_s - 1)}{18\nu}d^2$$

La anterior ecuación es validad para números de Reynolds < 1.

Donde:

$V_s$ : Velocidad de sedimentación la partícula en cm/s.

$S_s$ : Densidad especifica de la partícula.

$\nu$ : Viscosidad cinemática del agua en cm<sup>2</sup>/s.

$g$ : Aceleración de la gravedad en cm/s<sup>2</sup>.

La viscosidad del agua a cualquier temperatura puede ser calculada basándose en la temperatura del agua a 10°C mediante la expresión:

$$\nu_{T^{\circ}C} = \nu_{10^{\circ}C} \times \frac{33.3}{T^{\circ}C + 23.3}$$

La viscosidad del agua para diferentes temperaturas puede observarse en la siguiente tabla.

Tabla 14. Viscosidad del agua.

T°c	u (cm2/s)						
4°	0.0157	12°	0.0124	20°	0.0101	28°	0.0084
6°	0.0147	14°	0.0117	22°	0.0096	30°	0.0080
8°	0.0139	16°	0.0112	24°	0.0092		
10°	0.0124	18°	0.0106	26°	0.0088		

Fuente: Silva Garavito, Diseño de acueductos y alcantarillados, 1980. p, 29.

Como comentario general, los diversos autores consideran, que la velocidad de sedimentación hallada por la expresión de stocks es menor que la velocidad real.

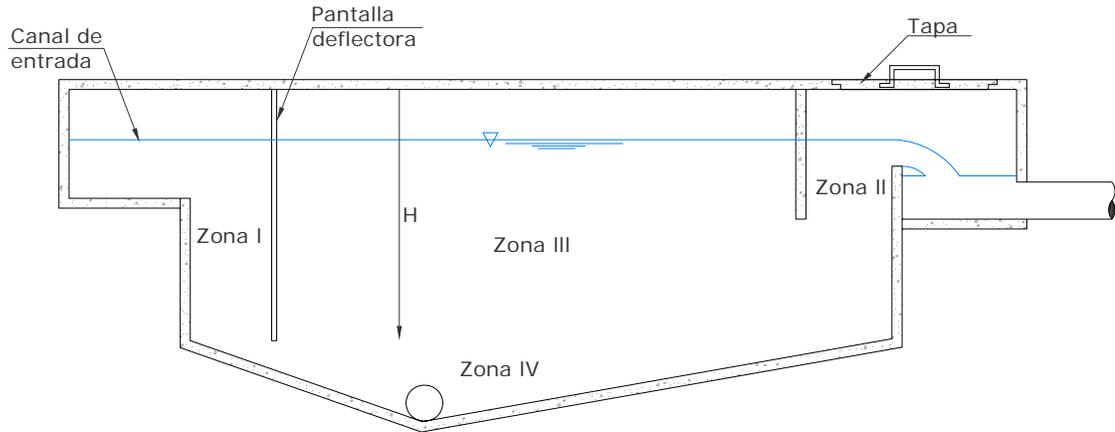
## 8.2. DISEÑO

En los desarenadores convencionales se encuentran definidas 4 zonas, cada una con una función específica. Las zonas son:

- Zona de entrada (Zona I): Por esta zona ingresa el agua al desarenador y su función, además de permitir la entrada de flujo, es crear condiciones adecuadas para que el flujo sea laminar y uniforme.
- Zona de salida (Zona II): La cual deberá determinarse para evitar altas velocidades que permitan suspensión de partículas.
- Zona de sedimentación (Zona III): En esta zona es donde ocurre el fenómeno de la sedimentación, y se determinara el volumen útil de acuerdo a las características de la partícula a sedimentar.
- Zona de lodos (Zona IV): Esta zona es el lugar donde se almacena el material que ha sedimentado, entre periodos de limpieza preestablecidos. Dispositivo de limpieza para un mantenimiento eficiente del sistema.

En el siguiente grafico podemos apreciar cada una de las zonas.

Figura 9. Esquema desarenador.



Fuente: El Autor. Apuntes asignatura sanitaria I.

- Zona de entrada (zona I):

La zona de entrada al desarenador cuenta con dos dispositivos principalmente que son:

1. Vertedero de excesos:

Generalmente se ubica en una de las paredes laterales del canal de entrada del desarenador y tiene como función evacuar de caudal de exceso recolectado por la bocatoma en la temporada de lluvias. Si no se evacua el caudal excedente, la velocidad en la zona de sedimentación aumentaría disminuyendo la eficiencia de la sedimentación.

El vertedero de excesos se diseña, mediante a formula de Francis sin velocidad de llegada y sin contracción.

$$Q = C \times L \times H^{\frac{3}{2}}$$

Donde:

Q: Caudal en cm<sup>3</sup>/s

C: Coeficiente para vertederos de pared delgada, se toma un valor de 1.84.

L: Longitud de la cresta del vertedero en m.

H: Lamina del agua sobre el agua en m.

Para el diseño del vertedero de excesos se debe tener en cuenta debe ser capaz de evacuar todo el caudal trasportado por la conducción Bocatoma-Desarenador o línea de aducción-desarenador.

## 2. Pantalla deflectora:

Este elemento separa la zona de entrada y la zona de sedimentación. La pantalla deflectora consiste en un dispositivo compuesto de orificios o ranuras, perpendicular a la dirección de flujo, por las cuales atraviesa el agua y su función es permitir la transición de flujo a laminar y uniforme.

La pantalla deflectora se diseña de manera tal que el agua que la atraviesa no supere los 0,20m/s. Los orificios pueden tener geometría variada, pueden ser cuadrados, circulares o rectangulares.

Para el diseño de la pantalla deflectora se debe tener en cuenta las siguientes expresiones:

$$Q = V.A$$

Siendo A, el área requerida para el paso del caudal. Para hallar el # de orificios:

$$N^{\circ} \text{ de orificios} = A/a_0$$

Donde:

Q: Caudal en cm<sup>3</sup>/s.

V: Velocidad en cm/s.

A: Área efectiva de la pantalla en cm<sup>2</sup>.

$a_0$ : Área de cada por cada orificio en cm<sup>2</sup>.

- Zona de salida (Zona II):

La zona de salida esta constituido por un vertedero y se diseña mediante al formula de Francis.

$$Q = C \times L \times H^{\frac{3}{2}}$$

Donde:

Q: Caudal en cm<sup>3</sup>/s

C: Coeficiente para vertederos de pared delgada, se toma un valor de 1.84.

L: Longitud de la cresta del vertedero en m.

H: Lamina del agua sobre el agua en m.

- Zona de sedimentación (Zona III):

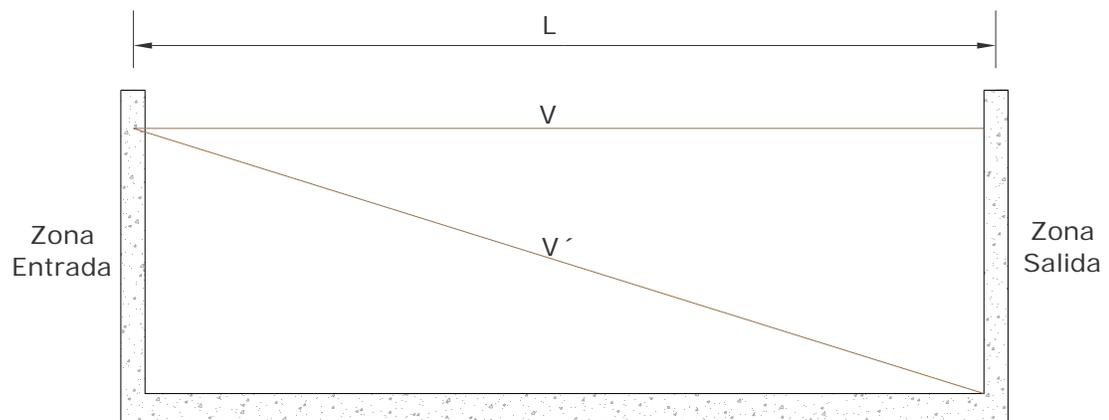
En esta zona se produce la sedimentación propiamente. Para el diseño de esta zona se debe tener en cuenta que cualquier partícula que ingrese a esta zona se encuentra sometida a dos movimientos, uno horizontal y uno vertical, El movimiento horizontal con una velocidad uniforme V. Y un desplazamiento vertical V' correspondiente a la velocidad de sedimentación de una partícula de diámetro d<sub>1</sub>, Los componentes de velocidad son constantes, por lo tanto la trayectoria es lineal.

Llamando a L la distancia a la que la partícula toca el fondo considerándose en este punto removida.

Por semejanza de triángulos se tiene:

$$\frac{L}{V} = \frac{H}{V'}$$

Figura 10. Trayectoria de partículas sedimentadas.



Fuente: El autor. Apuntes asignatura sanitaria I.

Multiplicando el primer termino de la ecuación por W, siendo W el área de la sección transversal de la zona de sedimentación.

$$W = b \times H$$

Donde:

b: Ancho del desarenador.

H: Altura de la lamina de agua en la zona de sedimentación.

Entonces obtenemos:

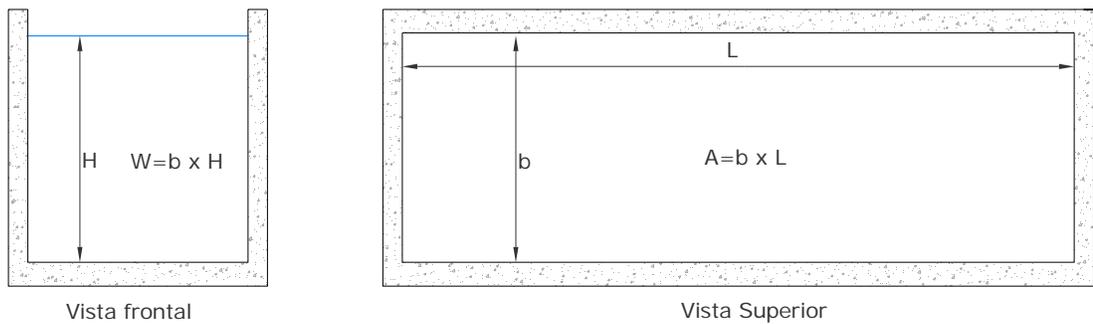
$$\frac{L \times W}{V \times W} = \frac{H}{V'}$$

Pero:

$L \times W$ : Capacidad del desarenador.  $C$

$V \times W$ : Caudal que penetra al desarenador.  $Q$

Figura 11. Dimensiones de un desarenador.



Fuente: El autor. Apuntes de la asignatura sanitaria I

Entonces:

$$\frac{C}{Q} = \frac{H}{V'}$$

Empleando la anterior expresión y para sedimentación de partículas en régimen de flujo laminar, utilizando las expresiones de Stokes.

$$V' = \frac{H \times Q}{C}$$

Teniendo en cuenta que  $C/H = L \times W/H = L \times b \times H/H = A$ .

$$V' = \frac{Q}{A}$$

La formula de Stokes aplicada a una partícula determinada de diámetro d es:

$$V_s = \frac{g(S_s - 1)}{18\nu} d^2$$

Igualando la ecuación anterior con la ecuación de continuidad, tenemos lo siguiente:

$$V' = \frac{Q}{A} = \frac{g(S_s - 1)}{18\nu} d^2$$

Para determinado caso se puede considerar:  $\frac{g(S_s - 1)}{18\nu} d^2$  como una constante K.

$$K = \frac{g(S_s - 1)}{18\nu}$$

Entonces la ecuación será:

$$\frac{Q}{A} = K \times d^2$$

$$d = \sqrt{\frac{Q}{A \times K}}$$

Obtenemos d=

$$d = \sqrt{\frac{Q}{K}} \times \sqrt{\frac{1}{A}}$$

Analizando la anterior expresión podemos decir que el tamaño de las partículas d sedimentadas es función del área superficial, A, del desarenador, ya que los valores de Q y K son constantes. Es decir para que una partícula de diámetro de d, sedimento es función únicamente de la longitud y altura de la lamina de agua.

La relación entre el caudal y el área superficial del sedimentador  $\left(\frac{Q}{A}\right)$  es denominada carga hidráulica superficial y es igual a la velocidad crítica de sedimentación (Vsc).

De otra manera partiendo de la misma expresión, la relación  $\frac{C}{Q}$  se denomina periodo de retención hidráulico. La relación  $\frac{H}{V'}$  es el tiempo que demora la partícula en tocar el fondo del depósito llamado, es decir en ser removida. En teoría, para que una partícula sea removida se debe cumplir que:

$$\frac{\frac{C}{Q}}{\frac{H}{V'}} = 1$$

En la practica, no se cumple por causa de el flujo no es uniformemente repartido en la sección transversal del sedimentador, además de lo anterior en el sedimentador se originan corrientes térmicas y zonas muertas y ondas producidas por el viento en la superficie. Debido a que las condiciones supuestas inicialmente no se cumplen en su totalidad habrá partículas que no alcancen a ser removidas.

Por lo anterior se adopta un factor de seguridad dependiendo en gran parte de la pantalla deflectora a la entrada de la cámara de sedimentación.

La calificación de la eficiencia que se hace de la pantalla deflectora se hace a través del grado n del desarenador.

n=1: Deflectores deficientes o sin ellos

n=2: Deflectores regulares.

n=3: Deflectores buenos.

n=4: Deflectores muy buenos.

Generalmente se diseña con el valor de n=3, es decir con deflectores buenos ya que para obtener deflectores muy bueno n=4 hay que realizar modelos reducidos, cosa que no se justifica.

Modificando la anterior expresión:

$$\frac{\frac{C}{Q}}{\frac{H}{V'}} = \frac{C \times V'}{Q \times H} = \frac{A \times V'}{Q} = \frac{V'}{\frac{Q}{A}} = \frac{V'}{V} = \text{Numero de Hazen}$$

Donde:

$V'$ : Velocidad de sedimentación de una partícula de diámetro  $d$ .

$V$ : Velocidad de sedimentación teórica.

Para el valor del número de Hazen esta dado por la siguiente tabla.

Tabla 15. Porcentaje de remoción de partículas

% de Remoción			
Grado desarenador	87.5	75	50
Máximo teórico	0.875	0.750	0.500
n=1	7.000	3.000	1.000
n=3	2.750	1.660	0.760
n=4	2.370	1.520	0.730

Fuente: Silva Garavito. Diseño de acueductos y alcantarillados, 1980. p, 32

Velocidad de traslación  $V$  máxima.

Para un adecuado funcionamiento del sedimentador, se debe limitar la velocidad horizontal esto con el fin de prevenir que las partículas sedimentadas rueden se resuspendan. La velocidad horizontal debe estar en relación con la velocidad vertical en proporción de 20:1, es decir la velocidad de traslación máxima debe ser 20 veces la velocidad de sedimentación<sup>4</sup>.

Profundidad del sedimentador.

No es conveniente reducir demasiado la profundidad del desarenador, ya que para pequeñas alturas las perturbaciones por cambio de temperatura se acentúan, produciendo efectos negativos en la sedimentación.

La profundidad mínima recomendable es de 1.50 m y la máxima es de 4.50m.

---

<sup>4</sup> Silva Gravito. Diseño de Acueductos y alcantarillados. 1980. p,32

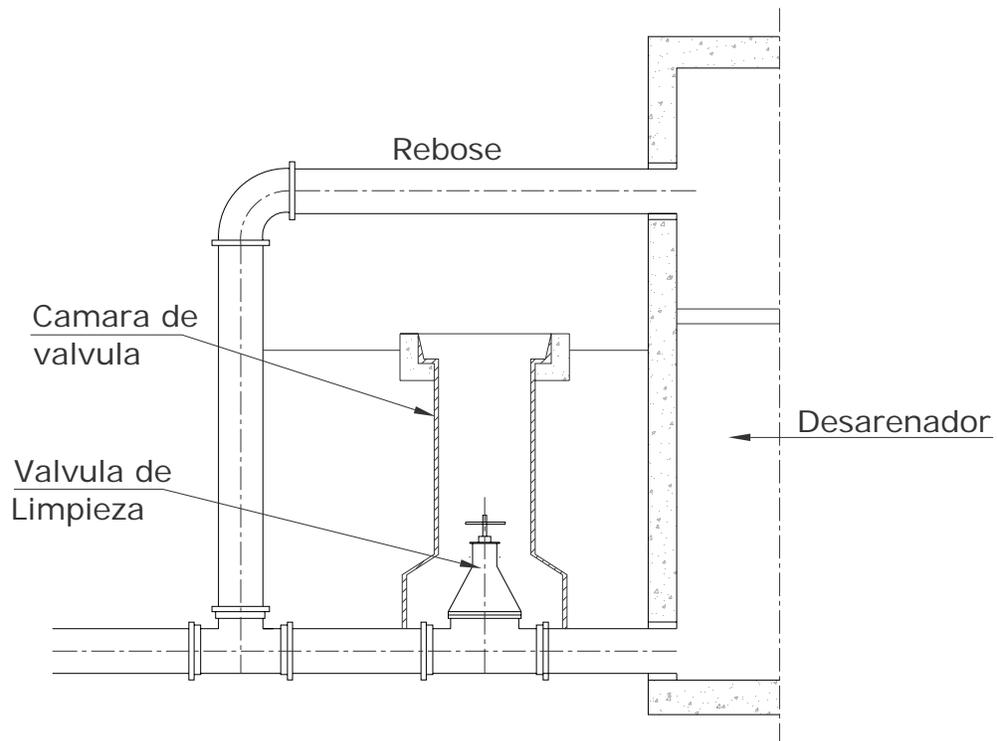
El desarenador debe proveerse en todos sus muros de altura de 0.2-0.3 m con respecto al nivel normal de la lámina de agua, esto con el fin de evitar desbordamiento por oleaje.

- Zona de lodos (Zona IV):

La zona de lodos esta compuesta por una zona de lodos propiamente dicha, un canal a donde van a llegar los lodos y una válvula de purga para evacuar los lodos.

La zona de lodos va estar en función del material a sedimentar, propiamente de la concentración y peso específico, y de la frecuencia con que se programe la limpieza.

Figura 12. Esquema válvula limpieza y rebose del desarenador



Fuente: Romero y Corcho. Acueductos y alcantarillados, 2003. p, 76

La zona de lodos puede diseñarse teniendo en cuenta los siguientes parámetros.

- Tiempo de limpieza en días
- Caudal (LPS)
- Peso específico del material
- Concentración de arena mg/L.

La pendiente de la zona de lodos puede estar comprendida entre el 5% y el 100%.

Generalmente en los diseños de la zona de lodos se provee de altura de 0.40-0.60m con respecto a la altura útil de la zona de sedimentación y con pendientes en la losa de fondo con respecto al canal central.

## 9. CONDUCCIONES

### 9.1. GENERALIDADES.

Las conducciones son el medio para transportar el agua desde el desarenador o captación hasta el tanque regulador o la planta de tratamiento.

La mayoría de conducciones aplicadas a sistema de abastecimiento de agua potable implican el transporte en tuberías, sin embargo es posible el transporte por canales abiertos. De acuerdo con el funcionamiento hidráulico las conducciones se pueden clasificar en:

- a) Canales abiertos.
- b) Conductos cerrados sin presión.
- c) Conductos cerrados a presión, en los cuales el agua es impulsada por gravedad o mediante estaciones de bombeo.
- d) Conducciones mixtas.

Fotografía 7. Conducción Bosconia-Estadio, Bucaramanga



Fuente: Fotografía tomada por el autor

En nuestro país los acueductos utilizan generalmente las conducciones cerradas a presión, ya sea por gravedad o mediante estaciones de bombeo, Este tipo es utilizado con mayor frecuencia por las siguientes razones:

- Evita la contaminación del agua, principalmente por partículas de arena, esto es importante ya que el agua en la conducción se encuentra libre de estas.
- La conducción a presión es mucho mas corta que una conducción por escurrimiento libre, ya que no debe seguir las líneas de pendiente.
- En este tipo de conducción la construcción de estructuras complementarias es menor que en otro tipo de conducción.

Fotografía 8. Conducción golondrinas-PTAP la flora



Fuente: Registro fotográfico AMB

## 9.2 COMPONENTES DE UNA CONDUCCION A PRESION

Una línea de conducción esta compuesta por la tubería que se encarga de transportar el agua, así también como las válvulas, estructuras, dispositivos y válvulas integradoras a ella. En este tipo de conducciones se puede requerir para su correcto funcionamiento el uso de válvulas reductoras de presión, Ventosas, válvulas de limpieza, codos, llaves de paso, anclajes, reducciones, tanques de quiebre de presión. Estos elementos deben estar acordes con cada situación particular de diseño.

### *9.2.1 Tanques de quiebre de presión.*

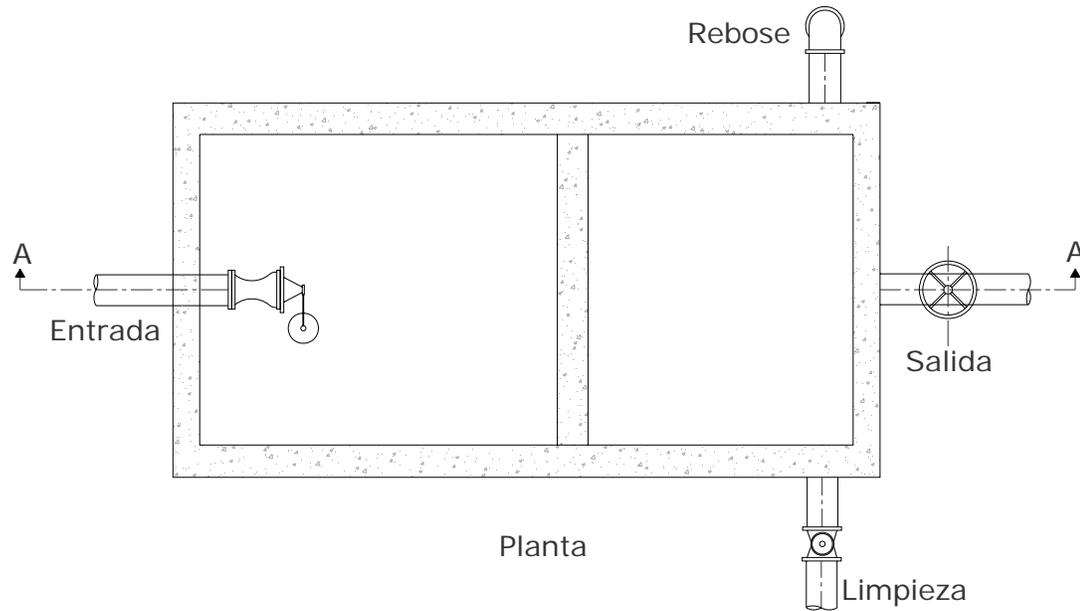
En las conducciones a presión donde se presenta una diferencia de nivel considerable entre los sitios donde se debe transportar el agua, es común que la presión por carga estática es superior a la que puede soportar la tubería, por esta razón se hace necesario de estructuras para disipar la presión en la línea de conducción y evitar daños en la tubería.

Los tanques de quiebre de presión tienen como principio de funcionamiento convertir la energía estática en cabeza de velocidad y disiparla mediante la fricción con sus paredes y tabiques, así como la amortiguación por el colchón de agua.

Generalmente los tanques son rectangulares, con un tabique a media altura que divide el tanque en dos cámaras. Cada cámara tiene una función específica, la cámara de entrada tiene como función la disipación de energía mediante el colchón de agua que se forma, sirviendo de amortiguador al chorro de agua que entra a presión, la segunda cámara tiene como funciones evitar la entrada excesiva de aire al sistema y mantener la altura de agua que garantice el caudal requerido.

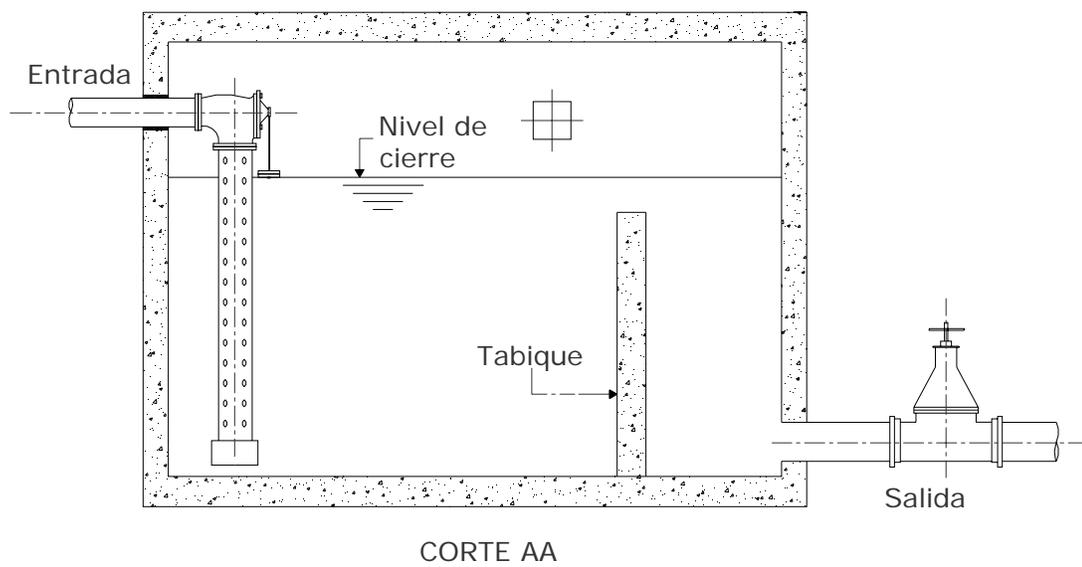
El tanque de quiebre de presión, de igual manera que un desarenador, debe estar provisto de dispositivos de entrada, rebose, limpieza, salida.

Figura 13. Esquema tanque quiebre de presión



Fuente: El autor. Apuntes asignatura sanitaria I.

Figura 14. Esquema corte tanque quiebre de presión.



Fuente: El autor. Apuntes asignatura sanitaria I

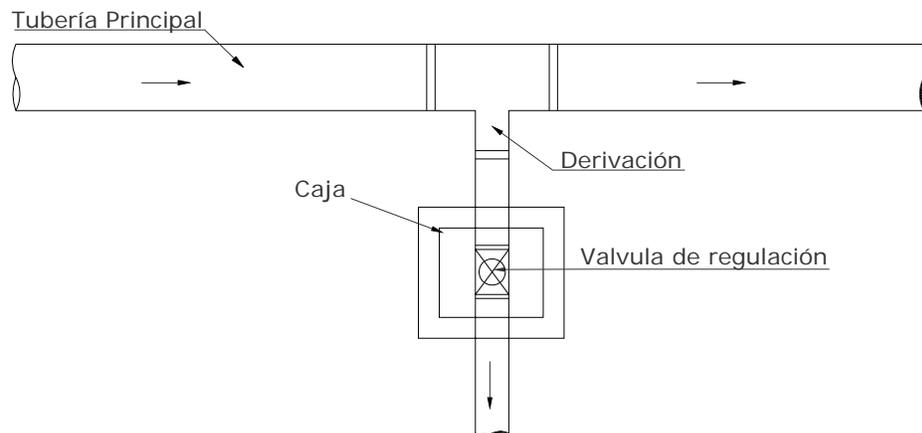
Para el diseño hidráulico de estos tanques incluyen factores que no es muy fácil su predeterminación, pero en general su calculo estaría basado en el caudal, presión de entrada, disipación y garantizar una altura de agua que asegure el suministro de caudal a la línea de conducción. Por esta razón es recomendable trabajar sobre modelos.

### 9.2.2 Válvulas de limpieza.

Las válvulas de limpieza o válvulas de purga, son dispositivos que resulta conveniente su colocación en todos los puntos bajos del trazado, para labores de limpieza de sedimentos en los tramos de tubería.

La limpieza o purga consiste en una derivación de la tubería principal por medio de una “te” cuyo diámetro mínimo deberá ser de 2”.

Figura 15. Derivación válvula de limpieza



Fuente: López Cualla. Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados, 1995. p, 175

Un criterio para la selección del diámetro de la “te” es tomar  $\frac{1}{4}$  del diámetro de la tubería principal.

Tabla 15. Diámetro de válvula de purga

Tubería principal	Tubería limpieza
Diámetro (pulg)	Diámetro (pulg)
3-10	2
12-14	3
16-20	4
24-30	6
32-38	8
≥40	10

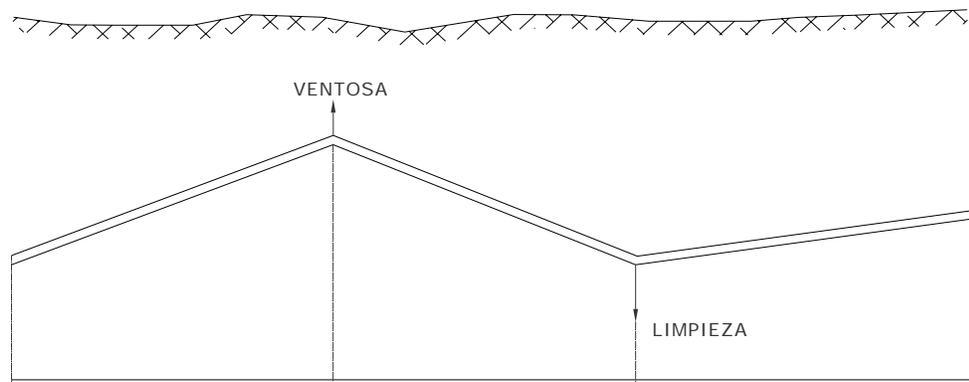
Fuente: Romero y Corcho. Acueductos y alcantarillados, 2003. p, 150

### 9.2.3 Ventosas o válvulas de expulsión de aire.

En las conducciones a presión por gravedad suele almacenarse aire en los puntos altos de la tubería, como ilustra la figura 16, en estos lugares para el correcto funcionamiento de la conducción es necesario la instalación de válvulas que regulen la entrada y salida de aire en la conducción.

La acumulación de aire produce efectos desfavorables para el funcionamiento de la conducción, reduce el área de flujo disminuyendo el caudal que transporta. Otro efecto desfavorable que puede suceder es el desplazamiento del aire a lo largo de la conducción ocasionando golpes similares al golpe de ariete.

Figura 16. Ubicación válvulas de limpieza y ventosas



Fuente: El autor. Apuntes de sanitaria I

Las ventosas son de funcionamiento automático, y se debe tener en cuenta que en el sitio de instalación la presión no debe ser menor que la presión atmosférica<sup>5</sup>. Los puntos altos en las conducciones se consideran aquellos en los cuales se cambia de pendiente positiva a pendiente negativa.

La función de estas válvulas es básicamente la siguiente:

- Permitir la salida del aire que se acumule en la tubería durante el proceso de llenado
- Impedir el almacenamiento de aire en los puntos altos de la tubería.
- Permitir el ingreso de aire cuando operen las válvulas de limpieza, evitando crear presiones negativas.

Las ventosas constan básicamente de un dispositivo de flotación, el cual cuando no se ha acumulado aire permanece alturando, cuando se acumula aire baja el flotador y permite el escape de aire.

Generalmente el diámetro de las ventosas se toma como 1/12 del diámetro de la tubería principal, nunca siendo menor de 1/2".

#### *9.2.4 Válvulas de control*

Estos elementos se instalan en los tramos principales de las conducciones como dispositivos de control, para dividir la conducción por tramos, estos tramos se podrán aislar en caso de una rotura de la conducción. Generalmente las válvulas de control se ubican cada 1000 metros.

#### *9.2.5 Anclajes*

Debido a las presiones estáticas y dinámicas presentes en la conducción a presión se presentan empujes en las curvas. El empuje que a puede estar sometida una tubería en una curva depende de factores como: el radio de la curva, cabeza de velocidad, carga estática. Para contrarrestar este empuje es necesario de estructuras adicionales que eviten un colapso o desprendimiento de accesorios de la conducción. Una de las estructuras de mayor uso son los macizos de concreto ciclópeo.

---

<sup>5</sup> López Cualla. Elementos de diseño de acueductos y alcantarillados, 2005. p,175

Fotografía 9. Detalle Anclaje



Fuente: Fotografía tomada por el autor

### 9.3 Materiales para tubería

En nuestro país las conducciones frecuentemente suelen ser de los siguientes materiales:

- Asbesto-cemento.
- Acero.
- Hierro fundido.
- Concreto
- P.V.C.

Para la selección de uno u otro material para determinada conducción es necesario tener cuenta factores como la presión máxima que debe resistir, la necesidad de anclajes, nivel de oxidación que va a estar expuesta la tubería.

La Norma Colombiana RAS-2000, en el título B.6.4.7. Nos dice que para la selección del material para la conducción se debe tener en cuenta los siguientes factores:

1. Resistencia contra la corrosión y agresividad del suelo
2. Tipo de uniones y necesidad de anclaje
3. La resistencia a los esfuerzos mecánicos producidos por las cargas, tanto internas como externas.
4. Las características del comportamiento hidráulico del proyecto, incluyendo las presiones de trabajo máximas y mínimas, las sobrepresiones y subpresiones causadas por el golpe de ariete, etc.
5. Las condiciones económicas del proyecto.
6. Las conducciones de transporte e instalación adecuadas para el tipo de terreno que cruce la aducción.
7. La resistencia contra la tuberculización e incrustación en las tuberías.
8. La vida útil tomada en cuenta para el desarrollo del proyecto.
9. Debe elegirse el material de las tuberías teniendo en cuenta que las características de este satisfagan las necesidades del proyecto, considerando no solamente uno o dos de los puntos anteriormente indicados, sino examinándolo en conjunto y con los costos de inversión inicial y mantenimiento a largo plazo, así como la vulnerabilidad y seguridad de la tubería.

#### *9.4 Caudal de diseño*

Las conducciones se diseñan generalmente con el caudal máximo diario (CMD), la norma colombiana de acueductos y alcantarillados establece que dependiendo del nivel de complejidad, definido por esta misma norma, el proyecto de abastecimiento de agua que no posea almacenamiento deberá diseñarse la conducción el caudal máximo horario (CMH).

### 9.5 Diseño hidráulico conducción

Las conducciones a presión utilizan para modelar su comportamiento se basan en datos los análisis de datos experimentales, Los ingenieros norteamericanos Allen Hazen y Gardner Williams, realizaron un análisis estadísticos de datos hechos por mas de 30 investigadores obteniendo como resultado una formula empírica, que representa el flujo de agua en conducciones presión. La formula es ampliamente utilizada en todos los países, y en nuestro país esta reconocida por la norma Colombiana de agua potable y saneamiento básico.

La formula de Hazen-Williams en unidades Internacionales es:

$$H_f = \frac{10.67}{D^{4.87}} \times \left(\frac{Q}{C}\right)^{1.85} \times L$$

Donde:

$H_f$ : Perdidas totales (m/m)

D: Diámetro de la tubería (m)

Q: Caudal transportado (m<sup>3</sup>/s).

C: Coeficiente de rugosidad de la tubería, depende del material de la tubería.

L: Longitud de la tubería (m).

El coeficiente de rugosidad depende de la rugosidad del material utilizado en la tubería y de la antigüedad de la misma, ya que en materiales como el hierro se reduce el área de flujo por efectos de la corrosión, en la siguiente tala se muestran los coeficientes de rugosidad para diferentes materiales.

Tabla 16. Coeficiente de rugosidad de Hazen-Williams.

<b>COEFICIENTE DE RUGOSIDAD C</b>	
<b>Tipo de tubería</b>	<b>C</b>
Asbesto-Cemento	140
Latón	130-140
Ladrillo para alcantarillas	100
Hierro colado	
Nuevo, sin revestir	130
Viejo, sin revestir	40-120
Revestido de Cemento	130-150
Revestido de esmalte bitumastico	140-150
Cubierto de alquitrán	115-135
De hormigón o revestido de hormigón	
Cimbras de acero	140
Cimbras de madera	120
Centrifugado	135
Cobre	130-140
Hierro galvanizado	120
Vidrio	140
Plomo	130-140
Plástico	140-150
Acero	
Revestido de alquitrán de hulla	140-150
Nuevo, sin revestir	140-150
Remachado	110
Estaño	130
Barro vidriado	100-140

Fuente: Romero y Serna. Acueductos teoría y diseño, 2005. p, 78

Igualmente, para el cálculo de tuberías a presión existe una expresión basada en la teoría del flujo de agua en la tubería. Darcy-Weisbach estable que las perdidas de carga en una tubería son inversamente proporcional al diámetro de la tubería y directamente proporcional a la cabeza de velocidad presente en el flujo y la longitud de la tubería.

La expresión matemática es la siguiente:

$$H_f = f \times \frac{L}{D} \times \frac{V^2}{2g}$$

El coeficiente de fricción  $f$  se encontró que depende del número de Reynolds, la rugosidad relativa de la tubería y del flujo. El número de Reynolds expresa la relación de la energía de inercia que impulsa el fluido y la energía de viscosidad que resiste el fluido.

El coeficiente de fricción puede hallar entonces conociendo el número de Reynolds, el número de Reynolds está definido como:

$$Re = \frac{\rho \times V \times D}{\mu}$$

Donde:

$\rho$ : Densidad del fluido.

$V$ : Velocidad.

$D$ : diámetro de la tubería.

$\mu$ : Viscosidad del fluido.

La densidad y viscosidad de los fluidos está afectada por la temperatura, en nuestro caso el fluido a tratar es el agua. En la siguiente tabla se muestran diferentes valores para densidad y viscosidad a diferentes temperaturas.

Tabla 17. Densidad y viscosidad del agua según la temperatura.

<b>Temperatura (°C)</b>	<b>Densidad (Kg/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Viscosidad (x10<sup>-3</sup> Pa*s)</b>
0	999.9	1.792
5	1000	1.519
10	999.7	1.308
15	999.1	1.14
20	998.2	1.005
30	995.7	0.801
40	992.2	0.656
50	988.1	0.549

Fuente: Romero y Duque. Acueductos teoría y diseño, 2005. p, 190

Para conocer el coeficiente de fricción  $f$ , identificamos el régimen de flujo:

Para flujo laminar: ( $Re < 2000$ )

$$f = \frac{64}{Re}$$

Para flujo turbulento: ( $Re > 4000$ )

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \text{Log} \left( \frac{K_s}{3.7D} + \frac{2.51}{Re\sqrt{f}} \right)$$

Alternativamente a este procedimiento es posible hallar las pérdidas mediante el diagrama de Moody. Moody trazó las ecuaciones para flujo laminar y turbulento en una gráfica, mediante esta gráfica es posible hallar las pérdidas en una tubería de una manera sencilla y con precisión adecuada.

El diagrama de Moody es la representación gráfica en escala doblemente logarítmica del coeficiente de fricción en función del número de Reynolds y la rugosidad relativa de la tubería.

#### 9.6 Plano piezométrico y línea piezométrica

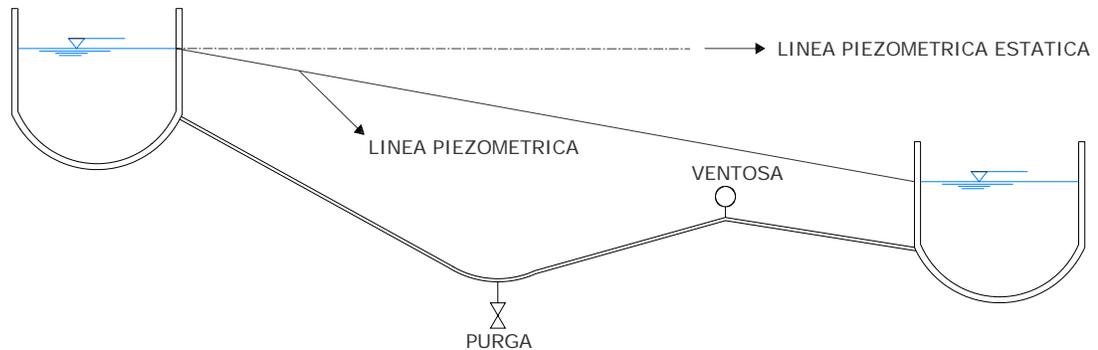
Para diseñar el trazado de una conducción forzada es indispensable tener presente la posición de la tubería con la línea piezométrica. Un correcto trazado de la tubería debe tener presente que la línea de conducción esté siempre por debajo de la línea piezométrica.

Dependiendo de la topografía donde va a instalarse la conducción se van a presentar diferentes relaciones entre la tubería y la línea piezométrica. A continuación se presentan en esquemas los casos generales.

- *Línea piezométrica encima del trazado la tubería.*

Este caso siempre se procura ya que no presenta ningún tipo de inconveniente hidráulico para la conducción forzada, el caudal será el calculado.

Figura 17. Línea *piezométrica encima del trazado la tubería.*

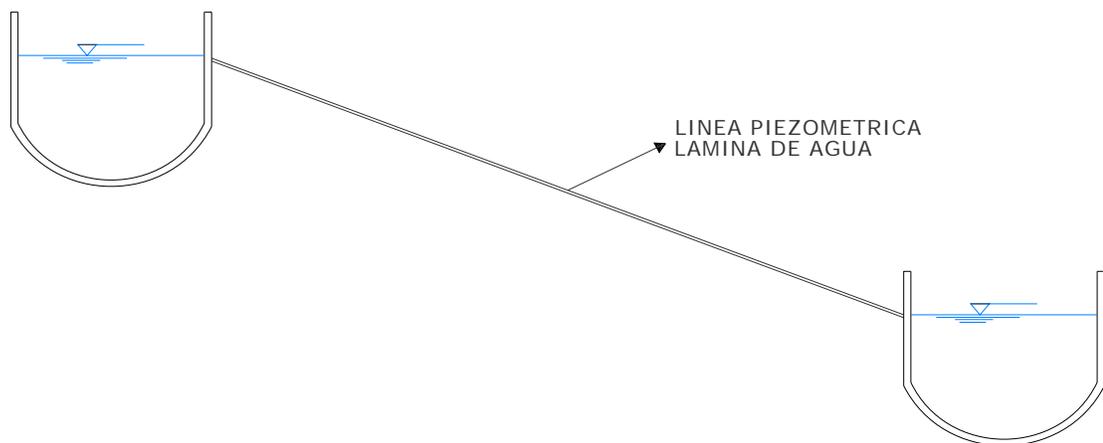


Fuente: López Cualla. Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados, 1995. p, 171

- *Lamina de agua coincidente con la línea piezométrica.*

Cuando se presenta este caso la conducción a gravedad no es forzada, es decir se presenta, la conducción a superficie libre, el agua puede estar fluyendo a tubo lleno o parcialmente lleno. Hidráulicamente este tipo de conducción no presenta ningún problema pero es muy extraño encontrarlo.

Figura 18. *Lamina de agua coincidente con la línea piezométrica*

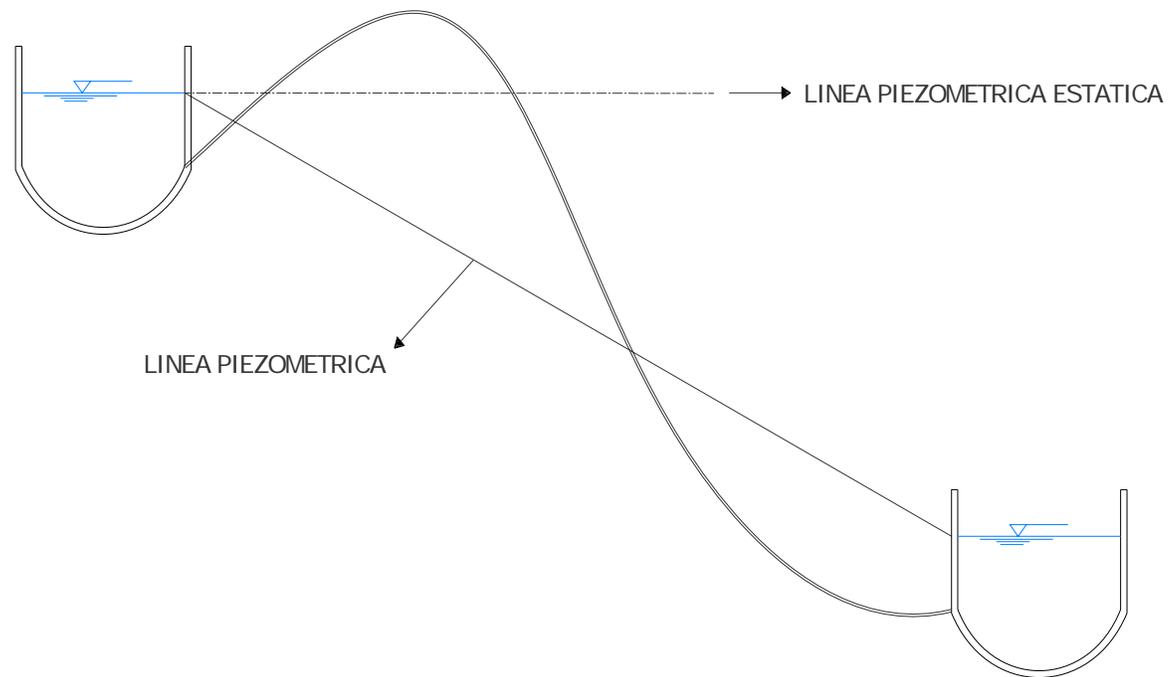


Fuente: López Cualla. Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados, 1995. p, 172

- *Plano piezométrico por debajo de la tubería.*

Cuando la tubería se encuentra por encima del plano piezométrico y por debajo del plano piezométrico absoluto, en este caso se presenta bolsas de aire en la tubería y la presión en la tubería en estos tramos es menor a la presión atmosférica. Es decir se presenta un sifón y hay necesidad de instalar equipo para cebarlo.

Figura 19. *Plano piezométrico por debajo de la tubería.*

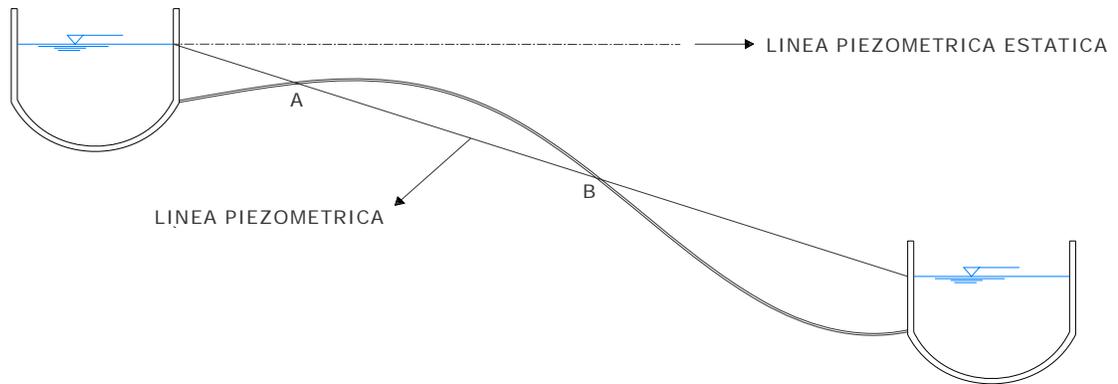


Fuente: López Cualla. Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados, 1995. p, 173

- Tubería por encima de la línea piezométrica.

En este caso se presenta una presión negativa en el tramo A-B, con lo cual es muy la entrada de aire en la tubería. En este caso no se puede pensar en la instalación de ventosas ya que en el tramo A-B la presión es menor a la presión atmosférica.

Figura 20. Tubería por encima de la línea piezométrica.



Fuente: López Cualla. Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados, 1995. p, 172

## 9.7 Análisis de conducciones<sup>6</sup>

### 9.7.1 Conducciones con alta Pendiente

Existen casos en los cuales la pendiente del terreno por ser muy alta las velocidades del agua sobrepasan el límite (5m/s). En ese tipo de casos es necesario disipar energía lo cual puede hacerse mediante cámaras de quiebre de presión. El análisis hidráulico es sencillo y para ilustración se presenta el siguiente ejercicio:

Tabla 18. Datos de Calculo.

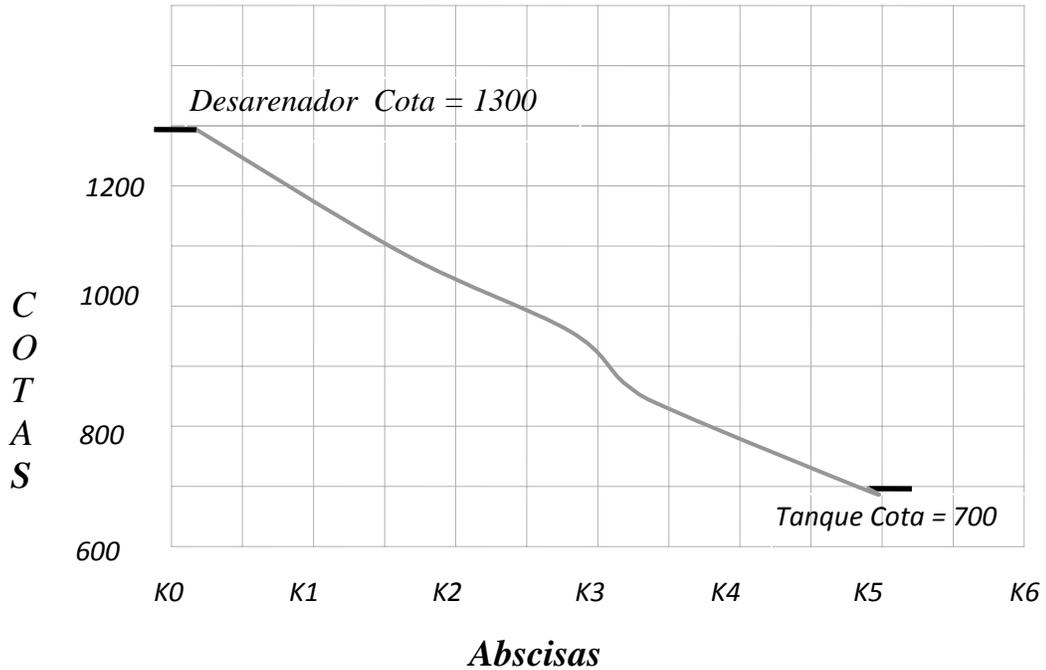
Dif Altura	Long	hf	C	Caudal LPS	Diámetro	
					m	plg
600	5000	0.12	120	100	0.17	6.69

Fuente: Conferencias Ing M sc. Mario García Solano.

<sup>6</sup> El presente material fue tomado de las conferencias del Ing Msc Mario García Solano.

Una tubería debe llevar 100 LPS por una conducción con el siguiente perfil.

Figura 21. Perfil conducción.



Fuente: Conferencias Ing. M sc. Mario García Solano.

Los cálculos registrados en la tabla anterior indican que se requiere un diámetro de 6.69" con lo cual debe calcularse por tubería equivalente un tramo de 6 y otro de 8 que reproduzcan las condiciones del original. Sin embargo para el de 6" (ver tabla de calculo siguiente) la velocidad sobrepasa los 5 m/s (limite máximo permitido), con lo cual es necesario dejar solo la tubería de 8" para que transporte los 100 LPS. Con una velocidad de 3.08 m/s y unas perdidas unitarias de 0.05036 m/m y una perdidas totales de 251.80 m.

Tabla 19. Resultados

<i>C</i>	<i>Q</i>	<i>D</i>	<i>Hf</i>	<i>Vi</i>
120	100	6	0.20443	5.48
120	100	8	0.05036	3.08

Fuente: Conferencias del Ing M sc. Mario García Solano.

Teniendo en cuenta que la energía disponible es de 600 m. la diferencia con las pérdidas de 8" deben ser disipadas por una serie de cajas de disipación de energía, es necesario disipar 348.20 m. en estas estructuras. Suponiendo que se va hacer con cajas que permitan caídas de 50 m. cada una se requerirán 7 cajas cada una con 50 m de pérdida aproximadamente. El volumen de estas se calcula en la siguiente tabla de Excel aplicando el criterio de disipación de energía en un tanque para producir la mezcla rápida y escogiendo un valor  $G^7$  (gradiente) apropiado, en este caso  $2000 \text{ seg}^{-1}$

$$G = \sqrt{\frac{\gamma QH}{\mu V}}$$

Tabla 20. Datos tanques quiebre de presión.

<i>d</i>	1000	<i>Kgf/m<sup>3</sup></i>
<i>μ</i>	0.0001	<i>kgf-s/m<sup>2</sup></i>
<i>Altura</i>	49.74	<i>Mts</i>
<i>Gradiente</i>	2000	<i>seg<sup>-1</sup></i>
<i>Caudal</i>	100	<i>Lps</i>
	0.1	<i>m<sup>3</sup>/s</i>
<i>Volumen</i>	12.435	<i>m<sup>3</sup></i>

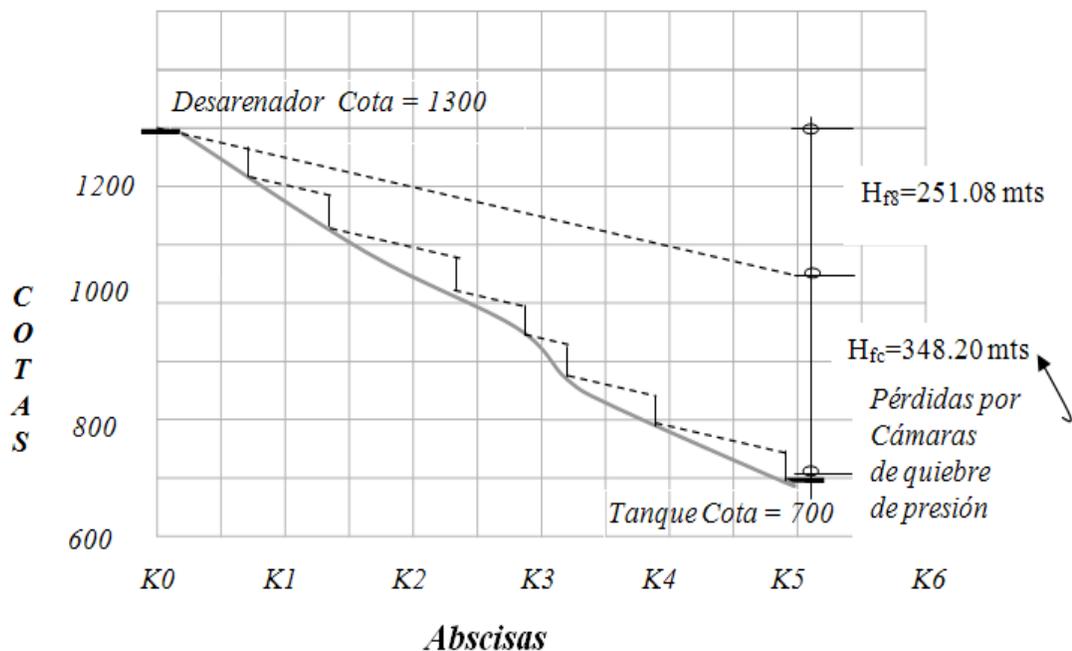
Fuente: Conferencias del Ing M sc. Mario García Solano.

Este volumen puede corresponder a un tanque de H = 1.6 m, B = 1.6 m. y L = 4.8 m.

<sup>7</sup> Véase mezcla rápida en Plantas de Tratamiento de Aguas.

La ubicación de las cámaras de quiebre se indica en el siguiente perfil, notándose que su ubicación para una pérdida uniforme para cada una de las cajas se ajusta necesariamente a la topografía del terreno obteniéndose distintas distancias horizontales para cada una pues el valor que si debe ser igual es la caída para la cual han sido diseñadas.

Figura 22. Ubicación tanques quiebres de presión.



Fuente: Conferencias del Ing M sc. Mario García Solano.

El ejemplo siguiente basado en el mismo perfil del anterior ilustra como el caudal tiene incidencia notable en la solución de un problema, pues analizando la siguiente ecuación

$$v = K^* \sqrt{H_f * D}$$

Puede verse cómo para las mismas pérdidas la velocidad aumenta en relación a la raíz cuadrada del diámetro, por lo cual un mismo perfil, si el caudal cambia puede tener soluciones considerablemente diferentes.

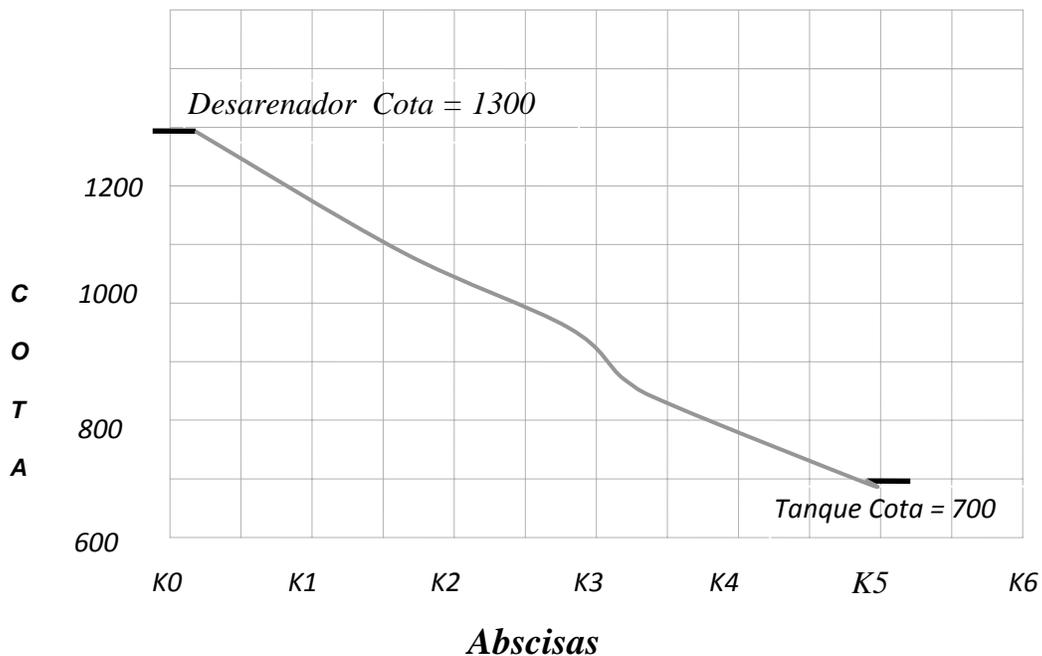
### Ejemplo

Para el perfil de la figura diseñe la conducción para los siguientes caudales:

a) 25 LPS y b) 50 LPS.

Recuerde que la velocidad máxima aceptable es de 5 m/s

Figura 23. Trazado del terreno.



Fuente: Conferencias del Ing M sc. Mario García Solano.

Solución:

Las pérdidas unitarias, tomando un coeficiente por accesorios del 5% son:

$$h_f = \frac{Cota (desarenador - Tanque)}{1.05 * L} = \frac{1300 - 700}{1.05 * 5000} = 0.1119$$

Para el primer caudal de 25 LPS. (se obtiene por HW)  $D = 3.99302$  que corresponde a un tramo de 3" y uno de 4" en longitudes  $L_3 = 139.7$  ml. y  $L_4 = 4986$  ml.

Dado que la tubería de 3" no cumple con la velocidad es necesario dejar toda la conducción con 4" y se requeriría una pequeña cámara de quiebre para una altura de:

$$Hf \text{ cámara} = Hf \text{ total} - Hf_{4''}$$

$$Hf \text{ cámara} = 600/1.05 - 566.59 = 4.84 .$$

Para el caudal de 50 lps. se obtiene  $D = 5.19583$  que corresponde a un tramo de 4" y 6" con  $L_4 = 818.34 \text{ ml.}$  y  $L_6 = 4181.66 \text{ ml.}$   $V_4 = 6.17\text{m/s}$  y  $V_6 = 2.74\text{m/s}$

Se requiere dejar toda la tubería en 6" pues la de 4" supera el límite de velocidad en consecuencia las cámaras de caída se requieren para disipar una altura de

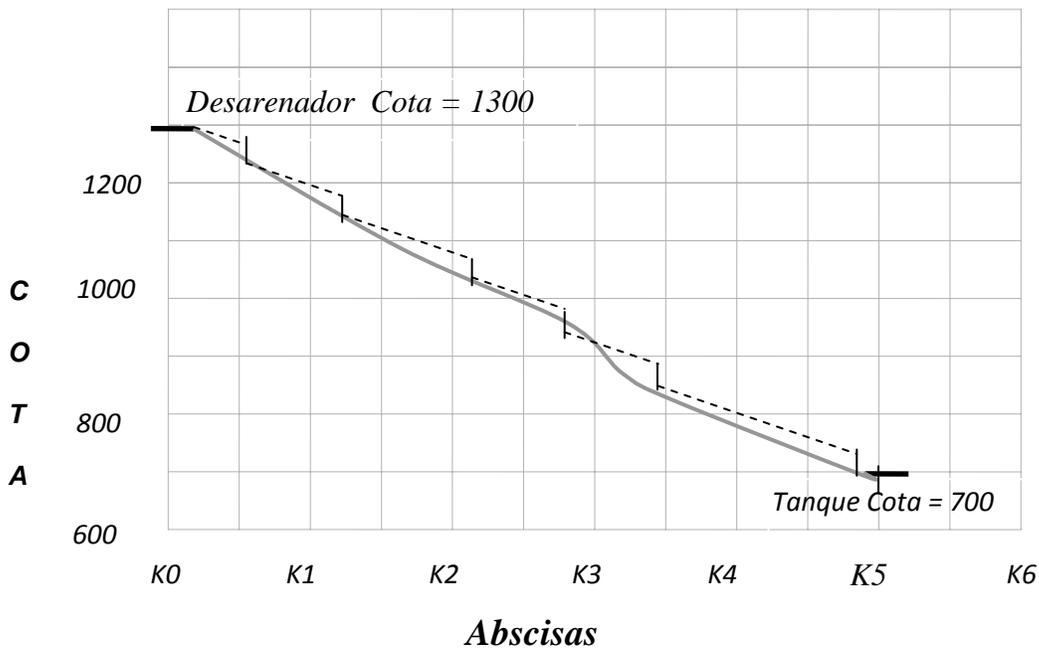
$$Hf \text{ cámara} = Hf \text{ total} - Hf_{6''}$$

$$Hf \text{ cámara} = 574.43 - 5000 * Hf_{6''}$$

$$Hf \text{ cámara} = 574.43 - 283.54 = 287.89 \text{ m.}$$

Puede pensarse en 6 cámaras de 47.89 m. La línea piezométrica sería como la mostrada en la figura siguiente.

Figura 24. Ubicación en perfil de tanques rompe carga



Fuente: Conferencias del Ing. M sc. Mario García Solano.

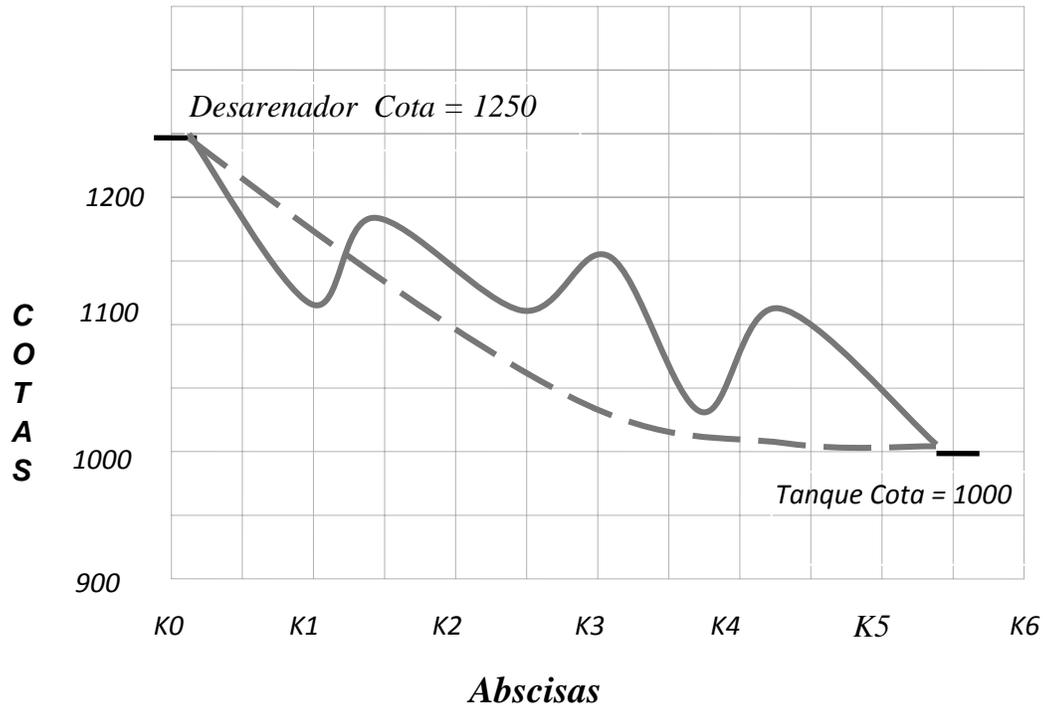
### 9.7.2 Conducciones

La línea punteada corresponde al perfil de un acueducto existente que abastece una población determinada P con una demanda de 177.7 LPS y cuyas características son las siguientes:

<i>Diámetro</i>	<i>Longitud</i>
12	915
10	4585

El municipio ha crecido en un 50% hasta el día de hoy por lo cual se pretende construir una conducción a partir de la misma fuente pero siguiendo una ruta alternativa (perfil en línea continua siendo la punteada la existente) necesaria por razones de estabilidad de terreno (la longitud es la misma en ambos casos). Teniendo en cuenta que la nueva línea debe complementar el caudal y que el diseño se hace para un periodo de 20 años a partir del presente tomando una tasa de crecimiento del 2% anual.

Figura 25. Perfil del terreno.



Fuente: Conferencias del Ing M sc. Mario García Solano.

Es necesario:

- a) Calcular el caudal actual
- b) Calcule o estime la población P que puede abastecer en la actualidad el acueducto
- c) Calcule la nueva conducción
  - o Utilice la formula de Hazen-Williams con  $C = 120$
  - o Otros datos necesarios propóngalos Ud. dentro de los rangos usuales.
  - o Desprecie pérdidas por accesorios

Análisis:

*Parte a)*

Procedimiento:

- 1- Calcular el diametro equivalente de la tubería existente. El valor obtenido es de  $10.22''$ ,
- 2- Calcular el caudal que dicho diámetro puede transportar. Por *Hazen Williams* y para  $C = 120$ , diferencia de altura  $250$  mts. y longitud  $5500$  mts, el caudal es de  $180$  lps.
- 3- Se calcula la población que puede abastecer este caudal teniendo en cuenta que el valor calculado de caudal es el de  $Q_{MD}$  (Caudal del día de mayor consumo).  $Q_{MD} = K_1 \cdot cpc \cdot P$  que para un valor de  $K_1$  de  $1.5$  y  $cpc$  de  $200$  lts/h/d se obtiene  $P = 51386$  hab. En consecuencia según el planteamiento del problema la población actual es de  $1.5$  veces este valor;  
 $P_{actual} = 77.754$  hab

- 4- proyectando a 20 años en forma geométrica con una tasa del 2% anual se obtiene

$$P_f = 115.538 \text{ hab}$$

Con los mismos parámetros se calcula el caudal necesario y se obtiene

$$Q_{MD} = 401 \text{ lps}$$

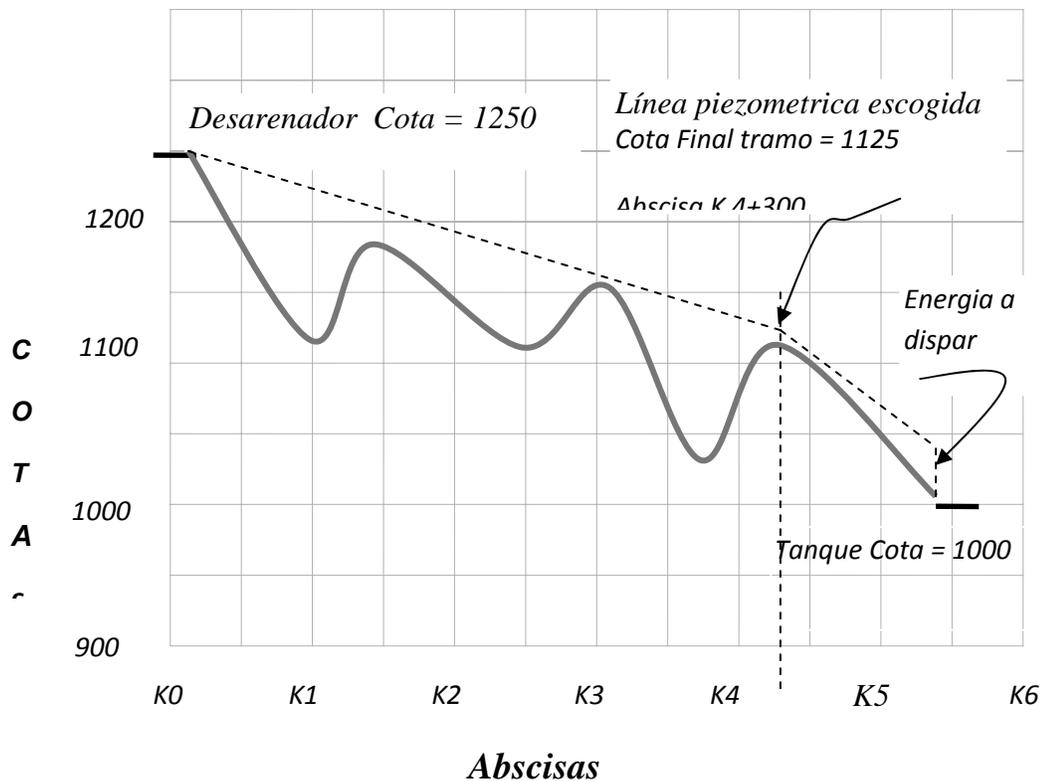
El caudal complementario es de  $401 - 180 = 221$  lps

Parte b)

La solución de esta parte debe partir del análisis de la línea piezométrica requerida por la topografía de la nueva línea de conducción que como se ve presenta una serie de cotas elevadas por debajo de las cuales dicha línea no debe pasar. En la figura anterior puede verse cómo la línea escogida supera los puntos más altos del terreno en por lo menos 5 mts, que es lo recomendado.

En la parte izquierda de esa línea se pueden gráficamente tomar las cotas inicial y final y la longitud y así determinar el valor del gradiente  $h_f$  a partir del cual se obtendrán los diámetros necesarios que transporten el caudal complementario (221 LPS) para la población futura.

Figura 26. Línea piezométrica.



Fuente: Conferencias del Ing M sc. Mario García Solano.

Los cálculos respectivos llevan a que el tramo inicial hasta la abscisa K 4 + 300 debe estar compuesto por dos tuberías así:

$$\text{Ø} = 14 \quad L = 620 \text{ mts} \quad V = 2.27 \text{ m/s}$$

$$\text{Ø} = 12 \quad L = 3680 \text{ mts} \quad V = 3.09 \text{ m/s}$$

El tramo restante de 1200 mts no puede llevar un diámetro menor de 10" (*Velocidad 4,45 m/s*) para no superar una velocidad de 5 m/s. por lo cual deberá diseñarse una cámara de caída para disipar la energía residual correspondiente a:

$$\textit{Diferencia de Cotas } 1125 - 1000 = 125 \text{ mts.}$$

$$\textit{Perdidas en tubería de 10"} = 92 \text{ mts.}$$

$$\textit{Energía a disipar} = 33 \text{ mts.}$$

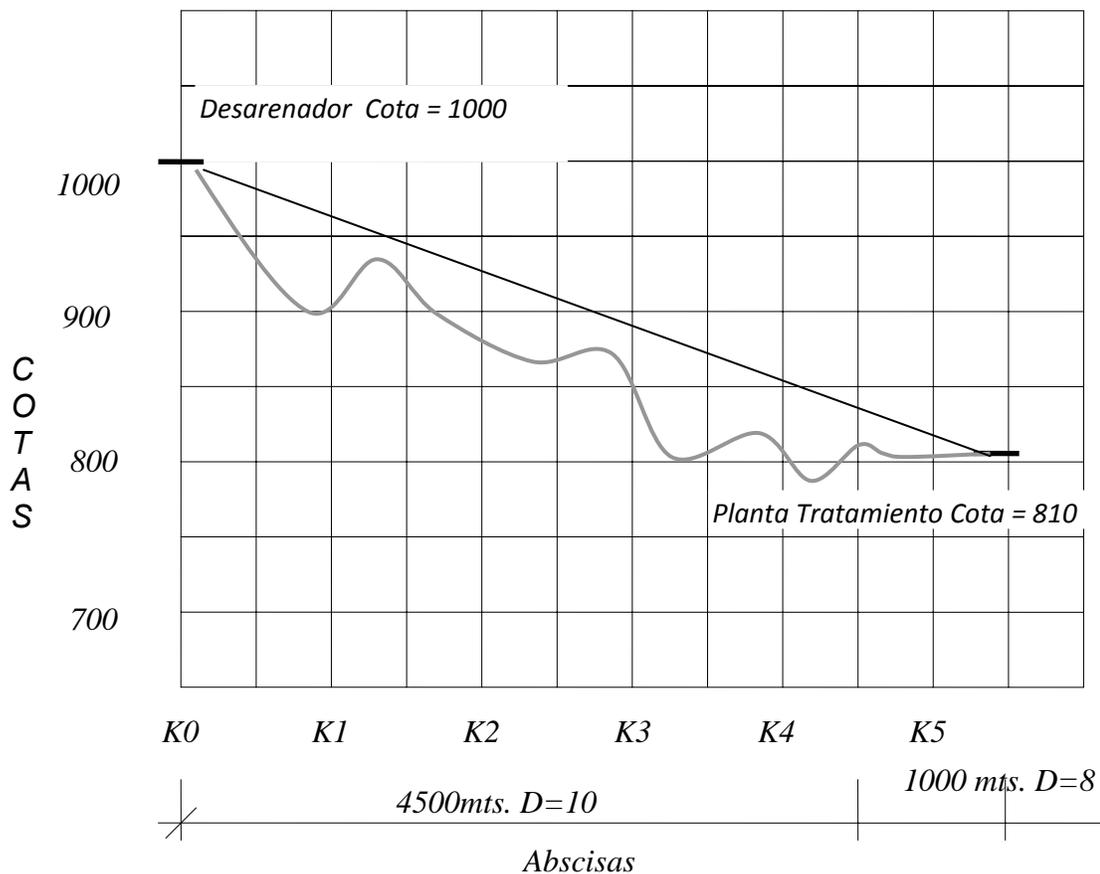
### 9.7.3 Conducción en paralelo

En la práctica se presentan casos de conducciones que por aumento de la demanda pueden ser reforzadas mediante tubería en paralelo total o parcialmente casos que deben ser analizados no solo desde el punto de vista hidráulico, sino desde el de costo-beneficio, pues algunos refuerzos de tramos en paralelo al analizarlos hidráulicamente puede comprobarse que el aumento en el caudal o beneficio para la población, no es suficientemente apreciable aunque los costos pueden ser muy altos en cuyo caso no es aconsejable la construcción de el refuerzo planteado.

Valga el ejercicio siguiente para ilustrar el problema descrito aunque no se incluya la parte del estudio económico necesaria para la evaluación de la relación costo-beneficio.

*Ejercicio:*

Figura 27. Perfil del terreno y línea piezométrica actual.



Fuente: Conferencias del Ing M sc. Mario García Solano.

Un acueducto demanda un caudal de 175 LPS y cuenta con la conducción de la figura. El gerente de la empresa solicita que se analice si la conducción está capacitada para el caudal necesario o por el contrario es necesario reforzarla. En este último caso proponer una solución que contemple utilizar la tubería existente reforzándola mediante una tubería paralela en parte de la conducción.

Se pide que la solución cumpla con una condición de tipo operativo consistente en que el tramo de 8" se refuerce en su totalidad con tubería de 10" con la que la compañía del acueducto cuenta en almacén y quiere darle ese destino.

### **Análisis:**

Primero debe mirarse la línea piezométrica que satisface  $Q = 175$  lps para las dos tuberías y su compatibilidad con la topografía. En este caso esta compatibilidad existe pues una línea recta que une los puntos origen y destino en el perfil no corta en ningún punto el perfil de la conducción. (Ver figura anterior)

### **Desarrollo**

Mediante la ecuación siguiente (*Tuberías en serie*),

$$\frac{L}{D_e^5} = \frac{L_1}{D_1^5} + \frac{L_2}{D_2^5} = \frac{4500}{10^{15}} + \frac{1000}{8^{15}}$$

Despejando  $D_e$ , se obtiene que la tubería equivalente al sistema en serie tiene un valor

$$D_e = 9.3856''$$

que para la caída total de 190 mts. tiene la capacidad de transportar (por Hazen Williams) un caudal de:

$$Q = 278.5 * C * D^{2.63} * hf^{0.54} = 278.5 * 120 * 0.2384^{2.63} * 0.034545^{0.54} = 125 \text{ lps}$$

Puede transportar 125 lps. con las pérdidas para 10" y 8" como se ve a continuación

$$H_{f10} = 114.54 \text{ mts.}$$

y

$$H_{f8} = 75.46 \text{ mts.}$$

Al ver la figura (la piezométrica construida con los valores de pérdidas anteriores) se verifica que la conducción trabaja bien para 125 lps. por lo que es necesario reforzarla para que transporte los 50 lps. restantes.

La solución se hará por tanteos y se pueden proponer múltiples soluciones. Sin embargo, como el problema lo pide debe reforzarse todo el tramo de 8" y además porque para ese caudal la velocidad estaría por encima de 5 m/s. si la tubería de este tramo solo contará con el conducto de 8".

Por otro lado el diámetro equivalente necesario para  $Q = 175$  lps. es  $D = 10.691''$  (ver cálculo a continuación)

$$D = \frac{1.626}{hf^{0.54}} * \left[ \frac{Q}{C} \right]^{0.3799} = \frac{1.626}{(190/5500)^{0.54}} * \left[ \frac{0.175}{120} \right]^{0.3799} = 0.272 \text{ mts} = 10.691''$$

- Al reforzar la tubería de 8" en su totalidad con una de 10" se obtiene un diámetro de 11.98" según cálculos a continuación:

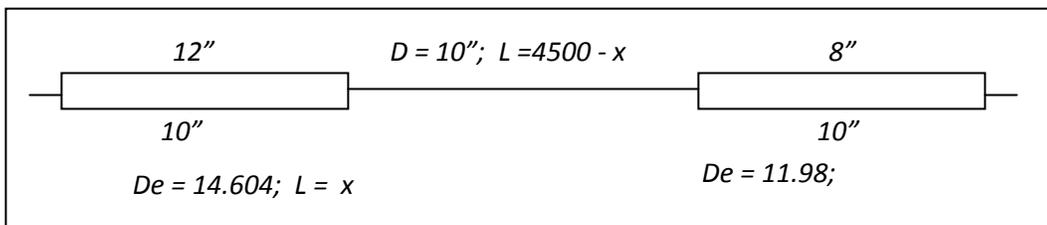
$$\sqrt{\frac{De^5}{Le}} = \sqrt{\frac{D_1^5}{L_1}} + \sqrt{\frac{D_2^5}{L_1}}$$

$$\sqrt{\frac{De^5}{1000}} = \sqrt{\frac{8^5}{1000}} + \sqrt{\frac{10^5}{1000}} \Rightarrow D_e = 11.98''$$

para el tramo de 1000 mts. que combinado en serie con el de 10 de 4500 mts. produce un diámetro equivalente para la totalidad de la conducción de 10.02 menor que 10.691", necesario según los cálculos.

- En consecuencia se propone reforzar (por lo menos parcialmente) el tramo de 4500 mts. de longitud con una tubería de 12". La combinación de 10 y 12 en paralelo equivale a un diámetro de 14.604"; así la tubería a solucionar sería

$$\sqrt{\frac{De^5}{L}} = \sqrt{\frac{12^5}{L}} + \sqrt{\frac{10^5}{L}} \Rightarrow D_e = 14.604''$$



De la ecuación de equivalentes en serie se obtiene k

$$\frac{L}{D^5} = \frac{L_1}{D_1^5} + \frac{L_2}{D_2^5} + \frac{L_3}{D_3^5} = \frac{x}{14.604^{5}} + \frac{4500-x}{10^{5}} + \frac{1000}{11.98^{5}}$$

Resolviendo

$$x = 1138.7 \text{ mts}$$

longitud a reforzar con 12" el tramo de 10".

Debe verificarse que la línea piezométrica sirva para el terreno para lo cual se calculan las pérdidas por tramos y se verifica con el perfil:

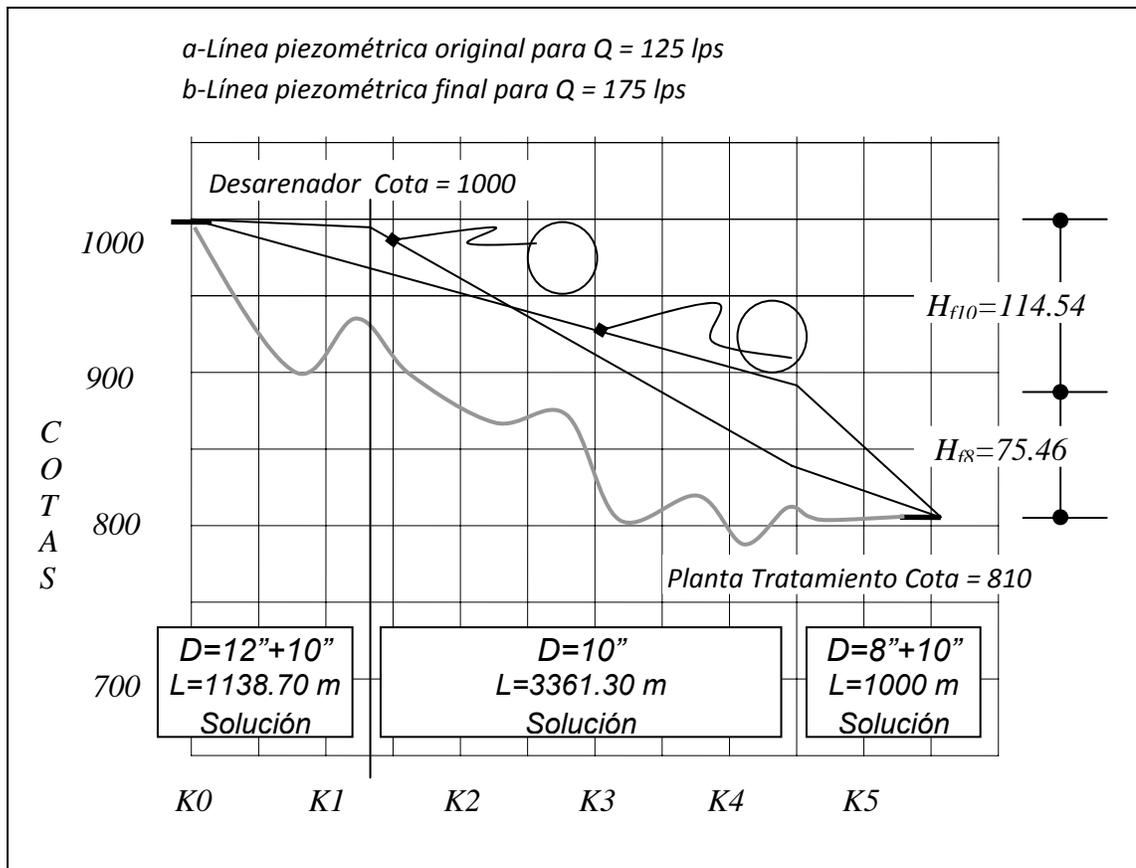
$$H_{f14.604} = 8.61 \text{ mts.}$$

$$H_{f10} = 161.54 \text{ mts.}$$

$$\text{y } H_{f11.98} = 19.85 \text{ mts.}$$

La suma de los tres guarismos anteriores debe ser igual o aproximadamente igual a 190 m. Que es la cabeza total disponible.

Figura 28. Línea piezométrica original y final.



Fuente: Conferencias del Ing M sc. Mario García Solano.

## 10. BOMBAS Y ESTACIONES DE BOMBEO.

Debido a los diferentes tipos de topografías existentes, y a las diversas fuentes de abastecimiento a veces se hace necesaria la elevación de fluido para su uso. En estos casos, cuando se necesita de energía externa para la elevación del fluido.

### 10.1. DEFINICION

Una bomba es una maquina hidráulica, capaz de transformar energía, absorbe un tipo de energía y restituirla en otro tipo. Los fluidos que son el medio intercambio de energía se considera como incomprensible.

### 10.2. PRINCIPIO DE FUNCIONAMIENTO.

Las bombas se consideran maquinas que cumplen el principio fundamental de funcionamiento, es decir se considera que tiene un elemento móvil responsable de la transformación de energía, por medio de este principio se puede establecer la ecuación de intercambio de energía.

$$\frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} + Z_1 + \Delta H = \frac{P_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} + Z_2$$

Donde:

$\frac{P}{\gamma}$ : *Energía de Presión.*

$\frac{V^2}{2g}$ : *Energía de velocidad.*

$Z_1$ : *Energía Potencial.*

$\Delta H$  es la energía transformada. Despejando este valor obtenemos:

$$\Delta H = \frac{P_2 - P_1}{\gamma} + \frac{V_2^2 - V_1^2}{2g} + (Z_2 - Z_1)$$

El valor de  $\Delta H$  tiene gran importancia en la clasificación de las máquinas hidráulicas. Si  $\Delta H$  es positivo significa que el líquido está absorbiendo energía, este es el caso de las bombas. Si  $\Delta H$  es negativo significa que el líquido está suministrando energía, este es el caso de las turbinas.

### 10.3. TIPOS DE BOMBAS.

Las bombas se pueden clasificar de diversas maneras, en cuanto a su funcionamiento se clasifican en:

#### 10.3.1 Bombas gravimétricas.

Las bombas gravimétricas son máquinas que aprovechan la energía hidráulica, sin requerir otra, para su funcionamiento. Dentro de las bombas gravimétricas encontramos el ariete hidráulico.

#### *Ariete hidráulico.*

El ariete hidráulico es utilizado para elevar cantidades de agua, utilizando, únicamente, energía hidráulica. Este dispositivo es muy utilizado en proyectos muy pequeños de abastecimiento de agua. El ariete hidráulico es muy útil en pequeños sistemas de riego.

El funcionamiento del dispositivo es bastante simple (Tomado enciclopedia virtual wikipedia<sup>8</sup>):

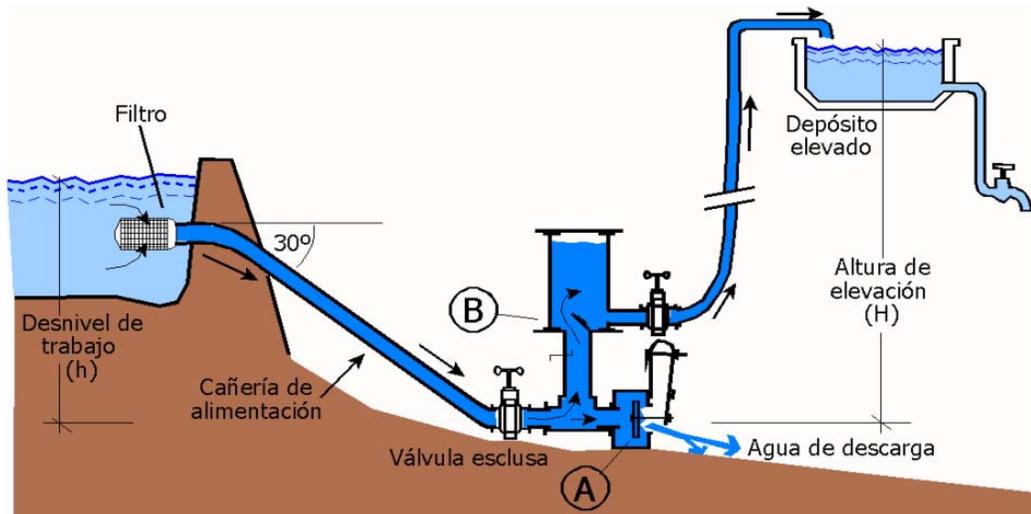
El agua se acelera a lo largo del conducto hasta alcanzar una determinada velocidad que hace que se cierre la válvula A; entonces se crea una fuerte presión ejercida por el agua que se encuentra en movimiento y es detenida de golpe; así permite la apertura de la válvula B y pasa agua al depósito hasta que se equilibran las presiones; Se abre la válvula A y el ciclo se repite una y otra vez.

---

<sup>8</sup> [http://es.wikipedia.org/wiki/Ariete\\_hidr%C3%A1ulico](http://es.wikipedia.org/wiki/Ariete_hidr%C3%A1ulico)

El agua pasa a golpes de ariete al depósito, pero sale de este con continuidad ya que el ariete funciona de uno a dos ciclos por segundo.

Figura 29. Esquema ariete hidráulico



Fuente: [http://es.wikipedia.org/wiki/Ariete\\_hidr%C3%A1ulico](http://es.wikipedia.org/wiki/Ariete_hidr%C3%A1ulico)

La cámara de aire del depósito es fundamental para su funcionamiento. Para asegurar la permanencia de esta cámara de aire se usa el inclusor de aire que incorpora unas pocas burbujas en cada ciclo.

#### Incluser de aire

El inclusor de aire es un pequeño orificio de 1,5 a 2 mm de diámetro, con un alambre de cobre que pasa por el con cierta holgura, para permitirle a la cámara de aire tomar alguna burbuja en cada golpe de ariete y mantener la presión en la cámara de aire.

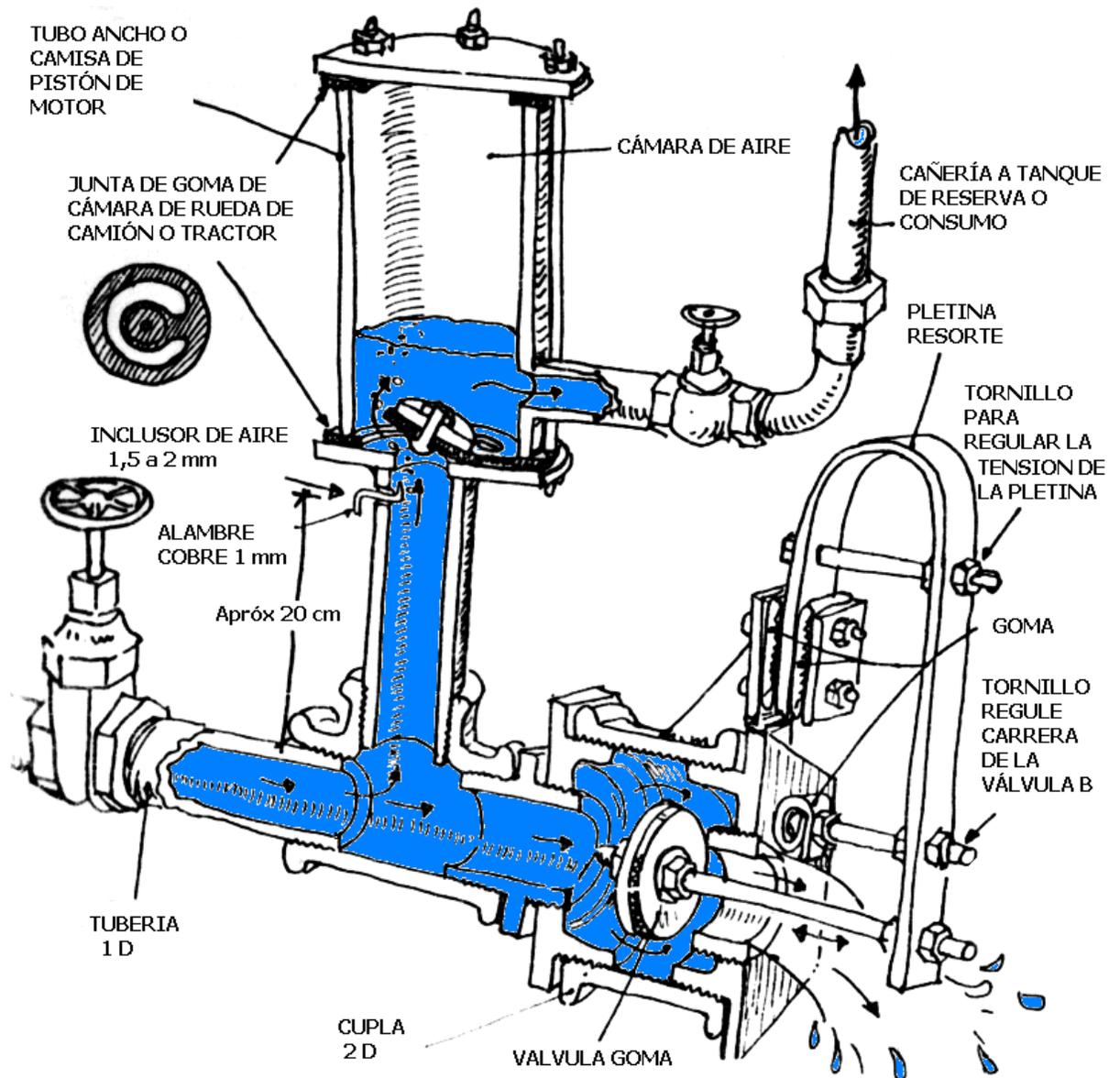
Por supuesto, también saldrá una pequeña cantidad de agua en cada golpe de ariete. Pero si no hay cámara de aire que actúe como amortiguadora del golpe de ariete, este mismo rompería el dispositivo y dejaría de funcionar.

Otros requerimientos

Para que el ariete hidráulico funcione se necesitan dos cosas:

Agua en cantidad suficiente para impulsarlo suficiente desnivel de trabajo (el mínimo es 20 cm).

Figura 30. Ariete hidráulico



Fuente: [http://es.wikipedia.org/wiki/Ariete\\_hidr%C3%A1ulico](http://es.wikipedia.org/wiki/Ariete_hidr%C3%A1ulico)

El agua puede proceder de un manantial, arroyo o río y debe ser conducido al ariete hidráulico mediante un conducto (hierro galvanizado, PVC, PPP, etc), cuyo diámetro dependerá del caudal utilizado.

La inclinación del tubo debe ser de unos 30° por debajo de la horizontal para un funcionamiento adecuado, aunque podría hacerlo con ángulos menores.

El ariete hidráulico funciona entre 60 y 90 golpes por minuto y cuanto más lento sea el funcionamiento, más agua utiliza y bombea.

Para que funcione el ariete hidráulico se necesita un salto de agua que varíe entre 0,20 m a 30 m. Cuando el salto de agua sea mayor, el ariete hidráulico va a ser más pequeño y económico y menos cantidad de agua va a requerir para elevar otra cantidad de agua.

Con abundante agua y un desnivel de 1,2 m puede llegar a elevarse el agua a 200 m de altura.

#### 10.3.2 Bombas de movimiento reciproco.

Las bombas de movimiento reciproco son muy poco utilizadas, se utilizan para elevación de pequeños caudales a elevaciones relativamente bajas. Pueden ser manual como las bombas para extraer pequeñas cantidades de agua subterránea, o de accionamiento mecánico como las bombas de frenos de carros.

#### 10.3.3 Bombas rotatorias.

Consiste en un sistema de engranajes, tornillos. Alabes, aspas que son activados por un eje motriz. Este tipo de bombas no tienen válvulas de succión ni de descarga.

#### 10.3.4 Bombas centrifugas.

Las bombas centrifugas se caracterizan por tener un eje central rotatorio, con aspas a su alrededor y sumergido totalmente en el fluido. El fluido entra a la bomba cerca del eje del rotor y las aspas lo impulsan hacia sus extremos. La energía suministrada al fluido es empleada para llevarlo al sitio requerido.

Las bombas centrifugas se pueden clasificar en:

- Dirección del flujo: Flujo radial.  
Flujo axial.  
Flujo radio-axial.
- Posición del eje: Eje vertical  
Eje horizontal  
Eje inclinado
- Presión engendrada: Baja presión.  
Presión intermedia.  
Alta presión.
  
- Entrada a la bomba: Aspiración simple.  
Aspiración doble.

Figura 31. Bomba centrifuga



Fuente: <http://fluidos.eia.edu.co/hidraulica/articulos/maquinashidraulicas>

Las bombas centrifugas son las de mayor uso en proyectos de abastecimiento de agua, algunas de sus características son:

- Simple instalación.
- Precios bajos.
- Flujo entregado uniforme.
- Fácil manteamiento.
- Ocupan poco espacio.

#### 10.4. CALCULO DE BOMBAS

Para obtener el diseño hidráulico del bombeo debe tenerse presente el esquema del sistema de bombeo. Un esquema general es el siguiente:

Los siguientes conceptos se deben tener presentes para los sistemas de bombeo:

*Altura estática de impulsión (hs):*

Es la distancia vertical entre el eje de la bomba y el nivel del pozo donde se succiona el agua. La succión es positiva cuando el nivel del pozo esta por encima del eje de la bomba y, lo contrario, succión negativa cuando el eje de la bomba esta por encima del nivel del pozo.

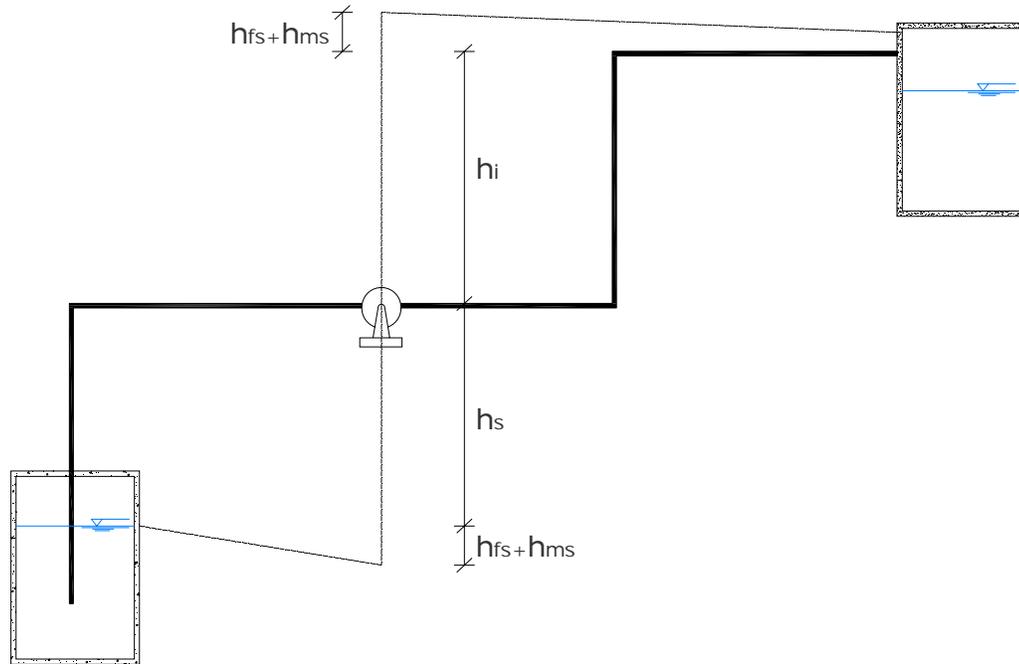
*Altura estática de impulsión (hi)*

Es la distancia vertical entre el eje de la bomba y el nivel de descarga.

*Altura de fricción (hf)*

Las perdidas por fricción en la tubería ocasionan una altura adicional que se debe tener en cuenta. Esta altura pueden ser calculadas por las formulas de Hazen-Williams o Darcy.

Figura 32. Esquema de bombeo con succión negativa



Fuente: López Cualla. Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados, 1995. p, 129

### *Altura de pérdidas menores*

Son pérdidas producidas debidas a los accesorios tales como codos, tees, válvulas y otros.

### Altura Dinámica total ( $h_t$ )

La altura dinámica total es la altura que se debe considerar para el diseño del bombeo. La altura dinámica total es la sumatoria de la altura estática ( $h_s$ ), la altura de succión ( $h_s$ ) y la altura de fricción en la tubería ( $h_f$ ).

### *Caudal de diseño.*

El caudal de diseño de diseño para un sistema de conducción por bombeo será el caudal máximo diario. Por razones practicas no es conveniente que un sistema de bombeo trabaje las 24 horas diarias por lo tanto habrá que incrementar el caudal de la línea de aducción por bombeo, este aumento esta relacionado con las horas de bombeo en las cuales va a funcionar.

$$Q_b = Q_{MD} \times \frac{24}{N}$$

Donde.

$Q_b$ : Caudal de diseño para el bombeo.

$Q_{MD}$ : Caudal máximo diario.

N: Numero de horas de bombeo.

Generalmente los fabricantes de bombas recomiendan un valor de N no mayor a 16 horas.

### *Diámetro tubería.*

La velocidad máxima en esta tubería es de 1.5m/s, esto en función de controlar el golpe de ariete que se pueda presentar.

Para el dimensionamiento se puede utilizar inicialmente la formula de Bresse, su expresión matemática es la siguiente.

$$D = K \times \sqrt{Q}$$

Donde:

D: diámetro en m.

K: Constante 0.7 – 1.6

Q: Caudal en m<sup>3</sup>/s.

La anterior ecuación modela el sistema funcionando de manera continua, para sistemas funcionando un determinado número de horas tenemos:

$$D = 1.3 \times X^{1/4} \sqrt{Q}$$

Donde:

X: relación 24/N

N: Número de horas de bombeo.

Determinado el diámetro de la tubería, el caudal y la altura dinámica total, la potencia necesaria de la bomba puede ser calculada fácilmente.

$$HP = \frac{QH_T}{76\epsilon}$$

Donde:

HP: Potencia en caballos de fuerza.

Q: Caudal en LPS.

HT: Altura dinámica total.

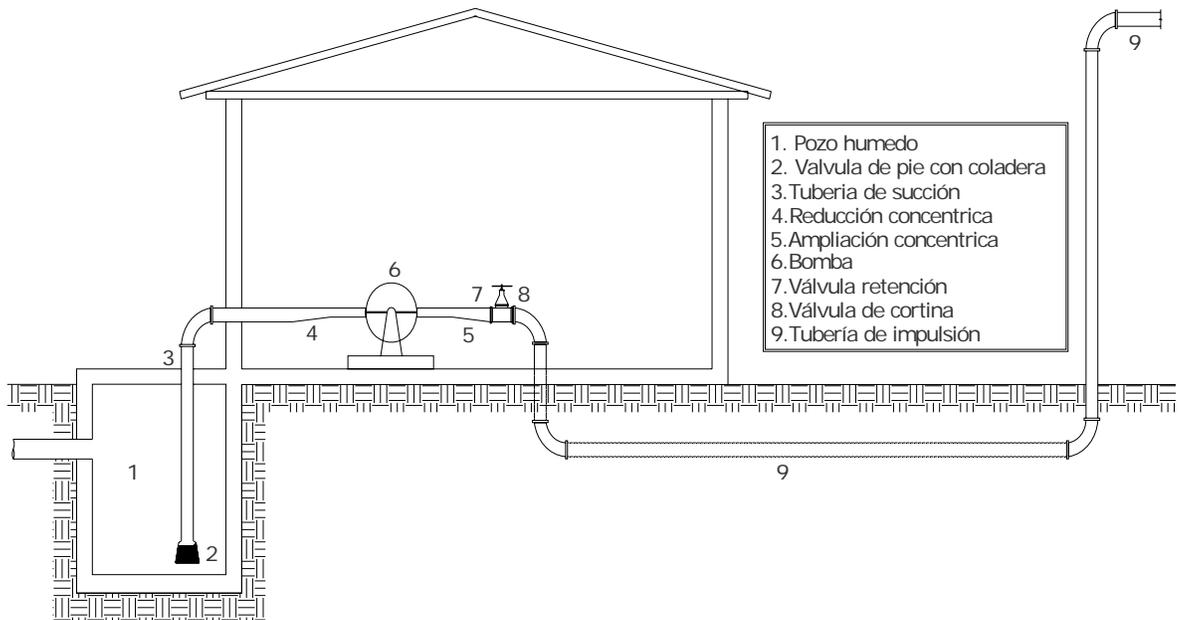
$\epsilon$ : Eficiencia de la bomba. Los valores de eficiencia se recomienda tomarlos mayores a 60%.

Los comercializadores de equipos de bombeo y los catálogos de los fabricantes de bombas pueden obtener con los anteriores datos el equipo de bombeo necesario.

## 10.5. DISEÑO DE ESTACIONES DE BOMBEO.

Las estaciones de bombeo son sistemas que esta conformado por varios dispositivos, en el cual la bomba es el corazón del sistema. A grandes rasgos la estación de bombeo esta conformada por:

Figura 33. Estación de bombeo.



Fuente: Silva Garavito. Diseño de acueductos y alcantarillados, 1980. p, 116

- Pozo:

El pozo es el lugar donde llega el agua que va a ser bombeada. Para dimensionar el tanque debe tenerse en cuenta el caudal máximo diario y las horas de funcionamiento del sistema en el día, el periodo de retención en el agua no debe ser mayor de 5 minutos. Además debe tenerse presente que el área del tanque debe ser mínimo 5 veces el diámetro de la tubería de succión y nunca de sección circular.

- Tubería de succión.

Debe tenerse en cuenta que el diámetro de succión no debe ser menor al diámetro de la tubería de impulsión ni al diámetro de orificio de entrada de succión de la bomba

Con respecto a la tubería de succión es importante tener presente que esta etapa es la mas critica en el bombeo.

Fotografía 10. Estación de bombeo, Bucaramanga.



Fuente: Fotografía tomada por el autor

- Bomba
- Válvula de retención.

La función de esta es permitir la dirección del flujo en el sentido del bombeo. De no existir el, al momento de parar el bombeo, el flujo se revertiría y produciría efectos negativos en el rodete y eje de la bomba.

- Válvula de cortina.

Cumple la función de aislar la tubería de impulsión de la bomba, con el objeto de facilitar reparación en la bomba o válvula de retención.

- Tubería de impulsión.

Generalmente la tubería de impulsión resulta ser bastante larga, y debe considerarse el diámetro más económico. Para determinar el diámetro puede utilizarse la fórmula de Bresse.

## 11. ALMACENAMIENTO

El consumo de agua en una población, debido a factores propios de la vida humana, nunca es constante. El almacenamiento de agua tratada tiene como función compensar las variaciones horarias del consumo y poseer un volumen de en caso de emergencia, como los incendios. Generalmente el almacenamiento de agua tratada se realiza en tanques, los tanques pueden estar a nivel de suelo o un nivel superior y se conocen como tanques levados. La elección de cada uno dependerá de las características propias de cada sistema.

### 11.1. FUNCIONES

Los tanques de almacenamiento cumplen diversas funciones entre las que encontramos:

- Compensar las variaciones horarias de consumo durante el día. Esto es almacenar agua en los cuales el suministro es mayor a la demanda, y compensar el déficit cuando el suministro sea menor a la demanda.
- Proveer una presión adecuada en la red de servicio.
- Disponer de cierta cantidad de agua para casos de emergencia como incendios o daños en la red de suministro.

### 11.2. CAPACIDAD DEL TANQUE

El volumen necesario del tanque de almacenamiento debe estar de acuerdo con las funciones que debe cumplir, en este orden de ideas la capacidad del tanque de almacenamiento debe basarse en los siguientes factores:

- Compensar consumo en variaciones horarias.
- Emergencias para incendios.
- Reserva para cubrir daños o interrupciones en el suministro de agua.

### 11.2.1 Compensación variaciones horarias.

La forma de estimar el volumen necesario en el tanque de almacenamiento para compensar las variaciones horarias es conociendo estadísticamente los consumos cada hora durante las 24 horas del día.

Cuando en las comunidades no se poseen datos acerca del consumo de agua, se pueden proyectar datos de poblaciones similares nacionales o extranjeras y aplicarlas al municipio. La distribución de consumo en una población depende en gran medida de las costumbres de sus habitantes. Las costumbres de los habitantes en poblaciones pequeñas son más uniformes y los picos de consumo de caudal serán mayores que en grandes aglomeraciones de personas.

Para estimar el volumen necesario para compensaciones por variaciones horarias debe tenerse en cuenta si el suministro al tanque se lleva a cabo mediante gravedad o bombeo.

- *Alimentación por gravedad*

Para el tanque de almacenamiento que es suplido por gravedad se puede determinar la capacidad por variaciones de consumo de la siguiente manera.

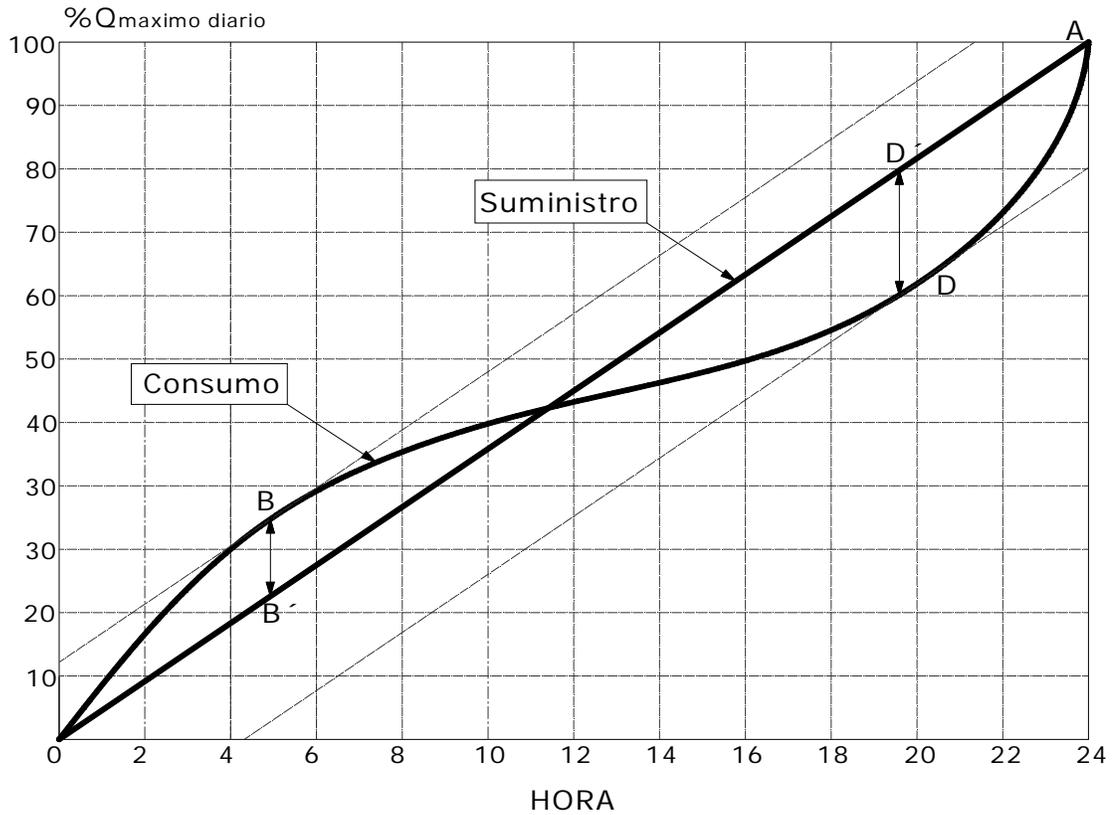
1. Se escoge un registro de consumos típico, hora a hora de la localidad, o de una población similar.
2. Se traza la curva integral del consumo construida con base en la curva del paso 1.
3. Se traza la recta OA, grafica 7, cuya pendiente representa la curva integral del suministro y las tangentes trazadas a la curva de consumos acumulados, paralelas a OA, representan los consumos coincidentes con el consumo medio, observándose por lo tanto para el resto del día, las horas de mayor consumo respecto del gasto medio. Esta situación hace que el tanque reciba estas variaciones y las compense mediante un continuo ascenso y descenso del nivel de aguas dando como resultado la determinación de una capacidad de almacenamiento necesaria para que tales fluctuaciones sean satisfechas.

Tabla 18. Registros de consumo

Horas	Consumo LPS	Volumen m3	Volumen acumulado m3
12 -1 AM	21	75.6	75.6
1 - 2 AM	20	72	147.6
2 - 3 AM	24	86.4	234
3 - 4 AM	39	140.4	374.4
4 - 5 AM	60	216	590.4
5 - 6 AM	62	223.2	813.6
6 - 7 AM	52	187.2	1000.8
7 - 8 AM	50	180	1180.8
8 - 9 AM	46	165.6	1346.4
9 - 10 AM	45	162	1508.4
10 -11AM	44	158.4	1666.8
11 -12 M	50	180	1846.8
12 - 13PM	46	165.6	2012.4
13 - 14 PM	50	180	2192.4
14 - 15 PM	49	176.4	2368.8
15 - 16 PM	48	172.8	2541.6
16 - 17 PM	39	140.4	2682
17 - 18 PM	35	126	2808
18 - 19 PM	30	108	2916
19 - 20 PM	24	86.4	3002.4
20 - 21 PM	23	82.8	3085.2
21 - 22 PM	22	79.2	3164.4
22 - 23 PM	20	72	3236.4
23 - 24 PM	19	68.4	3304.8

Fuente: El autor. Apuntes sanitaria I

Grafica 6. Caudal acumulado diario, alimentación por gravedad.



Fuente: El autor. Apuntes sanitaria I

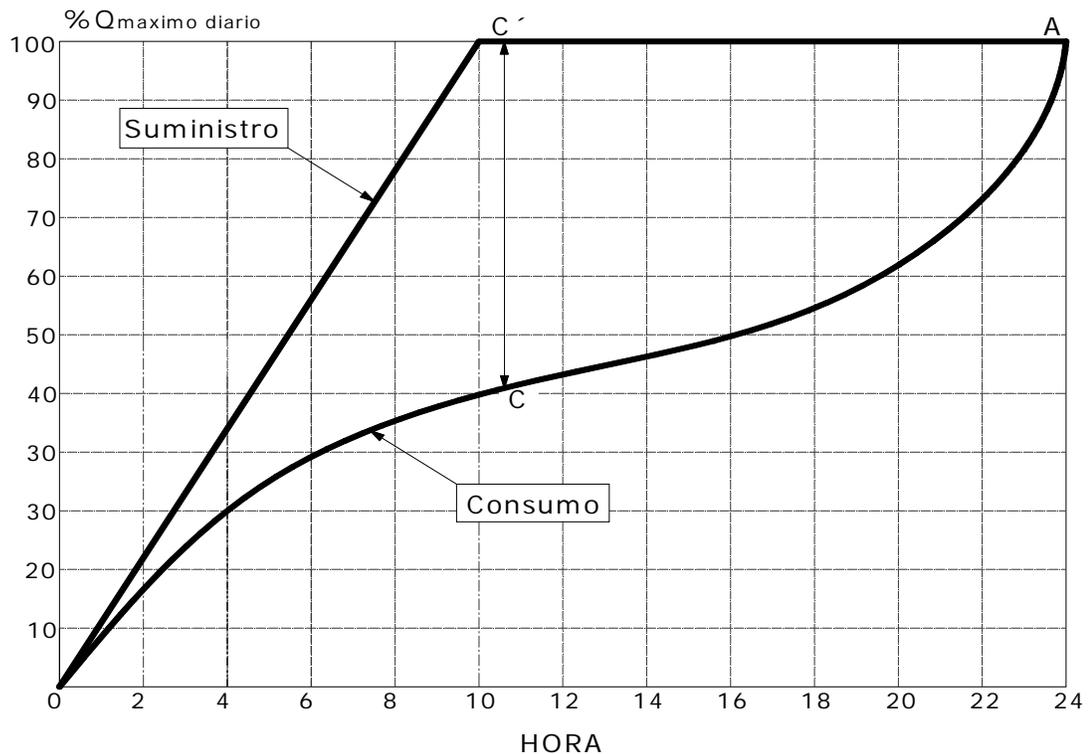
Para determinar el volumen necesario para compensación por variaciones horarias es necesario determinar el día de máximo consumo registrado durante un periodo mínimo de 1 año.

- Alimentación por bombeo.

Cuando el suministro de los tanque se realiza mediante bombeo, la capacidad se determina de igual manera, solo que estará determinada por el tiempo en el cual se está realizando el bombeo. La siguiente figura ilustra lo anterior, para un periodo de bombeo de 10 horas diarias.

El tiempo de bombeo es inversamente proporcional a la capacidad de almacenamiento del tanque, al aumentar los periodos de trabajo del sistema de bombeo la capacidad del tanque disminuye y viceversa. En este orden de ideas la determinación de los periodos de bombeo estar establecido por razones de servicio y económicas.

Grafica 7. Consumo acumulado diario y alimentación por bombeo.



Fuente: El autor. Apuntes sanitaria I

### 11.2.2 Volumen para demanda contra incendios.

Para poblaciones pequeñas es innecesario y antieconómico proveer un volumen adicional en el tanque de almacenamiento para atender demandas contra incendio. Para poblaciones medio y grandes la norma RAS-2000 nos indica el caudal requerido para satisfacer un a demanda contra incendio mediante la siguiente ecuación.

$$Q_{in} = \frac{3.86}{60} \sqrt{\frac{P}{1000}} \left( 1 - 0.01 \times \sqrt{\frac{P}{1000}} \right)$$

Donde:  $Q_{in}$ : Caudal requerido contra incendio en m<sup>3</sup>/s

P: Número de habitantes servidos.

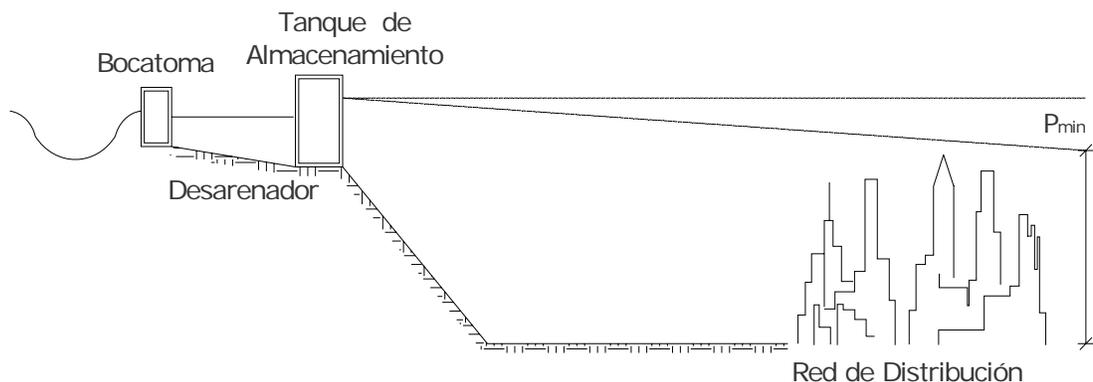
El volumen adicional que debe estar provisto el tanque de almacenamiento debe ser considerado para un incendio con duración de 2 horas.

### 11.2.3 Reserva para cubrir daños o interrupciones al suministro de agua.

Se debe tener presente en la determinación de la capacidad del tanque de almacenamiento un volumen adicional en el caso de presentarse eventualmente daños en alguna parte de la red de abastecimiento, por ejemplo el desarenador, la bocatoma, el sistema de bombeo. En caso de presentarse debe ser posible garantizar el suministro mientras se hacen las reparaciones. La determinación de este volumen puede ser alrededor del 25%-30% de la suma de los volúmenes anteriormente vistos.

### 11.3. Localización.

Figura 34. Esquema ubicación tanque almacenamiento



Fuente: López Cualla. Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados, 1995. p, 212.

La ubicación del tanque de almacenamiento debe realizarse atendiendo a los límites de presiones requeridas en la red. Estas presiones están limitadas por normas, en nuestro país la norma RAS-2000 establece los límites de presiones mínimas de acuerdo al nivel de complejidad de la población.

Las presión máxima también esta limitada y debe ser menor en cualquier punto de la red a 60 mca.

Tanto las presiones máximas como las presiones mínimas son las producidas únicamente por la cabeza estática de presión.

Tabla 23. Presiones mínimas en la red.

Presiones mínimas en la red		
Nivel de complejidad	Presión mínima (Kpa)	Presión mínima (metros)
Bajo	98.1	10
Medio	98.1	10
Medio alto	147.2	15
Alto	147.2	15

Fuente: Ras 2000

Siendo las presiones de servicio las requeridas para determinar la ubicación del tanque, necesariamente la topografía tiene influencia en esta situación y las zonas de mayor consumo. De lo anterior resultaría que lo ideal seria ubicar el tanque en el centro de la localización donde las pérdidas son mínimas. La existencia de colinas y zonas altas en el área a urbanizar será un factor a considerar en la determinación del lugar de ubicación del tanque.

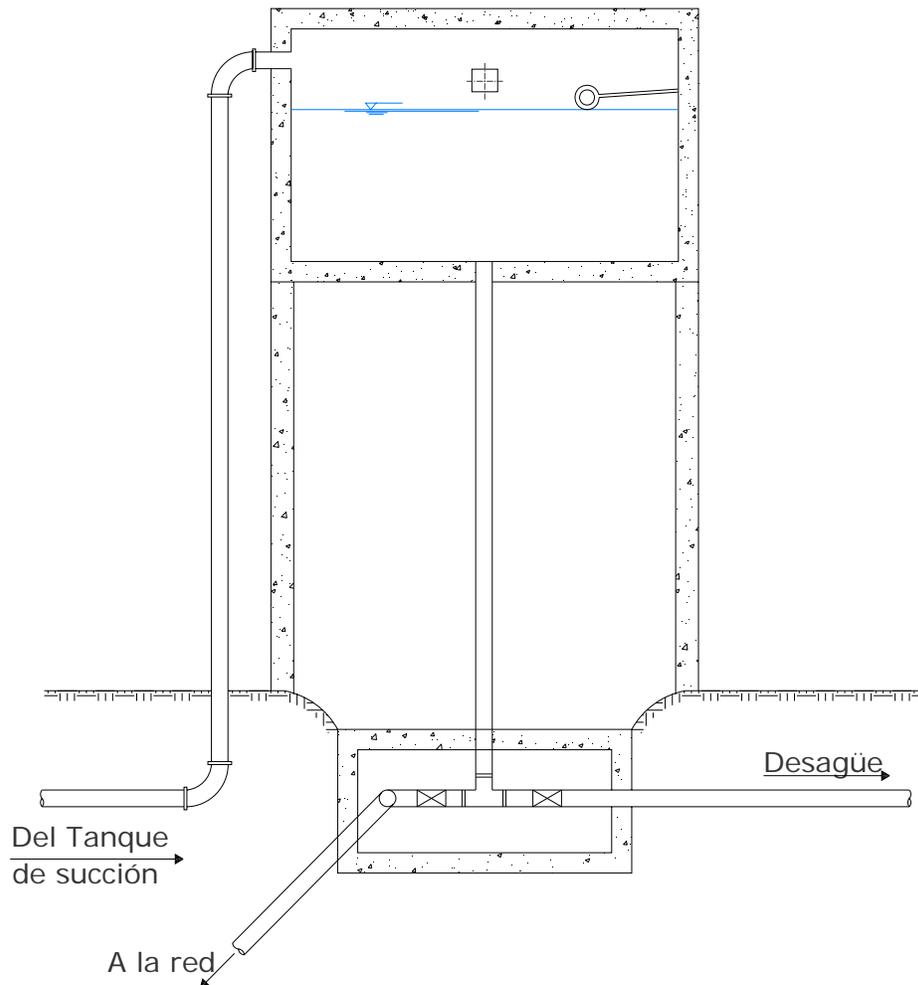
Las grandes ciudades, generalmente, el almacenamiento requerido se encuentra distribuido en sectores y cada sector cuenta con tanque de almacenamiento. De esta manera las empresas de acueductos optimizan el funcionamiento del sistema.

#### 11.4. Tipos de tanques.

La clasificación para tanques de almacenamiento se puede hacer dependiendo del medio de soporte en que se encuentre. Atendiendo a esta clasificación encontramos:

- Tanques enterrados
- Tanques Superficiales
- Tanques elevados

Figura 28. Tanque elevado con tubería separa para alimentación y suministro.



Fuente: López Cualla. Elementos de diseño de acueductos y alcantarillados, 1995. p, 217

Los tanques elevados se proyectan cuando la topografía del lugar y sus alrededores sea desfavorable para garantizar presiones de servicio adecuadas.

Los Tanques superficiales y enterrados generalmente se construyen de hormigón armado, puesto que este material resiste mejor la agresividad de medio. Los taques elevados se construyen de diferentes materiales como metálicos, de mampostería, plásticos, hormigón.

#### *11.5. Accesorios complementarios.*

Los tanques de almacenamiento deben contar con los elementos necesarios de manera que se pueda realizar fácilmente la limpieza y evitar que se rebose el tanque.

##### Tubería de llegada

El diámetro de la tubería que llega al taque de almacenamiento esta definido por el cálculo para la línea de conducción. Debe poseer una válvula de seguridad a la entrada del tanque. Cuando el tanque sea de doble compartimiento, la división se realizara en el mismo diámetro de la tubería y cada derivación con su respectiva válvula de cierre.

La tubería incrusta en el tanque mediante un niple.

##### Tubería de salida

El diámetro de salida del tanque esta definido por la tubería de que lleva el agua a la red de distribución. Similarmente debe estar provisto de válvula de cierre, y si el tanque es de dos compartimentos cada tubería de salida deberá poseer su válvula de cierre antes de la unión a una sola tubería.

La ubicación de la tubería de entrada y salida en el tanque debe realizar de manera que no se presenten corto-circuito en el sistema.

*Tubería de limpieza.*

El tanque de almacenamiento debe poseer un sistema de desagüe para realizar periódicamente limpieza. La tubería de desagüe debe ser de tal diámetro que la evacuación del volumen almacenado debe ser menor de dos horas. La norma RAS-2000, determina el tiempo de vaciado para un tanque mediante la siguiente expresión.

$$T = \frac{2 \times A \times \sqrt{h}}{m \times a \times \sqrt{2g}}$$

Donde el coeficiente m: debe estar entre 0.5-0.6.

El tanque en su fondo debe tener una pendiente mínima de 1:100 hacia la tubería de desagüe.

Fotografía 11. Tanque elevado en concreto municipio Beira, Mozambique



Fuente: [www.municipiobeira.gov.mz](http://www.municipiobeira.gov.mz).

### *Tubería de rebose.*

El diámetro de la tubería de rebose estará determinado por la altura libre en el tanque o debe ser igual al diámetro de la tubería de entrada, evitando que se presente presión sobre la tapa. La tubería de rebose se conecta con la tubería de limpieza y no se proveerá de válvula de cierre permitiendo descarga en cualquier momento.

### *Tubería de ventilación*

El reglamento colombiano agua potable y saneamiento básico determina que los tanques deben estar provistos de ductos de ventilación que permitan la entrada y salida de aire, con una protección para evitar la entrada de insectos. La ventilación deberá ser tal que su capacidad sea mayor o igual al máximo caudal de entrada o salida.

Fotografía 11. Tubería ventilación tanque subterráneo



Fuente: Fotografía tomada por el autor.

## 12. SISTEMAS DE DISTRIBUCION.

### 12.1 GENERALIDADES.

La distribución de agua se realiza mediante un sistema de tuberías interconectadas y con flujo a presión, conocido generalmente como red de distribución.

La tubería matriz es aquella tubería que conduce el agua desde el tanque de almacenamiento al punto, o puntos de entrada de la red de distribución. La red de distribución la conforma:

- La tubería principal, que se encarga de distribuir el agua a las diferentes zonas de la población.
- La tubería de relleno, esta encargada de realizar las conexiones domiciliarias.

El diseño hidráulico se realiza para la tubería principal, el diámetro de las tuberías de relleno se determina atendiendo a lo indicado a la Norma RAS-2000 o la norma pertinente de cada localidad.

Generalmente los materiales para las tuberías del sistema de distribución son asbesto-cemento y PVC. Los diámetros para cada material dependen de la casa fabricante, al momento de realizar el calculo de la red se debe tener presente que el diámetro sea comercial.

La red de distribución de manera similar a cualquier conducción deben llevar accesorios tales como: Válvulas de control, válvulas de purga, codos, tees, reducciones, tapones.

## 12.2 ELEMENTOS DE DISEÑO.

### *12.2.1 Caudal.*

La red de distribución se calcula para transportar el Caudal Máximo Diario (QMH), dependiendo del nivel de complejidad de la población, se le debe sumar al QMH, el caudal de emergencia por incendio.

El caudal máximo diario, en caso de no poseer registros de mediciones, se puede obtener afectando el caudal medio diario afectado por un coeficiente. El coeficiente fue obtenido por análisis estadístico de registros de consumo en diferentes tipos de poblaciones tomados diariamente, las poblaciones en las cuales se llevo a cabo el seguimiento diferían en cuanto al tamaño y costumbres de sus habitantes.

Coeficientes:

- ✓ Población menor de 5000 hab.  $F=1.8$
- ✓ Población entre 5000 y 20000 hab  $f= 1.65$
- ✓ Población mayor de 20000 habitantes  $f = 1.5$

El caudal para incendio se determina por el número de hidrantes por zona, para zonas con altas densidades de población es necesaria la ubicación de 2 hidrantes para atender los requisitos de cada una. Cada hidrante se diseña con un caudal de 5 LPS.

### *12.2.2 Presiones de servicio*

En toda la red se debe mantener una presión adecuada en un rango entre 10-50 mca. A continuación se incluyen, nuevamente, las especificaciones de RAS-2000 de rango de presiones.

Tabla 24. Presiones mínimas en la red

Nivel de complejidad	Presión mínima (Kpa)	Presión mínima (metros)
Bajo	98.1	10
Medio	98.1	10
Medio alto	147.2	15
Alto	147.2	15

Fuente: Norma RAS-2000

### 12.2.3 Válvulas.

Las redes de distribución deben proveerse de válvulas de manera que permita aislar sectores de tuberías, esto en caso de permitir realizar reparaciones sin afectar el suministro a los restantes sectores de población.

La ubicación de las válvulas es variada y afecta en gran medida el presupuesto del proyecto, esto al ser un gran número de válvulas y de un tamaño relativamente grande. La localización generalmente se realiza en los siguientes puntos:

- ✓ Derivación de la red.
- ✓ Intersecciones de tubería de principal de la red.
- ✓ Conexiones de tuberías secundarias con la red.

Las normas americanas indican que se dispongan de válvulas en forma que se aislé un máximo de dos tramos cerrando u máximo de 4 válvulas. Esto es para redes dispuestas en forma de malla, las cuales se presentan a continuación.

### 12.3 CLASIFICACION.

Las redes se clasifican atendiendo a la disposición geométrica de las tuberías. Vale la pena la aclaración que la disposición geométrica se realiza obedeciendo a condiciones topográficas, y de distribución de la población servida.

### 12.3.1 Redes ramificadas

Las redes de tipo ramificado son aquellas en las cuales la distribución se realiza mediante una tubería principal y ramales que se desprenden de estas, los ramales pueden formar pequeños mallas o terminar en puntos ciegos.

Las redes ramificadas son utilizadas en aquellas poblaciones que su desarrollo se hace de manera lineal, a lo largo de una vía por ejemplo, o poblacionales rurales en las cuales las distancias entre centros de población son considerables, y es inadecuada interconectar los ramales.

Los consumos para cada tramo se determinan dependiendo de la población por zona y la dotación por habitante. La norma RAS-2000 determina las siguientes dotaciones, dependiendo del tipo de población.

Tabla 25. Dotación según el nivel de complejidad

Nivel de complejidad del sistema	Dotación neta mínima (L/hab.día)	Dotación neta máxima (L/hab.día)
Bajo	100	150
Medio	120	175
Medio Alto	130	-
Alto	150	-

Fuente: RAS-2000

La dotación corresponde a las cantidades mínimas de agua requerida para satisfacer las necesidades básicas de un habitante sin considerar las pérdidas que ocurran en un sistema de acueducto. Cuando se multiplica la población que va a ser servida por la dotación se obtiene la demanda total de agua; por tal razón la evaluación de la dotación es tan importante como la proyección de la población<sup>9</sup>.

#### EJEMPLO<sup>10</sup>.

En redes ramificadas o abiertas, amén de otros casos factibles de plantear para desarrollo con este método, puede ser igualmente útil la metodología cuando es

<sup>9</sup> Norma RAS-2000

<sup>10</sup> El presente material fue tomado de las conferencias del Ing Msc Mario García Solano.

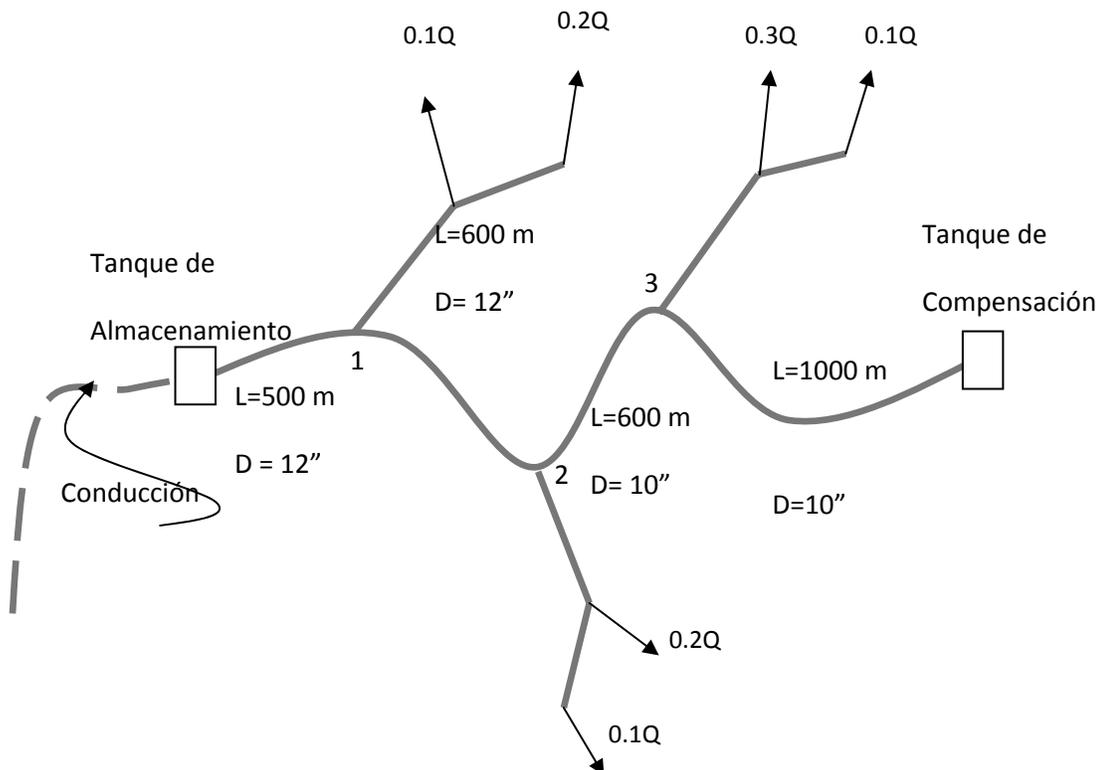
necesario determinar al caudal que fluye por una tubería de la cual se desprenden consumos y finalmente se encuentra otro depósito en alguno de sus nodos.

Se puede ilustrar mediante el siguiente ejemplo

Planteamiento:

Se tiene la siguiente red de distribución ramificada con los caudales de consumo indicados por las flechas en los extremos de cada tramo. Siendo el valor de  $Q = 150$  lps., determinar las presiones en los nodos 1,2,3 para los diferentes períodos en que se divide el día (Ver tabla Periodos) y determine igualmente el sentido de flujo (hacia el tanque de compensación o de él a la red) y la magnitud del mismo (Caudal) en cada uno de los mencionados períodos.

Figura 29. Red de distribución abierta



Fuente: Conferencias Ing M sc Mario García Solano

Tabla 26. Cotas de Nodos

Nodo	T. Alma	1	2	3	T. Comp
Cota Terreno	960	900	930	930	950

Fuente: Conferencias Ing M sc Mario García Solano

Tabla 27. Periodos y Caudales de demanda.

Periodo de tiempo	0-4	4-8	8-12	12-16	16-20	20-24
Caudal	0,05Q	Q	0,3Q	0,2Q	0,3Q	0,15Q

Fuente: Conferencias Ing M sc Mario García Solano.

Análisis:

Se asimila la red a una sola malla en la cual entre los dos nodos extremos se encuentra una diferencia de altura de 10 mts. El método de Cross es en consecuencia posible de utilizar en este caso. No importa tomar el sentido de flujo de agua como positivo o negativo ya que no hay interacción con otras mallas.

Tabla 28. Cálculo y resultados.

Tramo	Qo (LPS)	Long (m)	D(plg)	Pérdidas hf(m/m)	Vel (m/s)	Hf (m)	Hf/Q	Q+Qo	Q
T 1	160	500	12	0.01668	2.2	8.339	0.05212	134.745	89.57
1 2	115	600	12	0.00905	1.6	5.432	0.04724	89.745	44.57
2 3	70	600	10	0.00878	1.4	5.269	0.07527	44.745	-0.43
3 Tc	10	1000	10	0.00024	0.2	0.240	0.02400	-15.255	-60.43
						19.280	0.19862	$\Delta Q$	-25.26
<i>DIF H TANQUES</i>									10.00

Fuente: Conferencias Ing M sc Mario García Solano

En este caso la ecuación del cálculo del valor  $\Delta Q$  incluye la diferencia de altura entre los dos tanques:

$$\Delta Q = \frac{\Delta H - \sum H_f}{1.85 \times \sum \frac{H_f}{Q_0}} = \frac{10.00 - 19.28}{1.85 \times 0.1982} = -25.26^{11}$$

Repitiendo el proceso en la hoja electrónica se obtiene una rápida convergencia; nótese que entre la cuarta y la quinta iteración no existe diferencia en los resultados.

Tabla 29. Resultados iteraciones

<i>Tramo</i>	<i>ITERACION</i>			
	2	3	4	5
T 1	134.74	130.65	130.67	130.67
1 2	89.74	85.65	85.67	85.67
2 3	44.74	40.65	40.67	40.67
3 Tc	-15.26	-19.35	-19.33	-19.33

Fuente: Conferencias Ing M sc Mario García Solano

La tabla siguiente muestra los resultados del flujo durante las distintas horas del día. Obsérvese que solamente en el periodo de la máxima demanda de 150 LPS. El tanque de compensación alimenta la red; durante los demás periodos ese depósito esta recibiendo caudal sobrante de la red.

<sup>11</sup> El valor 1.85 (no 2) en el denominador de la ecuación obedece a que se utiliza la formula de Hazen Williams en el calculo de las perdidas de carga.

Tabla 30. Distribución horaria de caudales en la red.

<i>HORA</i>	0-4	4-8	8-12	12-16	16-20	20-24
<i>Factor de caudal</i>	0.05	1.000	0.300	0.2	0.300	0.15
<i>CAUDALES (LPS)</i>						
<i>T-1</i>	57.13	130.67	80.37	71.00	80.37	66.14
<i>1-2</i>	54.88	85.67	66.87	62.00	66.87	59.39
<i>2-3</i>	52.63	40.67	53.37	53.00	53.37	52.64
<i>3-Tc</i>	49.63	-19.33	35.37	41.00	35.37	43.64

Fuente: Conferencias Ing M sc Mario García Solano

### 12.3.2 Redes Cerradas

Poseen esta denominación aquellos tipos de redes en los cuales las tuberías se encuentran interconectadas formando un circuito cerrado. Este tipo de red es la más conveniente por cuanto se compensan los caudales y presiones en la red. Para el cálculo de la red mallada se hacen algunas hipótesis de caudal en los nodos, muy similares a los circuitos eléctricos.

Para determinar los caudales en las tuberías de la malla principal es necesario conocer las características de las edificaciones, la densidad de población por zona y la proyección hacia alguna zona en particular. Generalmente, se recurre a representar los anteriores datos en un esquema a continuación se presenta un ejemplo a manera de ilustración.

## CALCULO DE LA RED

### Dimensionamiento

Determinados los caudales requeridos para cada zona de la red, procedemos a calcular los diámetros requeridos para transportar los caudales por cada tramo de la red. El cálculo de los diámetros de la tubería es posible realizarlo de dos maneras, dependiendo de las conducciones de la red.

- ❖ Cuando la población tiene topografía con pendiente se puede suponer que la línea piezométrica y el terreno poseen igual pendiente.

- ❖ Cuando la población es prácticamente sin pendiente se puede calcular los diámetros teniendo como condición las velocidades en las tuberías. La velocidad debe estar entre 0.60 m/s y 1.3 m/s.

Después de realizar el dimensionamiento de cada tramo de la tubería se debe comprobar que la verificación de caudales es el diseñado. Para verificar la distribución de caudales existen diversos métodos, entre ellos el método de Cross se expondrá a continuación.

### *Método de Cross*

También llamado método de pruebas y errores controlados, para utilizar el método de Cross los diámetros y caudales deben estar determinados previamente. Por medio de iteraciones sucesivas se conoce la verdadera distribución de caudales de manera que las presiones al cierre de la malla no excedan un valor límite. El valor límite es de 1 metro y debe obtenerse para cada uno de los nodos de la malla.

A continuación se presenta un ejemplo de una red de distribución, explicando el método de Cross.

### EJEMPLO <sup>12</sup>

#### Redes con tanque de Compensación en algunos de sus Nodos

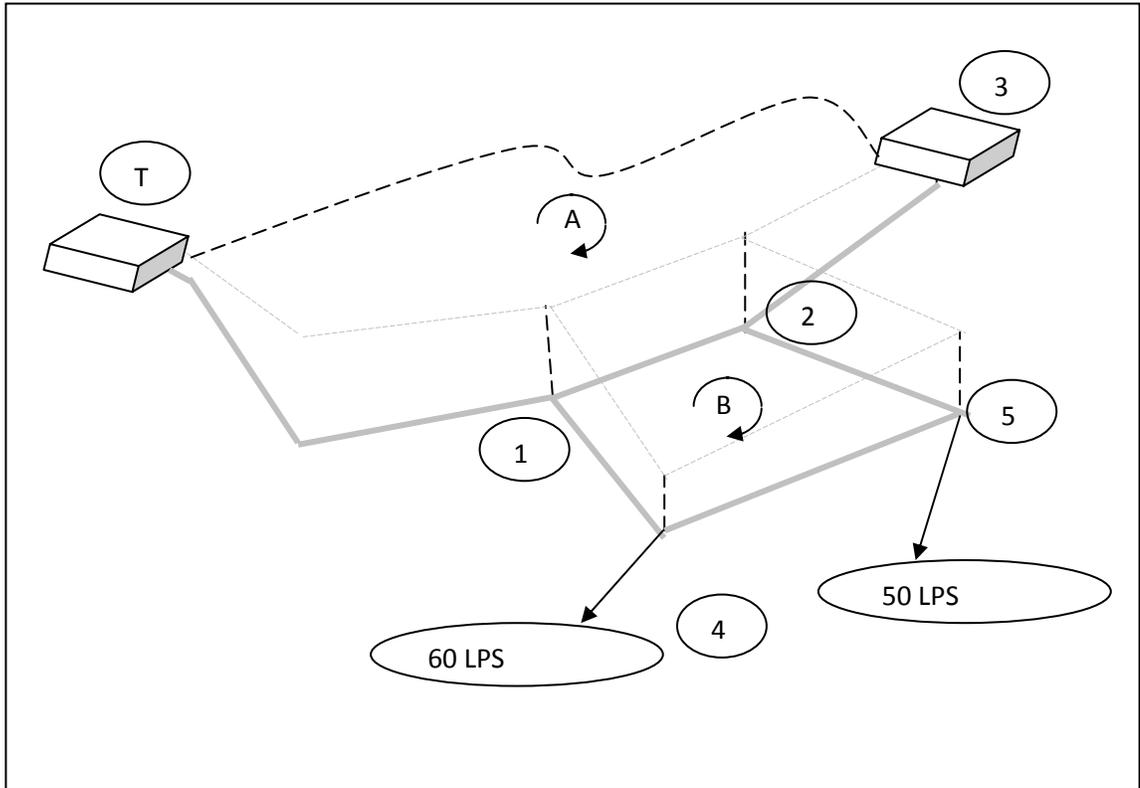
Algunos problemas involucran tanques de compensación conectados a redes cerradas, como el que aparece en la siguiente figura. En estos casos es necesario crear un circuito virtual (A) en el cual la suma de pérdidas no es igual a cero, su valor es la diferencia de cota de energía entre los dos depósitos, en consecuencia la ecuación de Sumatoria de Pérdidas para para la malla correspondiente (A) es:

$$Hf_{3-2} + Hf_{2-1} + Hf_{1-T} = -\Delta H \text{ (entre los dos tanques)}$$

---

<sup>12</sup> El presente material fue tomado de las conferencias del Ing. M sc Mario García.

Figura 30. Red de distribución cerrada



Fuente: Conferencias del Ing. Mario García Solano.

En este caso las pérdidas son negativas pues el recorrido es en sentido opuesto al caudal asumido, por lo tanto el valor de la diferencia de alturas es negativo si el tanque principal es mayor que el de compensación como es siempre.

$$\sum Hf_i = \sum K_i Q_i^2 = \sum K_i (Q_{0i} + \Delta Q)^2 = \sum K_i (Q_{0i}^2 + 2\Delta Q + \Delta Q^2) = -\Delta H_{(T-3)}$$

$$\sum K_i Q_{0i}^2 + 2\Delta Q \sum K_i \Delta Q = -\Delta H_{(T-3)}$$

$$\Delta Q = -\frac{\Delta H_{(T-3)} - \sum K_i Q_{0i}^2}{2 * \sum \frac{K_i Q_{0i}^2}{Q_0}} = \frac{\Delta H_{(T-3)} - \sum H_f}{2 * \sum \frac{H_f}{Q_0}}$$

Planteamiento:

Se tiene una red como la de la figura con desprendimiento de caudales de consumo en ruta y en la siguiente tabla se dan las características de los tramos correspondientes al esquema de la figura y la diferencia del nivel de los tanques es de 20 m.

Tabla 31. Información de la red.

<i>Malla</i>	<i>Tramo</i>	<i>Caudal (LPS)</i>	<i>Longitud (m)</i>	<i>Diámetro (plg)</i>
<i>Malla A</i>	T1	-151	1500	12
	12	-102	400	10
	23	-51	600	8
<i>Malla B</i>	12	102	400	10
	25	51	500	8
	54	1	500	4
	41	-49	380	8

Fuente: Conferencias del Ing. M sc Mario García Solano.

Tabla 32. Información del terreno

<i>PUNTO</i>	<i>COTA</i>
<i>T</i>	<i>960.00</i>
<i>1</i>	<i>910.00</i>
<i>2</i>	<i>905.00</i>
<i>3</i>	<i>940.00</i>
<i>5</i>	<i>900.00</i>
<i>4</i>	<i>910.00</i>

Fuente: Conferencias del Ing. M sc. Mario García Solano.

### *Análisis*

Se pueden distinguir dos mallas una de las cuales (A) es virtual y conformada por los tramos que tienen en sus extremos el tanque de abastecimiento (T) por un lado y el de compensación (3) por el otro.

Se plantea la primera hipótesis de flujo como caudales iniciales ( $Q_0$ ) verificando que suma de caudales en cada nodo sea igual a cero y que ningún tramo tenga caudal igual a cero, pues en ese caso el cálculo en Excel por el método de Cross arrojará error por división por cero.

Los valores de caudales en la malla A todos tienen valor negativo por lo cual las pérdidas serán de ese mismo signo (puede darse el caso que la iteración les cambie el signo lo que significa que el flujo se dirige en sentido opuesto al se propuso inicialmente).

### Desarrollo

Introduciendo los caudales a hoja electrónica de Excel desarrollada para tal fin se obtienen los resultados en las dos tablas siguientes:

Tabla 33. Cálculos y resultados primera iteración.

Tramo	Diametro (plg)	$Q_0$	Pérdidas Unit (hf)	Pérdidas Tot	Hf/Q	Q + $\Delta Q$ Propio	$\Delta Q$ Común	Nuevo Caudal
T1	12	-151	-0.0150	-22.476	0.1488	-		-125.6
12	10	-102	-0.0176	-7.049	0.0691	-766.460	109.023	-65.7
23	8	-51	-0.0145	-8.695	0.1705	-256.460		-25.6
			$\Sigma$	-38.220	0.3884	$\Delta Q$	253.540	
						DIF H TANQUES	-200.000	
								-36.3
12	10	102	0.0176	7.049	0.0691	910.977	-	65.7
25	8	51	0.0145	7.245	0.1421	400.977	253.540	40.1
54	4	1	0.0003	0.147	0.1469	-99.023		-9.9
41	8	-49	-0.0135	-5.114	0.1044	-599.023		-59.9
			$\Sigma$	9.327	0.4625	$\Delta Q$	-	109.023

Fuente: Conferencias del Ing. M sc Mario García Solano.

Tabla 34. Resultados resumidos de iteraciones.

<i>Tramo</i>	<i>Diámetro (plg)</i>	<i>ITERACION</i>				
		<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>	<i>10</i>	
<i>T-1</i>	<i>12</i>	<i>-122.52</i>	<i>-121.69</i>	<i>-121.51</i>	<i>-121.5</i>	
<i>1-2</i>	<i>10</i>	<i>-66.66</i>	<i>-66.76</i>	<i>-66.67</i>	<i>-66.67</i>	
<i>2-3</i>	<i>8</i>	<i>-22.52</i>	<i>-21.69</i>	<i>-21.51</i>	<i>-21.5</i>	
					$\Delta Q$	<i>0.018</i>
<i>1-2</i>	<i>10</i>	<i>66.66</i>	<i>66.76</i>	<i>66.67</i>	<i>66.67</i>	
<i>2-5</i>	<i>8</i>	<i>44.14</i>	<i>45.07</i>	<i>45.16</i>	<i>45.17</i>	
<i>5-4</i>	<i>4</i>	<i>-5.86</i>	<i>-4.93</i>	<i>-4.84</i>	<i>-4.83</i>	
<i>4-1</i>	<i>8</i>	<i>-55.86</i>	<i>-54.93</i>	<i>-54.84</i>	<i>-54.83</i>	
					$\Delta Q$	<i>0.000</i>

Fuente: Conferencias del Ing. Mario García Solano.

Tabla 35. Calculo de cotas.

<i>PUNTO</i>	<i>COTAS</i>		
	<i>PIEZOMETRICA</i>	<i>TERRENO</i>	<i>PRESION</i>
<i>T</i>	<i>960.00</i>		
<i>1</i>	<i>944.97</i>	<i>910.00</i>	<i>34.97</i>
<i>2</i>	<i>941.76</i>	<i>905.00</i>	<i>36.76</i>
<i>3</i>	<i>940.00</i>	<i>940.00</i>	<i>0.00</i>
<i>5</i>	<i>935.97</i>	<i>900.00</i>	<i>35.97</i>
<i>4</i>	<i>938.67</i>	<i>910.00</i>	<i>28.67</i>

Fuente: Mario García Solano.

Como puede observarse la convergencia es muy rápida, la metodología para la solución es sencilla contando con la herramienta de calculo desarrollada en hoja electrónica y permite hacer el análisis para muy diferentes hipótesis y situaciones de demanda de caudal con solo cambiar los caudales respectivos y planteando la hipótesis inicial de flujo.

El análisis puede incluir el cambio de diámetros en caso de que los valores de velocidad sean muy altos o bajos, implicando aumento o reducción de los mismos según el caso.

Definitivo para la solución del problema es un correcto planteamiento del modelo, basado en un análisis concienzudo y evitar errores que pueden presentarse por deficiencias en los mismos.

### 13. CONTROL DE PERDIDAS EN ACUEDUTOS

Las pérdidas, básicamente, representan la cantidad de agua producida que no se consideró en la estimación de los consumo por parte de la empresa prestadora del servicio. Las perdidas se miden por medio del Índice de perdidas.

$$\% IP = \frac{(V_P - V_F)}{V_P} \times 100$$

Donde

$IP$ : Índice de pérdidas (%).

$V_P$ : Volumen de agua producida.

$V_F$ : Volumen de agua facturada.

#### 13.1 COMPONENTES DE LAS PÉRDIDAS

Las perdidas se pueden desglosar en tres grandes componentes:

- Pérdidas físicas: la constituyen el agua producida pero no consumida. Es agua que se pierde propiamente, por fugas o roturas en las redes de tuberías, escape de agua ocurrido en dispositivos de rebosamiento como tanques. Las fallas pueden tener su origen en el diseño del sistema, en su construcción, en los materiales empleados y en deficiencias de la operación o mantenimiento.
- Perdidas Comerciales: Es agua consumida pero no facturada. Las perdidas comerciales están representadas por deficiencias en los medidores, conexiones fraudulentas al sistema, consumo por hidrantes para incendios.
- Perdidas Operacionales: Es constituida por el agua que se utiliza para las actividades propias de funcionamiento del sistema. Actividades como lavado de estructuras como tanques, sedimentadores, desareadores, etc.

## 13.2 PROGRAMA DE CONTROL DE PÉRDIDAS

El objeto básico de un programa de control de pérdidas es establecer las acciones necesarias para el diagnóstico de las mismas y la formulación e implementación de soluciones que generen su reducción hasta alcanzar valores mínimos admisibles.

La comisión reguladora de agua potable y saneamiento básico (CRA) establece que las pérdidas, para un manejo eficiente deben estar en el 30%<sup>13</sup>.

Un programa de control de pérdidas comprende todas aquellas actividades llevadas a cabo para alcanzar y mantener lo más bajo posible las pérdidas en el sistema. Las empresas de acueductos de grandes ciudades cuentan con suficientes recursos para emprender planes de reducción de pérdidas con base en tecnología avanzada. Para sistemas de abastecimiento de agua en pequeñas poblaciones, estos sistemas a penas empiezan a ser incorporados y existen limitaciones tecnológicas, conocimiento y capacitación para llevar a cabo todas las actividades de un programa de control de pérdidas. El alcance de las metas en las actividades de un programa de control de pérdidas, contribuye al cumplimiento de bajos costos operacionales.

Cada sistema tiene un punto óptimo de pérdidas; no se puede pretender reducir las pérdidas a cualquier costo. La decisión de seguir reduciendo pérdidas debe estar respaldada por un análisis de costo/beneficio

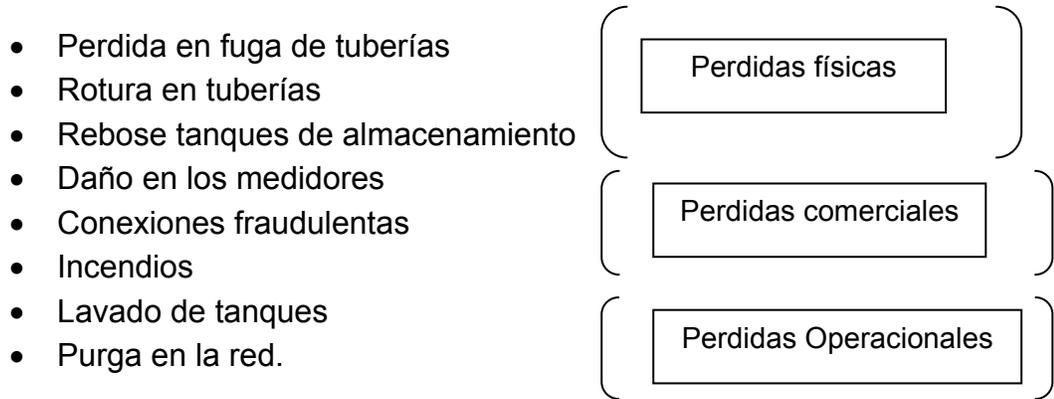
## 13.3 PLAN MANEJO DE PERDIDAS

Un plan de manejo de pérdidas debe tener en cuenta cada una de las causas que contribuyen a las pérdidas en el sistema, aunque la determinación exacta de cada tipo de pérdidas es difícil en extremo determinarlo, el trazado de una estrategia general permite controlar las pérdidas en cada caso.

---

<sup>13</sup> Comisión de regulación de agua potable, 2002.

Generalmente, las causas de perdidas en el sistema son las siguientes:



El diseño de una estrategia para controlar las pérdidas en un sistema de abastecimiento, se puede presentar el siguiente esquema general:

*Control de pérdidas físicas.*

- Instalación de micro medidores:
- Optimización de presiones:
- Control tanques de almacenamiento.
- Calidad en materiales y equipo.
- Detección fugas visibles.

*Control perdidas comerciales.*

- Catastro de redes y usuarios del sistema.
- Detección conexiones fraudulentas.

*Control perdidas operacionales.*

- Mantenimiento unidades operacionales
- Manejo adecuado en lavado de unidades del sistema.

La ausencia de medidores en un sistema, obstaculiza la gestión técnica y económica del sistema. La introducción de micromedidores puede generar conflicto sino se introducen de manera concertada con la comunidad, presentando las ventajas de poseer micromedidores en la prestación de un servicio con equidad, para asumir un valor al agua y asignar responsabilidad al consumidor. La ausencia de medición, generalmente, produce despilfarro por parte del consumidor, llegando a provocar cortes en el servicio.

## SISTEMAS DE RECOLECCION DE AGUA

### 14. GENERALIDADES Y DEFINICIONES

En el momento que se intenta resolver el problema de saneamiento urbano de un territorio, de una ciudad o un determinado sector se hace preciso solucionar el problema en dos etapas:

- La primera etapa debe atender la recogida y el transporte de aguas residuales.
- En una segunda etapa habría que atender el tratamiento de aguas residuales.

La primera etapa del saneamiento será tratado en el presente texto.

La recolección y transporte de aguas es atendido mediante un sistema de tuberías y obras complementarias que evacúan las aguas de los asentamientos urbanos. De no existir los sistemas de recolección de aguas la salud pública sería afectada debido al riesgo de presencia de enfermedades.

#### 14.1. AGUAS RESIDUALES

En términos generales las aguas residuales son aquellas que resultan del uso doméstico o industrial del agua. Se les llama también aguas residuales, aguas negras o aguas cloacales.

Son residuales pues, habiendo sido usada el agua, constituyen un residuo, algo que no sirve para el usuario directo; son negras por el color que habitualmente tienen.

Algunos autores hacen una diferencia entre aguas servidas y aguas residuales en el sentido que las primeras solo provendrían del uso doméstico y las segundas corresponderían a la mezcla de aguas domésticas e industriales.

En todo caso, están constituidas por todas aquellas aguas que son conducidas por el alcantarillado e incluyen, a veces, las aguas de lluvia y las infiltraciones de agua del terreno.

Las aguas residuales pueden clasificarse atendiendo a su procedencia de la siguiente manera:

- Aguas residuales urbanas: Son las aquellas provenientes de los asentamientos de población como consecuencia de las actividades propias de estos. Las aguas residuales urbanas están constituidas principalmente por los aportes de inodoros, lavaderos, lavamanos y otros elementos domésticos.

Las aguas residuales urbanas presentan cierta homogeneidad en cuanto a composición y carga contaminante, ya que sus aportes van a ser siempre los mismos.

- Aguas residuales Industriales: Son aquellas que proceden de cualquier actividad o negocio en cuyo proceso de producción, transformación o manipulación se utilice el agua. Son enormemente variables en cuanto a caudal y composición, difiriendo las características de los vertidos, no sólo de una industria a otra, sino también dentro de un mismo tipo de industria.

A veces, las industrias no emiten vertidos de forma continua, sino únicamente en determinadas horas del día o incluso únicamente en determinadas épocas de año, dependiendo del tipo de producción y del proceso industrial.

También son habituales las variaciones de caudal y carga a lo largo del día.

Estas son más contaminadas que las *aguas residuales urbanas*, además, con una contaminación mucho más *difícil de eliminar*. Su alta carga unida a la enorme variabilidad que presentan, hace que el tratamiento de las aguas residuales industriales sea complicado, siendo preciso un estudio específico para cada caso.

- Aguas lluvias: Procede de la precipitación pluvial y, debido a su efecto de lavado sobre techos y calles posee una gran cantidad de sólidos suspendidos, en zonas de alta contaminación atmosférica puede contener elementos químicos y algunos metales pesados.

## 14.2. SISTEMAS DE ALCANTARILLADOS.

Los alcantarillados se clasifican de acuerdo al agua que transportan, así:

1. Alcantarillados sanitario: Es el alcantarillado diseñado exclusivamente para transportar aguas residuales urbanas e industriales.
2. Alcantarillado pluvial: se dice que un alcantarillado es pluvial cuando exclusivamente transporta aguas producidas por la precipitación.
3. Alcantarillado combinado: Los alcantarillados combinados transportan simultáneamente las aguas producidas por precipitación pluvial y las residuales domésticas e industriales.

La escogencia de un tipo u otro de alcantarillado depende de las características propias de la población, tales como topografía, tamaño y condiciones económicas del proyecto. Los alcantarillados combinados son soluciones económicas desde el punto de vista de la recolección, pero al momento de pensar en una solución global, es decir, cuando se construya la planta de tratamiento se genera problemas por la variación de caudales. Los alcantarillados separados se deben procurar siempre que sea posible, ya que el tratamiento posterior resulta más sencillo y económico tratarlo de esta manera.

A continuación se muestra un comparativo de los tipos de alcantarillados.

Tabla 36. Tipos de alcantarillado.

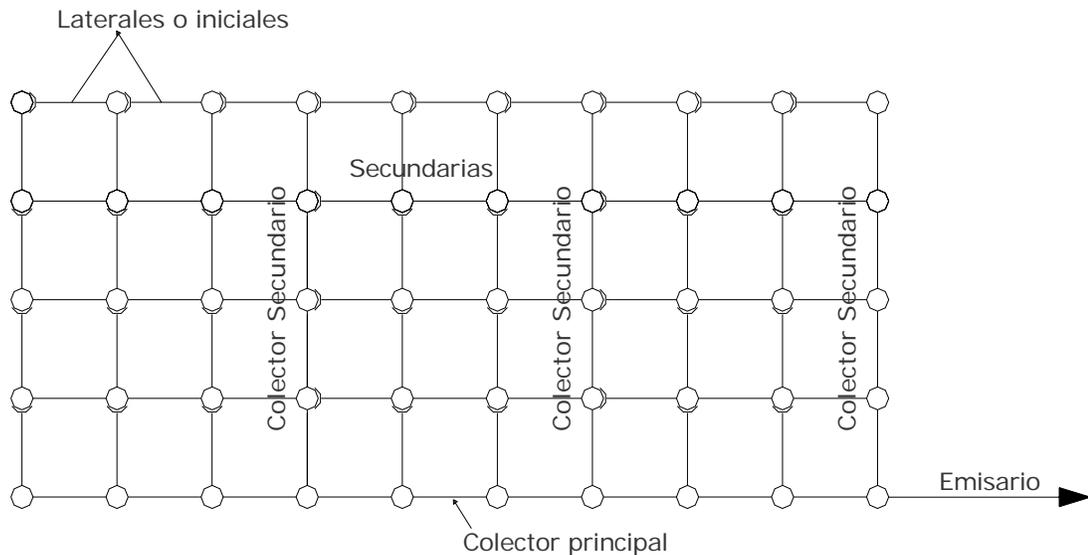
<b>Aspecto</b>	<b>Separado</b>	<b>Combinado</b>
<i>Costos de Mantenimiento</i>	<i>Mayores</i>	<i>Menores</i>
<i>Costos de las redes</i>	<i>Conveniente en zonas bajas y de poca pendiente pues se pueden hacer aliviaderos al río. Se pueden tener menores pendientes</i>	<i>Las aguas lluvias deben hacer mayores recorridos.</i>
<i>La cuenca esta compuesta por muchas microcuencas</i>	<i>Ventajosos pues las A.LL. pueden ser llevadas desde las zonas altas en forma rápida al río o quebrada receptores</i>	<i>Desventajoso por mayores recorridos de ALL.</i>
<i>Domiciliaria</i>	<i>Mayores costos pues es doble</i>	<i>Sencillo y económico</i>
<i>Planta de Tratamiento</i>	<i>Mejor pues a la planta acceden solamente las AN</i>	<i>Se recarga la planta con ALL</i>
<i>Inundaciones por lluvias altas</i>	<i>No tiene incidencia en sótanos</i>	<i>Posibilidad de inundaciones en sótanos y pisos bajos</i>
<i>Inundaciones por elevación del nivel del río</i>	<i>Idem anterior</i>	<i>Idem anterior</i>
<i>Flujo de aguas mínimas</i>	<i>Buen efecto limpiador en alcantarillado sanitario</i>	<i>Mal efecto limpiador</i>
<i>Aguas Agresivas</i>	<i>Uso de tubería de gres exigido</i>	<i>El diámetro es tan grande que por lo general es solo posible tubería de concreto</i>
<i>Estación de bombeo</i>	<i>Trabajo uniforme de lo equipos de bombeo</i>	<i>Se pueden requerir además de las bombas de AN, unas muy grandes de ALL con costos muy altos para trabajar pocas hora al año</i>
<i>Construcción</i>	<i>Problemas en calles angostas por dos líneas de tuberías</i>	<i>Mas sencillo</i>
<i>Aliviaderos</i>	<i>No se presentan</i>	<i>Contaminación del cuerpo receptor muy frecuente tanto que se construyen en algunos casos tratamientos para los efluentes</i>

Fuente: Conferencias Ing. M. Sc. Mario García Solano

### 14.3. CLASIFICACION DE TUBERÍAS

Las tuberías, en un sistema de alcantarillado, se clasifican de acuerdo con la disposición y aguas que reciben, así:

Figura 31. Tipos de Tuberías en sistemas de alcantarillado.



Fuente: Silva Garavito. Diseño de Acueductos y alcantarillados, 1980. p, 172

- a) Laterales o iniciales: Son las tuberías que reciben únicamente desagües de casas.
- b) Secundarios: Son los que reciben el caudal de dos o mas colectores iniciales.
- c) Colector secundario: Son aquellos que reciben caudal de dos o mas secundarios.
- d) Colector principal: Los colectores principales reciben el caudal de dos o más colectores secundarios.
- e) Emisor final: Es la tubería que transporta todas las aguas de una parte o de la totalidad de la población a su punto de entrega que puede ser una planta de tratamiento o a un cuerpo de agua directamente.

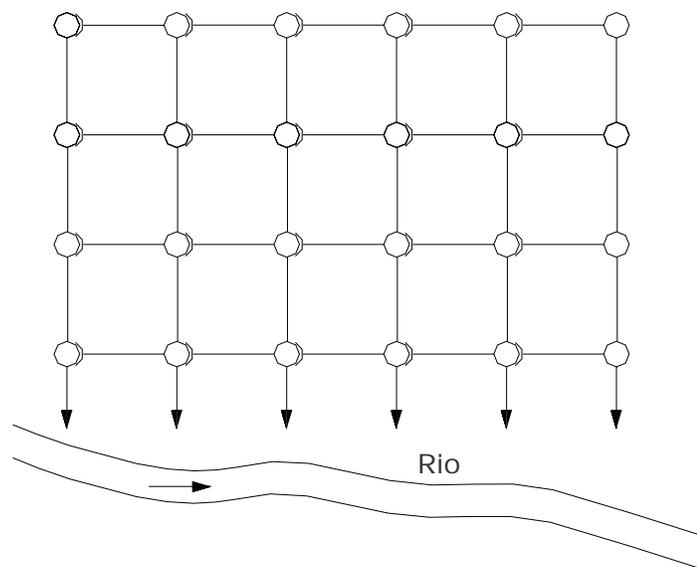
#### 14.4. DISPOSICION DE LA RED.

La disposición de la red de alcantarillado depende, únicamente, de las características topográficas y físicas de la población, por lo tanto no hay una regla general para la disposición de la red sin embargo hay algunas disposiciones de la red que se consideran típicas.

##### 1. Sistema perpendicular sin interceptor

Esta disposición de la red es adecuada para alcantarillados pluviales, ya que sus aguas pueden ser vertidas a cuerpo de agua cercano sin peligro de afectar el ambiente.

Figura 32. Alcantarillado con sistema perpendicular sin interceptor

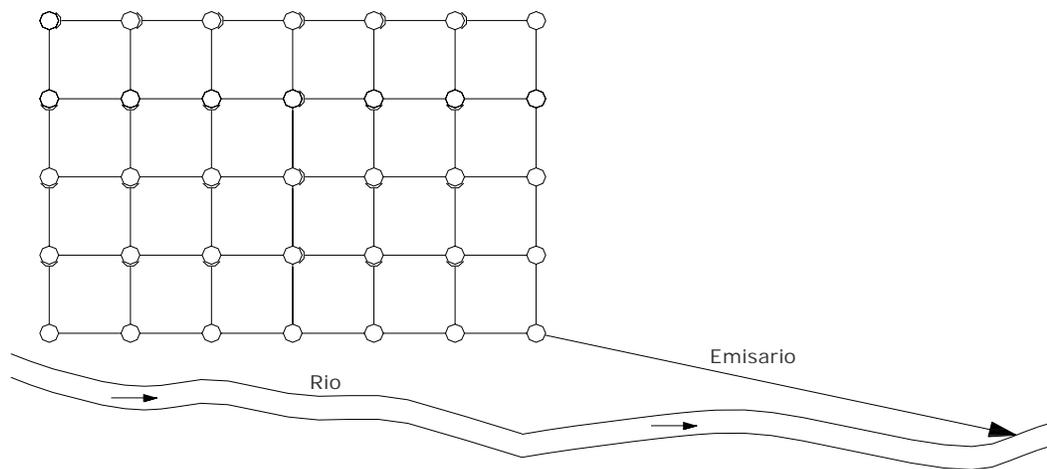


Fuente: Silva Garavito. Diseño de Acueductos y alcantarillados, 1980. p, 172

##### 2. Sistema perpendicular con interceptor.

Este sistema es adecuado para alcantarillados sanitarios, la red de tuberías recoge las aguas residuales y la transportan hasta su punto de entrega, aguas debajo de la población.

Figura 33. Alcantarillado con sistema perpendicular con interceptor.

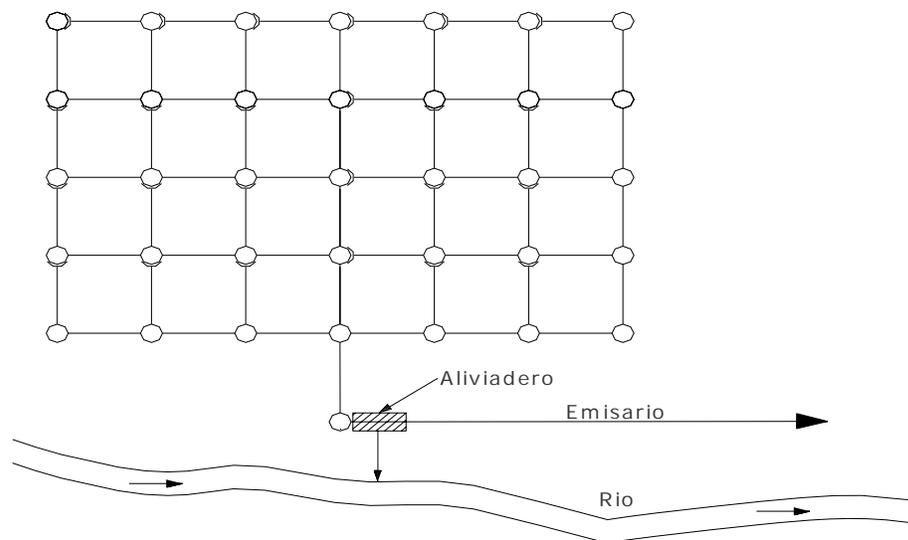


Fuente: Silva Garavito. Diseño de Acueductos y alcantarillados, 1980. p, 173

### 3. Sistema perpendicular con interceptor y aliviadero.

Este sistema es adecuado para alcantarillados combinados, ya que el aliviadero reduce el caudal que se produce durante las precipitaciones. El caudal generado por la precipitación es vertido por el aliviadero al cuerpo de agua.

Figura 34. Alcantarillado perpendicular con interceptor y aliviadero

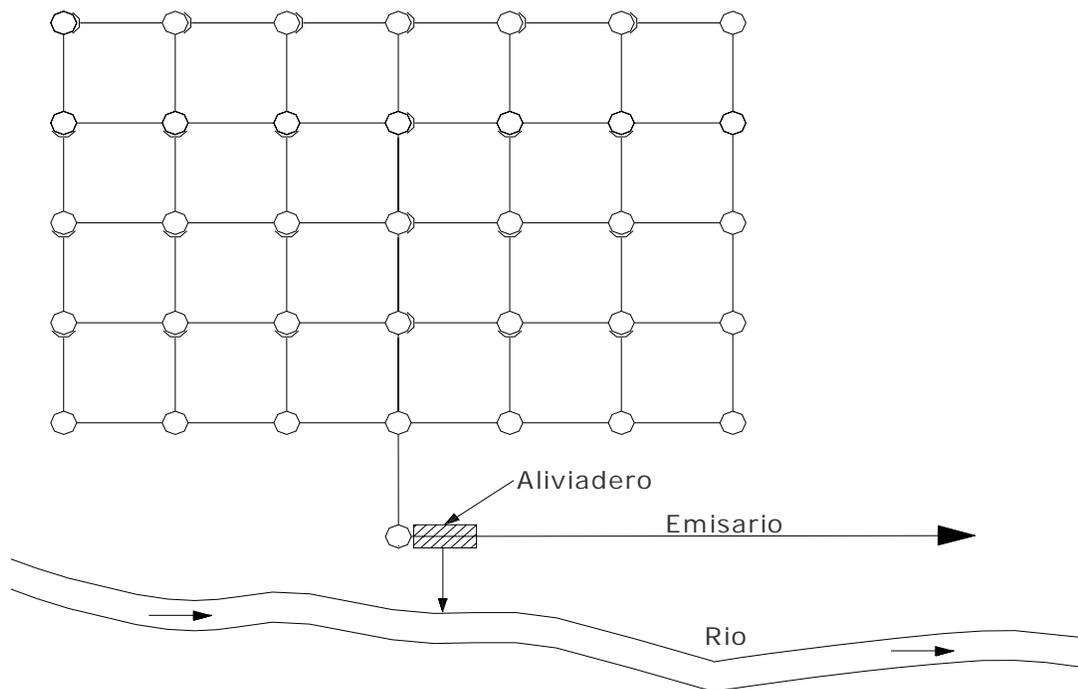


Fuente: Silva Garavito. Diseño de Acueductos y alcantarillados, 1980. p,173

#### 4. Sistema en abanico.

Con unas condiciones topográficas especiales, puede adoptarse el esquema en abanico y dependiendo del tipo de alcantarillado puede construirse: con o sin, interceptor con o sin, aliviadero.

Figura 35. Alcantarillado con disposición en abanico.

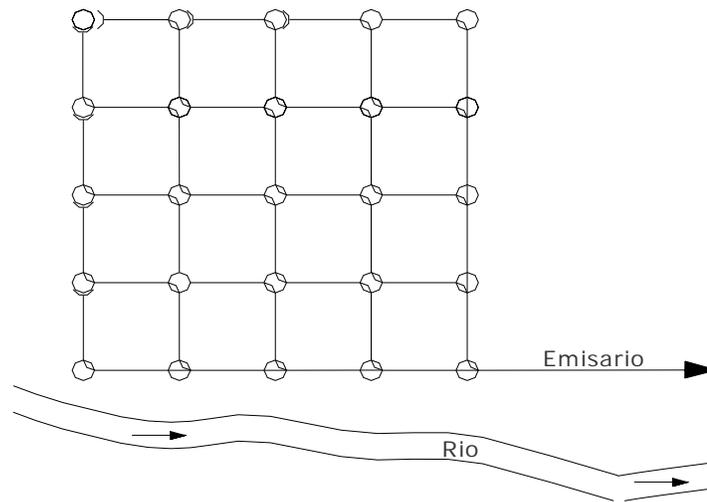


Fuente: Silva Garavito. Diseño de Acueductos y alcantarillados, 1980. p, 173

#### 5. Sistema en bayoneta.

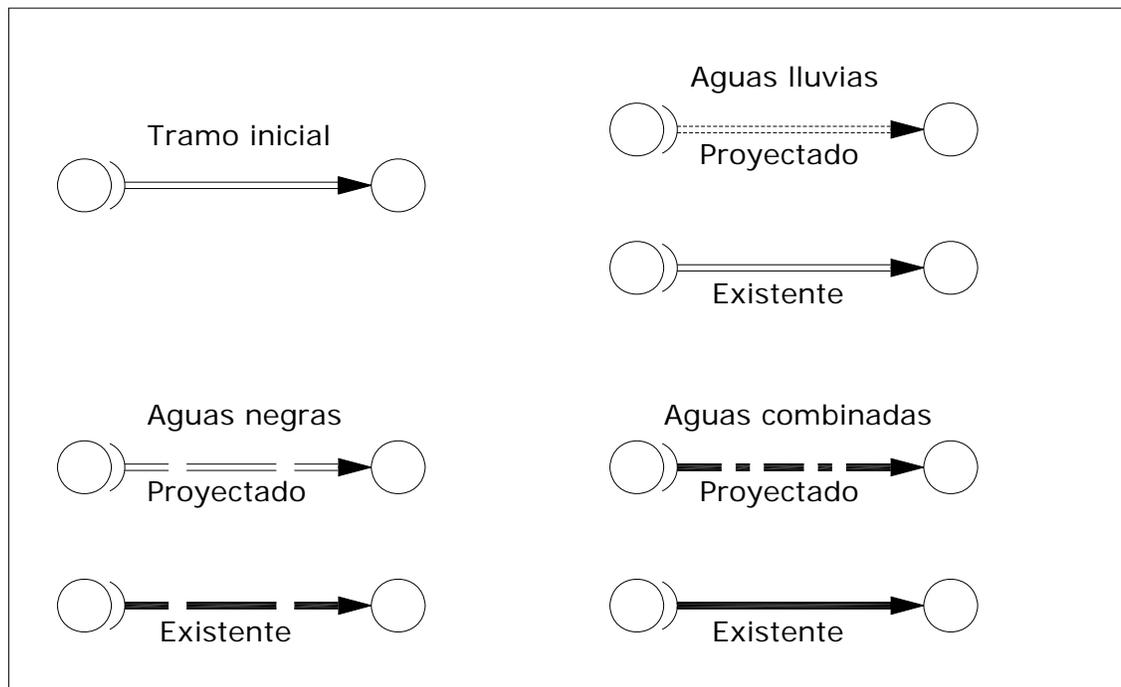
La disposición de la red en bayoneta es adecuada para alcantarillados sanitarios en topografías muy planas.

Figura 36. Alcantarillado con disposición en bayoneta



Fuente: Silva Garavito. Diseño de Acueductos y alcantarillados, 1980. p, 174

Figura 37. Convenciones Alcantarillados



Fuente: López Cualla, Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados, 1995. p, 279

## 15. DETERMINACION DE CAUDALES DE AGUAS RESIDUALES.

Para el diseño de un sistema de alcantarillado es indispensable conocer el caudal que va a transportar en el periodo de diseño. El caudal de aguas negras esta compuesto por los aportes de:

- Aguas residuales urbanas:
- Aguas residuales Industriales, Institucionales y Comerciales.
- Aguas de infiltración.
- Conexiones erradas.

### 15.1. CAUDAL DE AGUAS NEGRAS DOMESTICAS. (QMD)

Para la determinación de los aportes domésticos es necesario conocer la estimación de la población para el periodo de diseño proyectado. Los métodos de proyección de población se estudiaron en el capítulo 3.

La estimación del aporte de aguas residuales domesticas se basa en el consumo de agua por cada habitante, pero, se debe tener en cuenta que no toda el agua de consumo va al sistema de recolección, ya que lo correspondiente a la parte de jardines, riego de jardines, cocina, etc. La norma RAS-2000 considera que entre 70-85% regresa al alcantarillado.

El aporte domestico esta dado por la siguiente expresión.

$$Q_D = \frac{R \times D \times A \times C}{86400} \quad \text{o} \quad Q_D = \frac{R \times C \times P}{86400}$$

Donde:

$Q_D$ : Caudal medio diario de aguas residuales domesticas en LPS.

$R$ : Coeficiente de retorno.

$D$ : Densidad de población en hab/ha.

$A$ : Área residencial bruta en ha.

$P$ : Población servida (Hab)  $P=D \times A$ .

C: Consumo por habitante en litros por habitante y por día. (L/hab-día).

La norma RAS-2000 recomienda la segunda alternativa para nivel de complejidad bajo.

a) Coeficiente de retorno.

El coeficiente de retorno es la fracción de agua de uso doméstico que se entrega al sistema de recolección de aguas residuales, el coeficiente está establecido en la norma RAS-2000 dependiendo del nivel de complejidad de la siguiente manera:

Tabla 37. Coeficiente de retorno.

Nivel de complejidad del sistema	Coeficiente de retorno
Bajo y medio	0.7-0.8
Medio alto y alto	0.8-.85

Fuente: RAS-2000

Para el área metropolitana de Bucaramanga la CDMB establece que el porcentaje de agua consumida que retorna al alcantarillado se adopta igual al 90%.

b) Densidad de población.

Los sistemas de alcantarillado deben diseñarse para la máxima densidad de población futura, según el estrato social y el uso funcional del suelo.

c) Población

La población puede calcularse como el producto de la densidad de población y el área residencial bruta del tramo en análisis (incluidas las zonas recreacionales).

d) Consumo por habitante.

El consumo por habitante dependerá de la situación socio-económica de la población asentada en la zona. La corporación autónoma para la defensa de la meseta de Bucaramanga (CDMB) posee la siguiente información de la dotación.

Tabla 38. Consumo por estrato socio-económico

Nivel Socio-económico Estrato	Consumo por Habitante (L/hab-día)
Bajo	200
Medio	240
Alto	320

Fuente: CDMB Normas técnicas para diseño de alcantarillado.

### 15.2. AGUAS RESIDUALES INDUSTRIALES. (QI)

Los aportes industriales deberán determinarse para cada vertimiento en particular porque dichos aportes varían de acuerdo con el tamaño y tipo de la industria, con el grado de recirculación de aguas y con los procesos de tratamiento.

Sin embargo para pequeñas industrias localizadas en zonas industriales el aporte industrial se puede utilizar un caudal de 1.5 LPS/Ha, según estimaciones de la CDMB.

Debe tenerse en cuenta que para las industrias existe reglamentación acerca de la entrega de sus aguas al alcantarillado. La CDMB cuenta con el *reglamento de vertimientos industriales* en este se expresan los conceptos para la disponibilidad de servicio de alcantarillado.

### 15.3. AGUAS RESIDUALES COMERCIALES. (QC)

Debido a la fluctuación de la población en las zonas comerciales durante las horas del día y durante los días de la semana, los valores de densidad de población máxima son difíciles de evaluar. Para propósitos de diseño la CDMB establece un caudal medio por hectárea de 2.0 litros por segundo por hectárea. El reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico, establece que para zonas mixtas comerciales-residenciales se puede considerar un caudal medio de 0.5-0.6 litros por segundo por hectárea.

#### 15.4. AGUAS RESIDUALES INSTITUCIONALES. (QIN)

Los aportes de aguas residuales institucionales varia de acuerdo con el tamaño y tipo de las mismas entre la cuales pueden señalarse escuelas, universidades, hospitales, hoteles, cárceles, etc. Para el área metropolitana de Bucaramanga, la CDMB establece que los aportes institucionales se deben manejar como aportes domésticos calculados con una densidad de población de 500 habitantes por hectáreas, un consumo de 250 litros por habitante por día y un coeficiente de retorno del 90%, que equivale a adoptar 1.3 Litros por segundo por hectárea. Para pequeñas instituciones ubicadas en zonas residenciales los aportes, según la RAS-2000, pueden considerarse de 0.5-0.6 Litros por segundo por hectárea.

#### 15.5. CAUDAL MEDIO DIARIO DE AGUAS RESIDUALES. (QMD)

El caudal medio diario estará dado por la suma de los aportes anteriormente descritos.

$$QMD=QD+ QI+ QC+ QIN$$

#### 15.6. APORTE POR AGUAS DE INFILTRACION Y CONEXIONES ERRADAS.

##### 15.6.1. Aportes de aguas de infiltración. (QIF)

Es inevitable la infiltración de aguas subsuperficiales a las redes del sistema de alcantarillado sanitario, especialmente freáticas, a través de las fisuras de colectores, en juntas ejecutadas deficientemente, en la unión de colectores con pozos y demás estructuras y en estos cuando no son completamente impermeables. Su determinación debe hacerse a partir de aforos en el sistema, en horas cuando el consumo de agua es mínimo, y de consideraciones sobre la naturaleza y permeabilidad del suelo, la topografía de la zona y su drenaje, la cantidad y distribución temporal de la precipitación, la variación de las cotas claves de los colectores, los tipos, numero y calidad constructivas de uniones y juntas, el numero de pozos de inspección y demás estructuras, y su calidad constructiva<sup>14</sup>.

---

<sup>14</sup> RAS-2000

La CDMB ha definido para el área metropolitana de Bucaramanga ha establecido la siguiente expresión para calcular el aporte de infiltración en los sistemas de recolección de aguas.

$$Q_{IF} = C_i \times \sum A$$

Donde:

$Q_{IF}$ : Caudal por infiltración.

$C_i$ : Coeficiente de infiltración de la zona.

$A$ : Áreas brutas acumuladas en el tramo de diseño.

El coeficiente de infiltración esta definido de la siguiente manera:

- Zona de baja infiltración:

Son todas aquellas zonas montañosas con pendiente mayor al 20% circundadas por quebradas y cuya diferencia entre la zona urbanizada y la quebrada circundante sea mayor a 20 metros. El coeficiente de infiltración en estas zonas deberá ser 0.20 litros por segundo por hectárea.

- Zonas de infiltración media.

Son todas aquellas zonas con pendiente mayor al 20% cuya diferencia de nivel con el lecho las quebradas aledañas esta entre 10 y 20 metros. El coeficiente de infiltración en esta zona deberá ser de 0.30 litros por segundo por hectárea.

- Zona de Alta infiltración.

Son aquellas áreas planas o bateas topográficas cuya diferencia de nivel con las quebradas aledañas sean menor de 10 metros o estén en cercanías de un lago, pantano o similar. El coeficiente de infiltración deberá ser de 0.40 litros por segundo por hectárea.

### 15.6.2. APORTES POR CONEXIONES ERRADAS. (QCE)

Las conexiones erradas son aquellos aportes de aguas lluvias al sistema sanitario, provenientes de conexiones de bajantes y patios al sistema sanitario. Estos aportes son función de la efectividad de las medidas de control sobre las conexiones domiciliarias y de la disponibilidad de sistemas de recolección de aguas lluvias. En general para los sistemas de alcantarillados separados, las redes internas son proyectadas en forma independiente desde el interior de las edificaciones. Sin embargo, como medida preventiva, debe tenerse en cuenta las especificaciones dada en las normas. El reglamento técnico de agua potable y saneamiento básico establece los siguientes aportes por conexiones erradas.

Tabla 39. Aportes máximos por conexiones erradas con sistema pluvial.

Nivel de complejidad del sistema	Aporte (L/s.ha)
Bajo y medio	0.2
Medio alto y alto	0.1

Fuente: RAS-2000

Tabla 40. Aporte máximo por drenaje domiciliario de aguas lluvias sin sistema pluvial

Nivel de complejidad del sistema	Aporte (L/s.ha)
Bajo y medio	2
Medio Alto y Alto	2

Fuente: RAS-2000

### 15.7. CAUDAL MAXIMO HORARIO. (QMH)

Los caudales de aguas residuales varían de acuerdo con las actividades de la población servida, el caudal máximo horario del día máximo se estima a partir de

del caudal medio diario, mediante el uso de un factor de mayoración, F. Los factores de mayoración se determinan de acuerdo con las características propias de la población. El factor de mayoración disminuye en la medida que el número de habitantes aumenta.

La norma RAS-2000 establece que el factor de mayoración, para poblaciones entre 1.000 y 1'000.000 de habitantes, puede ser hallado mediante la fórmula de Harmon y la fórmula de Babbitt. En cualquier caso el factor de mayoración de caudal F no debe ser menor de 1.4.

$$F = 1 + \frac{14}{(4 + P^{0.5})} \quad \text{HARMON}$$

$$F = \frac{5}{P^{0.2}} \quad \text{BABBIT}$$

El caudal máximo horario será:

$$Q_{MH} = F \times Q_{MD}$$

#### 15.8. CAUDAL DE DISEÑO.

El caudal de diseño de un colector sanitario será igual a la sumatoria del caudal máximo diario más el caudal por conexiones erradas más el aporte de infiltración.

$$QD = QMH + QCE + QIF$$

En el área metropolitana de Bucaramanga la CDMB establece que el caudal mínimo de diseño no debe ser inferior a 1.5 LPS. Esta condición se adopta por razones de funcionamiento hidráulico especialmente en los primeros tramos de la red.

## 16. HIDRAULICA DE ALCANTARILLADOS

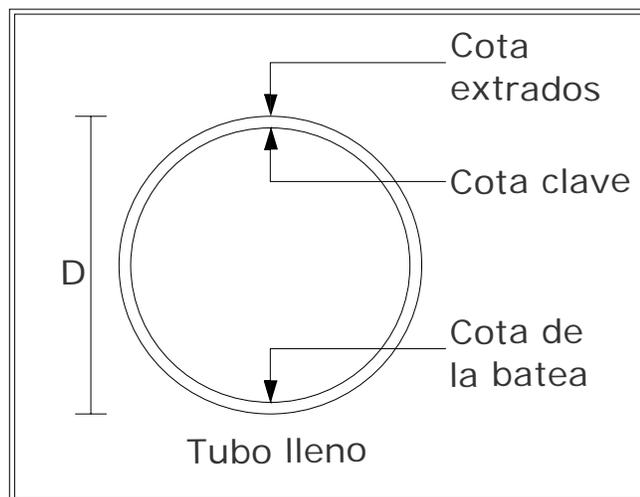
Los sistemas de recolección de aguas servidas se diseñan, generalmente, para trabajar en condiciones de flujo libre por gravedad. El funcionamiento hidráulico en los alcantarillados obedece a flujo o permanente. No obstante dadas las consideraciones de evaluación de caudales del sistema para el cálculo hidráulico de colectores se puede suponer que el flujo es permanente y uniforme, de esta manera su análisis se puede realizar utilizando las ecuaciones para flujo permanente de Manning ó Chezy.

### 16.1. MANNING

La ecuación de Manning se presenta a continuación.

$$V_0 = \frac{R^{2/3} \times S^{1/2}}{n}$$
$$Q_0 = \frac{R^{2/3} \times S^{1/2} \times A}{n}$$

Figura 37. Convenciones en tuberías de redes de alcantarillado.



Fuente: Autor. Apuntes asignatura sanitaria II

Donde:

$V_0$ : Velocidad a tubo lleno.

$Q_0$ : Caudal a tubo lleno.

$A$ : Área Hidráulica del conducto para condiciones a tubo lleno.

$R$ : Radio hidráulico en metros.

$S$ : Pendiente del conducto.

$n$ : Coeficiente de rugosidad de Manning.

Para conductos circulares tenemos:

$$A = \frac{\pi \times D^2}{4}; P = \pi \times D$$

El radio hidráulico para conductos sería:

$$R = \frac{A}{P} = \frac{\pi \times D^2/4}{\pi \times D} = \frac{D}{4}$$

La ecuación de Manning para conductos circulares.

$$Q_0 = \frac{R^{2/3} \times S^{1/2} \times A}{n} = \frac{(D/4)^{2/3} \times S^{1/2} \times \left(\frac{\pi \times D^2}{4}\right)}{n} = \frac{\pi \times D^{8/3} \times S^{1/2}}{n \times 4^{5/3}}$$

Cuando el flujo en el conducto no es a tubo lleno tenemos

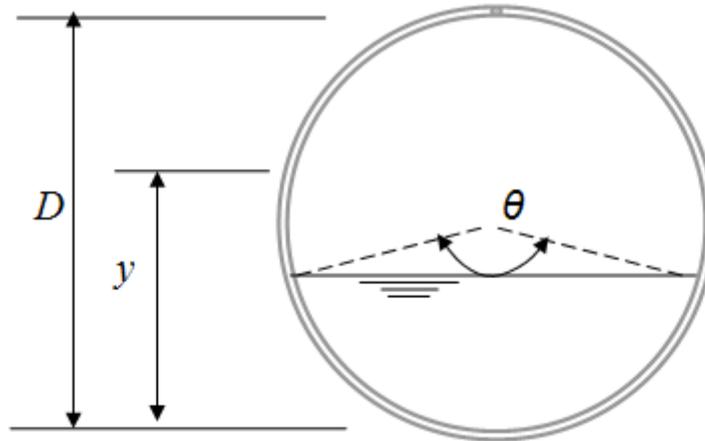
Relación entre el diámetro de la tubería y la altura del agua.

$$\frac{Y}{D} = \frac{1}{2}(1 - \cos \theta/2)$$

El área mojada es:

$$a = \frac{D^2}{8} (\theta - \text{sen}\theta)$$

Figura 38. Parámetros de altura de agua en conductos.



Fuente: Autor. Apuntes asignatura Sanitaria II

El perímetro hidráulico es:

$$P = r\theta = \frac{D}{2}\theta$$

Por lo tanto el radio hidráulico para parcialmente llenas es:

$$r = \frac{a}{p} = \frac{D}{4\theta} (\theta - \text{sen}\theta)$$

Y el caudal en un conducto circular parcialmente lleno es:

$$q = \frac{1}{n} \frac{(\theta - \text{sen}\theta)^{5/3}}{8 \times 4\theta^{2/3}} \times D^{8/3} \times S^{1/2}$$

Sustituyendo:

$$K = \frac{(\theta - \operatorname{sen}\theta)^{5/3}}{8 \times 4\theta^{2/3}}$$

Tenemos que el caudal es igual a:

$$q = \frac{K \times D^{8/3} \times S^{1/2}}{n} \quad K = f(y/D)$$

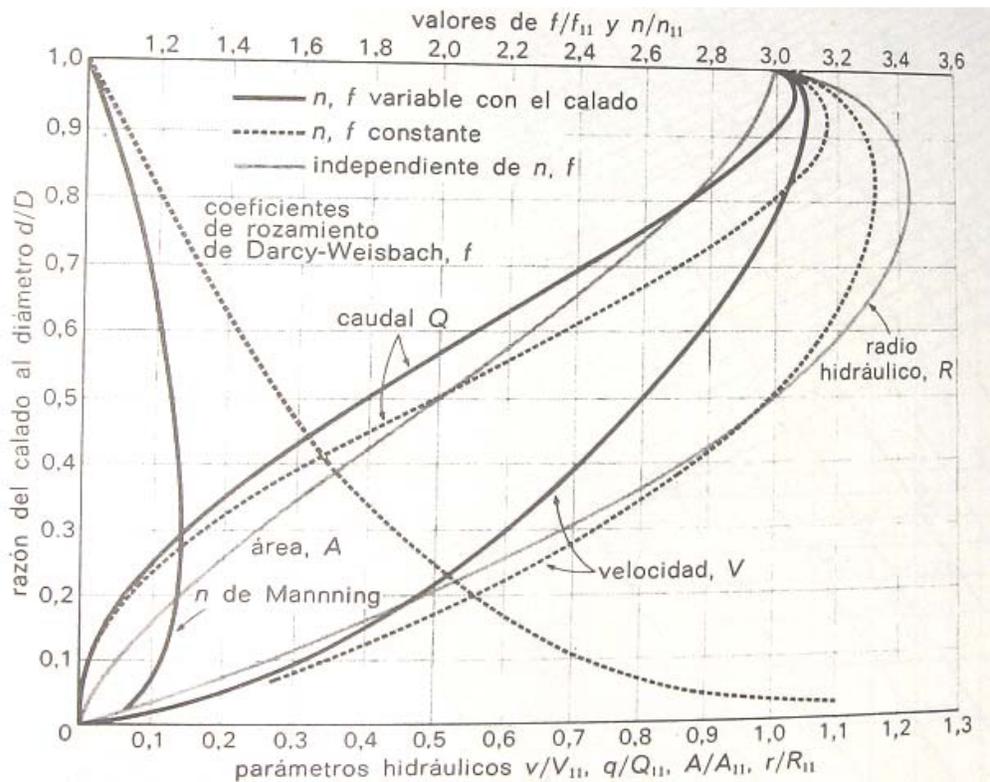
Para tubo totalmente lleno K corresponde al valor obtenido si el valor de  $\theta$  es de  $2\pi$  y se puede denominar  $K'$  con un valor de 0.3117

Haciendo la relación  $q/Q$  en donde mayúscula indica valor a tubo lleno se obtiene

$$\frac{q}{Q} = \frac{K}{K'} = \frac{f(y/D)}{K'} = f'(y/D) = g(\theta)$$

Se entiende que si se hace la relación  $v/V$  se obtiene una función de  $\theta$  y también que estas relaciones no dependen de las variables diámetro y pendiente y por lo tanto son validas independiente de las anteriores. Se pueden graficar estos valores en función de  $y/D$ .

Figura 39. Grafica de parámetros para flujo parcialmente lleno



Fuente: Fair-Geyer-Okun. Abastecimiento de agua y remoción de aguas residuales, 1964.

De esta manera se puede conocer la altura del agua en la tubería cuando se encuentra trabajando en flujo parcialmente lleno conociendo otras tres variables.

**Ejercicio:**

Una tubería de diámetro de 14" lleva un caudal de 20 LPS y esta tendida a una pendiente del 2%. Calcular la profundidad del agua y la velocidad. (n=0.013)

- Despejando de la ecuación de manning  $V = 2.17 \text{ m/s}$
- $K = 0.0287$

$$\frac{\kappa}{K} = \frac{0.0287}{0.3117} = 9.207 * 10^{-2}$$

$$q = 20 \text{ LPS}, Q=215.21 \text{ LPS}$$

$$Y/D=0.2 \quad y= 0.073\text{m}$$

El reglamento técnico de agua potable y saneamiento básico establece se puede considerar la suposición de flujo uniforme en la tubería hasta diámetros menores de 0.90 metros. Para diámetros de tubería mayores se deben utilizar modelos que representen flujo gradualmente variado.

## 16.2. COEFICIENTE DE RUGOSIDAD.

El coeficiente de rugosidad es el parámetro de mayor dificultad para determinar en la formula de Manning, ya que no hay un parámetro exacto para seleccionarlo. Su selección significa estimar la resistencia al flujo en un canal dado, lo cual es materia de intangibles. En general el coeficiente de rugosidad de Manning ha sido estimado en pruebas de laboratorio y campo, y depende en general del tipo de material del conducto.

La norma RAS-2000 en el titulo D establece los siguientes valores del coeficiente de rugosidad de Manning.

Tabla 41. Valores del coeficiente de rugosidad de Manning

Material	n
<b>CONDUCTO CERRADO</b>	
Asbesto-cemento	0.011-0.015
Concreto prefabricado interior liso	0.011-0.015
Concreto prefabricado interior rugoso	0.015-0.017
concreto fundido en sitio formas lisas	0.012-0.015
Concreto fundido en sitio formas rugosas	0.015-0.017
Gres vitrificado	0.011-0.015
Hierro ductil revestido interiormente con cemento	0.011-0.015
PVC, Polietileno y fibra de vidrio con interior liso	0.010-0.015
Metal corrugado	0.022-0.026
Colectores de ladrillo	0.013-0.017
<b>CONDUCTOS ABIERTOS</b>	
Canal revestido en ladrillo	0.012-0.018
Canal revestido en concreto	0.011-0.020
Canal excavado	0.018-0.050
Canal revestido en rip-rap	0.020-0.035

Fuente: RAS-2000

### 16.3. REGIMEN DE FLUJO

Se debe observar que el diseño de la unión de colectores será diferente para régimen subcrítico ó supercrítico. Para que el flujo no sea inestable se debe garantizar que el Número de Froude sea menor de 0.90 o mayor de 1.10.

$$0.90 < Fr ; Fr > 1.10$$

El número de Froude se calcula mediante la siguiente expresión:

$$F_R = \frac{V}{\sqrt{g \times D}}$$

Donde:

V: Velocidad media en el conducto.

g: Aceleración debido a la gravedad.

D: profundidad hidráulica.

Ejemplo<sup>15</sup>:

Hallar el Número de Froude, si una tubería de 21" de diámetro, lleva un caudal de 80 l/s con una pendiente del 2%.

Hallar K

$$K = \frac{Q * n}{D^{\frac{8}{3}} * S^{\frac{1}{2}}}$$

$$K = \frac{0.08 * 0.013}{(21 * 0.0254)^{\frac{8}{3}} * (0.02)^{\frac{1}{2}}}$$

$$K = 0.0393$$

---

<sup>15</sup> Apuntes asignatura sanitaria II

Por tablas, buscamos K, a la cual corresponden los siguientes valores:

$$y/D = 0.24$$

$$\frac{Q}{D^{\frac{5}{2}} * Fr} = 0.1870$$

Despejando, para hallar Fr, se tiene:

$$Fr = \frac{Q}{D^{\frac{5}{2}} * 0.1870}$$

$$Fr = \frac{0.08}{(21 * 0.0254)^{\frac{5}{2}} * 0.1870}$$

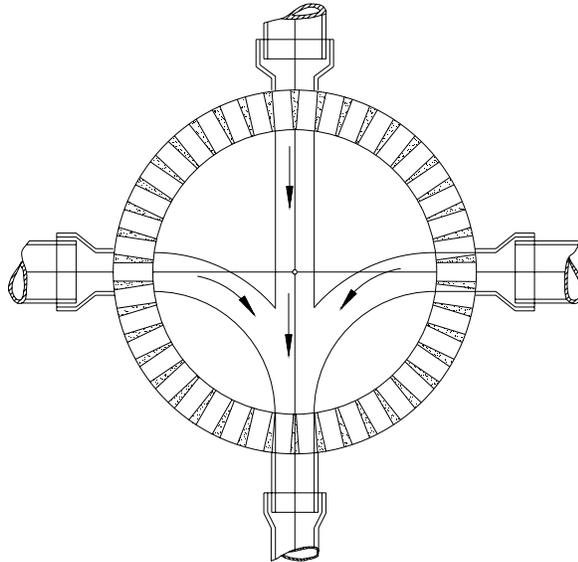
$$Fr = 2.059$$

Se observa que no se encuentra en el rango no deseado del número de Froude, y que por ser mayor que 1, es flujo supercrítico, es decir, predominan las fuerzas de velocidad o cinéticas.

#### 16.4. UNION DE COLECTORES

La unión o intersección de dos o mas colectores, por cambio en el alineamiento horizontal o vertical, o por variación en la geometría del colector se realiza mediante estructuras denominadas pozos. Los pozos están determinados por factores físicos como la disposición de la malla urbana y otros como los equipos de limpieza y el comportamiento hidráulico del flujo. En caso de que ninguno de los factores anteriores sea una limitante para la ubicación de los pozos, el reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico establece que de 100 a 200 metros es necesaria la ubicación de estas estructuras, la longitud la establecen los equipos de limpieza disponibles.

Figura 40. Unión de colectores.



Fuente: El autor

El análisis hidráulico en los pozos consiste en calcular las pérdidas de energía que se produce en el pozo con el objeto de determinar el nivel de salida del alcantarillado. Existen varios criterios para estimar la pérdida energía en los pozos, la CDMB recomienda realizarlo por el método de la línea de energía.

Para desarrollar el análisis es necesario conocer el régimen de flujo tanto del colector principal como de los colectores afluentes.

#### 16.4.1. Régimen subcrítico

El criterio de conservación de la energía en el pozo consiste en considerar que la energía del colector entrante al pozo es igual a la energía del colector saliente más las pérdidas. Las pérdidas de energía que se producen en el colector se deben a dos efectos principalmente que son: la pérdida de energía por cambio de dirección y la pérdida de energía por intersección.

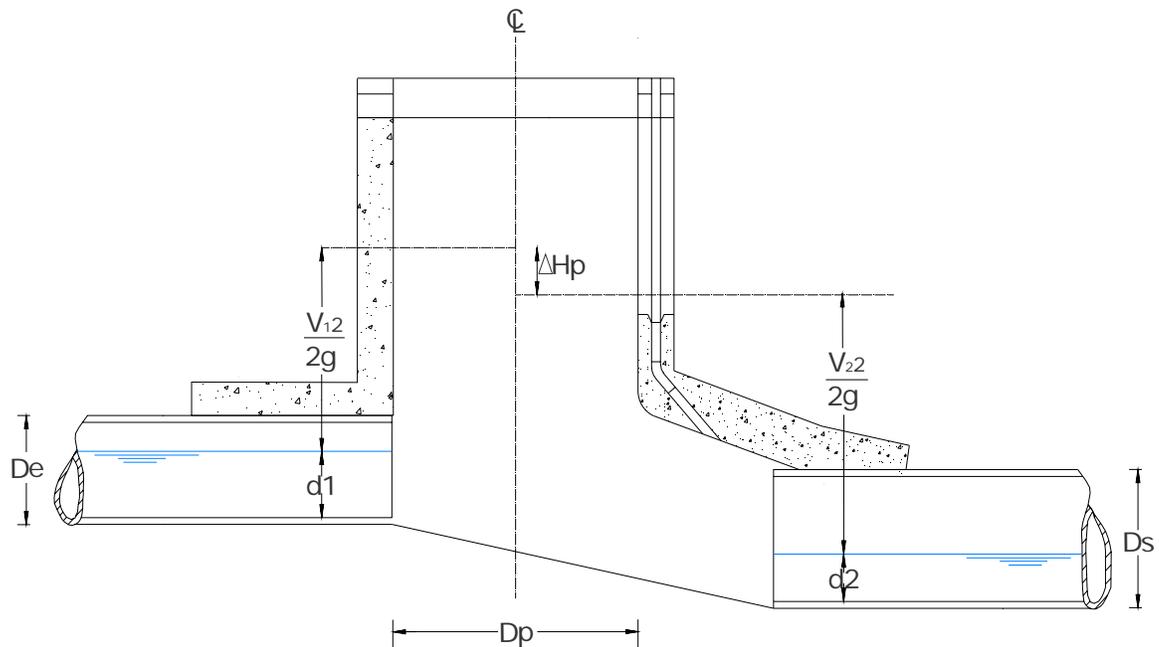
$$\Delta H = \Delta H_e + \Delta H_c$$

$\Delta H$ : Pérdida de energía en el pozo.

$\Delta H_c$ : Pérdida de energía por el cambio de dirección.

$\Delta H_e$ : Pérdida de energía por la transición.

Figura 41. Unión de colectores en régimen subcrítico



Fuente: El autor. Apuntes asignatura sanitaria II

*Pérdida de energía por cambio de dirección.*

La pérdida de energía por cambio de dirección se estima en función del radio de curvatura del eje del colector ( $r_c$ ), y el diámetro del colector de salida ( $D_s$ ) del sistema de alcantarillado.

$$\Delta H_c = K \times \frac{V^2}{2g}$$

Tabla 42. Relación radio de curvatura y diámetro del colector

$r_c/D_s$	K
Mayor de 3	0.05
1.5 a 3	0.2
1.0 a 1.5	0.4

Fuente: CDMB. Normas técnicas de diseño de alcantarillados

*Perdida de energía por la transición.*

Las pérdidas de energía por la transición son producidas por el aumento o disminución de la velocidad debido a un cambio de diámetro.

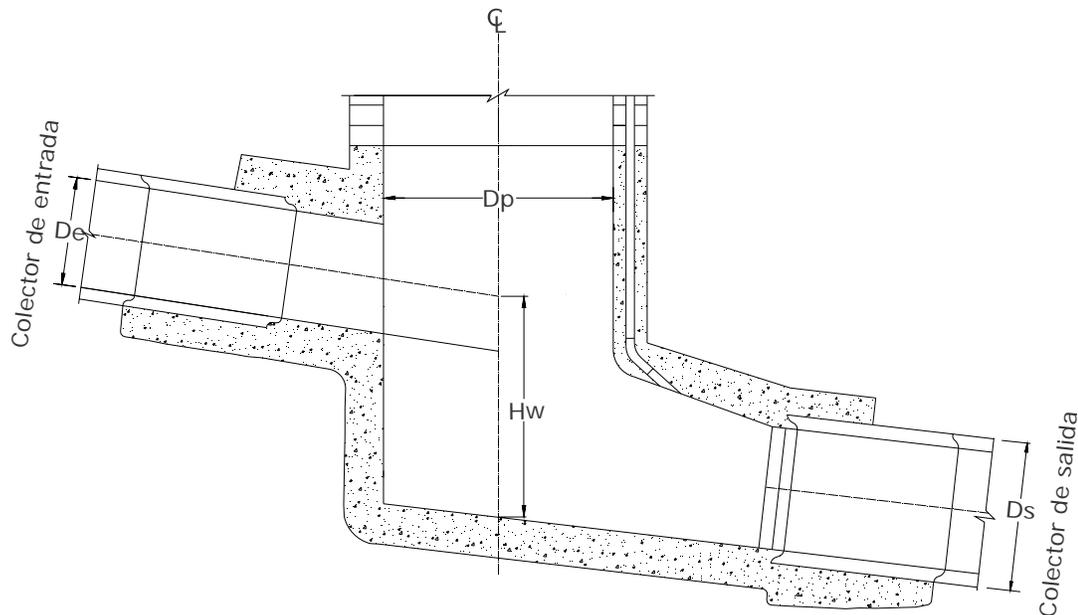
$$\Delta H_e = 0.20 \times \left( \frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right)$$

En el caso de que termino  $\Delta H_e$  fuese negativo no se tiene en cuenta en los cálculos ya que implicaría elevar la cota del colector de salida.

16.4.2. Régimen supercrítico.

Se considera que la totalidad de la energía se pierde, debido a una caída en el pozo, por lo tanto se puede considerar su comportamiento como una masa de agua estacionaria que para salir necesita de un orificio formado por el conducto de salida. En general para flujo subcrítico se supone que se tiene control a la entrada, es decir que la capacidad del conducto es mayor que la capacidad de entrada de la tubería.

Figura 42. Unión de colectores en régimen supercrítico.



Fuente: El autor. Apuntes asignatura sanitaria II

Se busca entonces determinar la caída del pozo, de manera que la elevación de agua en el pozo no sea nunca mayor al nivel de la lamina de agua de las tuberías entrantes.

Dependiendo de factores como el caudal y el diámetro de la tubería saliente se puede presentar que la entrada a la tubería saliente sea sumergida o no sumergida. Para cada caso existe un funcionamiento hidráulico diferente.

*Entrada no sumergida.*

La entrada no sumergida se presenta cuando se cumple lo siguiente:

$$\frac{Q}{D_s^2 \times \sqrt{g \times D_s}} \leq 0.62$$

Donde:

Q: Caudal de salida del pozo, en m<sup>3</sup>/s

D<sub>s</sub>: Diámetro del conducto de salida, en metros.

g: Aceleración de la gravedad, igual a 9.81m/s<sup>2</sup>.

La caída en el pozo se analiza mediante la siguiente ecuación.

$$\frac{H_w}{D_s} = K \times \left( \frac{H_c}{D_s} + \frac{H_e}{D_s} \right)$$

Donde:

H<sub>w</sub>: Elevación esperada del agua en el pozo.

D<sub>s</sub>: Diámetro colector de salida.

K: Coeficiente adimensional, que depende del diámetro de la tubería saliente con el diámetro del pozo. La CDMB presenta el siguiente cuadro para determinar K.

Tabla 43. Relación diámetros de colectores entrada y salida

Dp/D <sub>s</sub>	K
Mayor de 2	1.2
Entre 1.6 y 2	1.3
Entre 1.3 y 1.6	1.4
Menor de 1.3	1.5

Fuente: CDMB, Normas técnicas de diseño de alcantarillados

H<sub>c</sub>: Energía específica para condiciones de flujo crítico.

$$H_c = Y_c + \frac{V_c^2}{2 \times g}$$

$H_e$ : Incremento de alturas debido a las pérdidas. Su valor se determina mediante la siguiente expresión empírica:

$$H_e = 0.589 \times D_s \times \left( \frac{Q}{D_s^2 \times \sqrt{g \times D_s}} \right)$$

Entrada sumergida:

Cuando la entrada al colector de salida es de este tipo el modelo matemático que se ajusta al fenómeno es:

$$\frac{Q}{D_s^2 \times \sqrt{g \times D_s}} > 0.62$$

La altura necesaria en el pozo se calcula mediante:

$$\frac{H_w}{D_s} = K \times \left( 0.70 + 1.91 \times \left( \frac{Q}{D_s^2 \times \sqrt{g \times D_s}} \right)^2 \right)$$

En donde cada termino ha sido definido anteriormente.

## 17. ALCANTARILLADO SANITARIO.

### 17.1. INFORMACION GENERAL.

#### *Localización Colectores*

Generalmente las normas Colombianas establecen que las redes de alcantarillado se deben proyectar por la vía pública, en caso de requerir predios privados se debe establecer la respectiva servidumbre según los términos legales.

La CDMB en sus normas técnicas para diseño y presentación de proyectos de alcantarillado establece que los alcantarillados sanitarios se deben ubicar sobre el eje de la media vía, ya sea al costado izquierdo o derecho.

#### *Profundidad de los colectores.*

La profundidad en las tuberías debe permitir el drenaje de las aguas residuales. La CDMB en sus normas técnicas para diseño y presentación de proyectos de alcantarillado establece que la cota extrados del colector no será menor de:

Tabla 29. Profundidad mínima colectores sanitarios.

ZONA	PROFUNDIDAD (m)
(a) Peatonal o verde	0.60
(b) Vehicular	0.90

Fuente: CDMB, normas técnicas de diseño de alcantarillados

### 17.2. ESPECIFICACIONES DE DISEÑO.

Las presentes especificaciones de diseño se tomaron de las normas que reglamentan los sistemas de recolección de agua en el país.

### 17.2.1. Diámetro.

En las redes de sistemas de recolección de aguas residuales, generalmente los colectores son de geometría circular. El diámetro interno mínimo permitido en el país es de 200 mm (8 Pulg)<sup>16</sup>.

### 17.2.2. Velocidad.

La velocidad del en los colectores esta restringida, para altas velocidades por efectos de la abrasión que puede producir en la tubería y para velocidades mínimas por condiciones de autolimpieza, es decir que la velocidad sea tal que no se produzca sedimentación.

En aquellos casos, por condiciones topográficas no sea posible garantizar la velocidad mínima se debe verificar el esfuerzo cortante. El esfuerzo cortante se evalúa por la siguiente expresión.

$$\tau = Y \times R \times S$$

Donde:

$\tau$ : Esfuerzo cortante.

$R$ : Radio hidráulico para el caudal de diseño.

$S$ : Pendiente de la tubería.

El esfuerzo cortante debe mayor de 0.12 N/m<sup>2</sup> para garantizar las condiciones de autolimpieza.

#### *Velocidad mínima.*

Cuando las aguas residuales fluyen a bajas velocidades, es posible que los sólidos transportados se depositen. Para evitar que esto ocurra se debe disponer de una velocidad adecuada para lavar los sólidos depositados. La CDMB establece la velocidad mínima para alcantarillados sanitarios, para cualquier material y a tubo lleno, de 0.6 m/s.

---

<sup>16</sup> RAS-2000

### *Velocidad máxima.*

La velocidad máxima se restringe debido al efecto de la abrasión sobre la tubería, de acuerdo con lo anterior la velocidad máxima depende del tipo de material de la tubería. Las velocidades máximas, de acuerdo con el material del conducto, se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 45. Velocidad máxima en colectores sanitarios

<b>MATERIAL</b>	<b>V máxima (m/seg)</b>
a. Ladrillo común	3
b. Ladrillo vitrificado y gres	5
c. Concreto de f'c=2.000 psi.	3
d. Concreto de f'c=3.000 psi.	6
e. Concreto de f'c=4.000 psi.	10
f. Cloruro de Polivinilo	10
g. Asbesto Cemento	10

Fuente: CDMB, normas técnicas de diseño de alcantarillados

### 17.2.3. Pendiente mínima.

El valor de pendiente mínima se debe ajustar al valor de velocidad que permita condiciones de autolimpieza en la tubería.

### 17.2.4. Pendiente máxima.

La pendiente máxima en la tubería se debe ajustar igualmente a la velocidad máxima permisible.

### 17.2.5. Profundidad hidráulica máxima.

La profundidad máxima para permitir condiciones adecuadas de aireación es de 70-85% del diámetro real de la tubería.

### 17.2.6 Ejemplo<sup>17</sup>.

1. Hallar la pendiente a la que debe ir a tubo lleno, para que tenga una velocidad de 0.45 m/s con un diámetro igual a 8".
2. Para un Y/D igual a 0.1, hallar la pendiente para que tenga igual poder de autolimpieza que a tubo lleno.

#### 1. Solución

$$V = \frac{1}{n} \left( \frac{D}{4} \right)^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$
$$S = \left( \frac{V * n}{\left( \frac{D}{4} \right)^{\frac{2}{3}}} \right)^2$$

$$S = \left( \frac{0.45 * 0.013}{\left( \frac{8 * 0.0254}{4} \right)^{\frac{2}{3}}} \right)^2$$

$$S = 0.00182 = 0.18\%$$

#### 2. Partiendo de:

$$s = \frac{R}{r} S$$

$$s = \frac{\left( \frac{D}{4} \right)}{\left( \frac{D}{4\theta} \right) (\theta - \text{Sen}\theta)} * S$$

$$s = \frac{\theta * S}{(\theta - \text{Sen}\theta)}$$

---

<sup>17</sup> Apuntes asignatura sanitaria II

Por medio de tablas, y con  $y/D=0.1$ , se encuentra  $\theta=1.287$

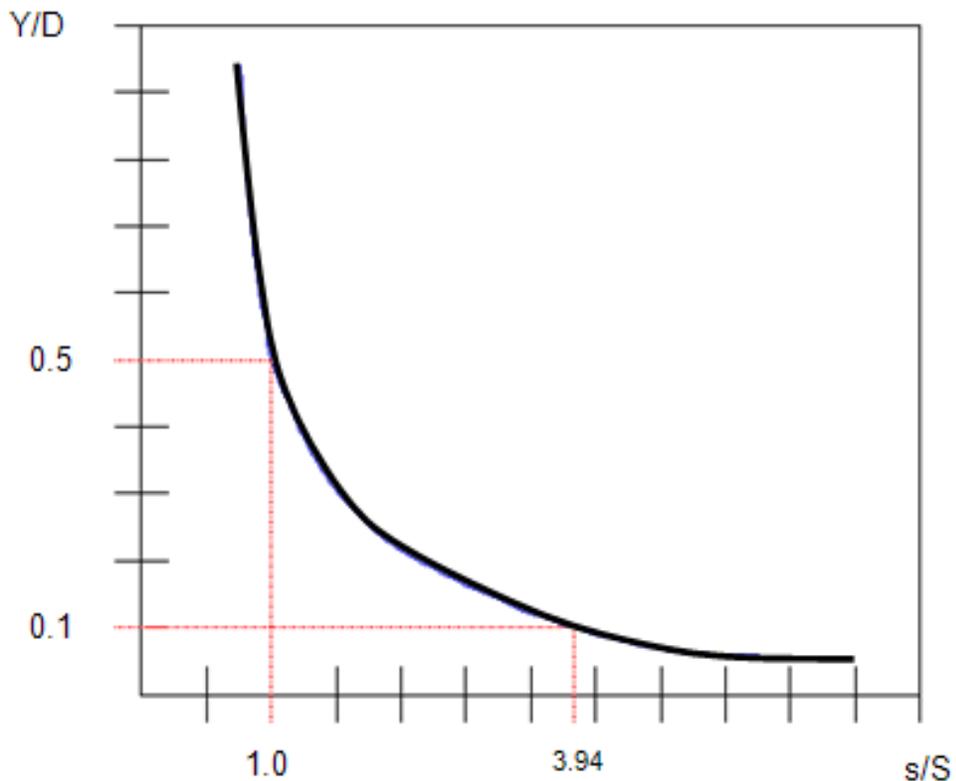
Remplazando, tenemos:

$$s = \frac{1.287}{(1.287 - \text{Sen}1.287)} * 0.0018$$

$$s = 3.94 * 0.0018$$

$$s = 0.00708 = 0.71\%$$

Conclusión: La tubería a  $y/D=0.1$ , con una pendiente del 0.71%, tiene el mismo poder de autolimpieza que a tubo lleno con una pendiente del 0.18%.



En la gráfica se puede notar que por encima de  $Y/D=0.5$ , los valores de  $s/S$ , son ligeramente menores que 1, y que para nuestro ejercicio, como  $Y/D=0.1$ , el valor aproximado de  $s/S$ , sí es 3.94, como se corroboró matemáticamente.

### 17.3. EVALUACION Y CALCULO DE ALCANTARILLADO SANITARIO<sup>18</sup>.

El caudal a diseñar para cada uno de los tramos del alcantarillado de aguas negras es función del área aferente que abarca este.

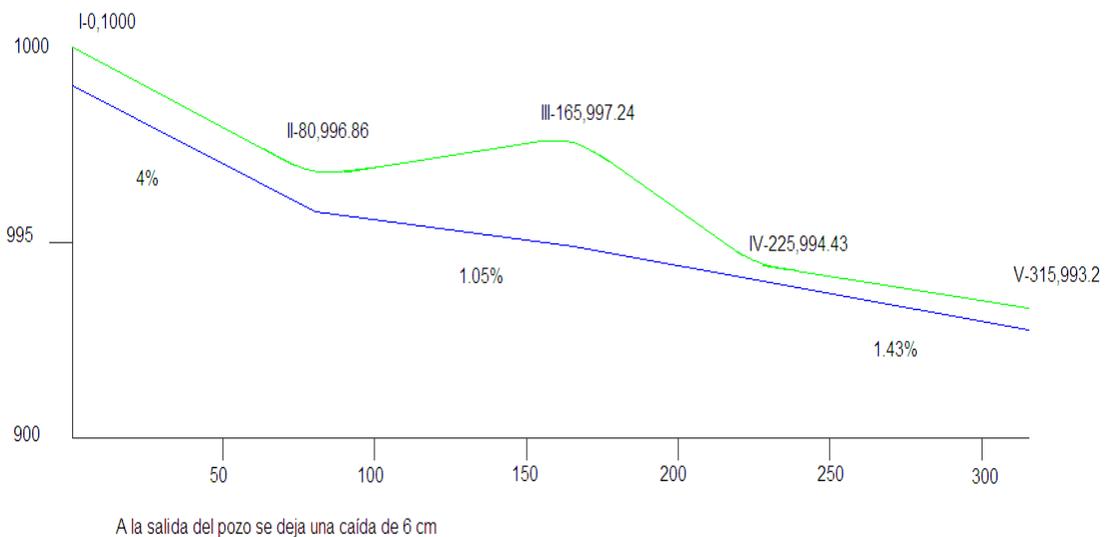
El área aferente puede ser:

- ✓ Propia
- ✓ Acumulada = Área Propia +  $\sum$  Área aferente acumuladas

#### **Ejercicio**

Diseñar el alcantarillado para el siguiente perfil del terreno

Figura 43. Perfil terreno



Fuente: Mario García Solano

<sup>18</sup> El presente material fue tomado de conferencias del Ing. Msc Mario García Solano

Para solucionar el ejercicio, se debe llenar la siguiente tabla, siguiendo el algoritmo que se va a mencionar.

Tabla 46. Cuadro de Cálculo de alcantarillado.

TRAMO	AREA		LONGITUD m	DENSIDAD hab/día	POBLACION Hab	APC m3/día	Qm LPS
	Propia	Acumulada					
A-B							
B-C							
C-D							
D-E							

TRAMO	ALFA	Qmax	Qc erradas	Q infiltración	PENDIENTE	DIAMETRO
A-B						
B-C						
C-D						
D-E						

Fuente: Conferencias Ing. M sc. Mario García Solano.

## PROCEDIMIENTO

1. Trazar un perfil tentativo por donde se va a constuir la tubería, teniendo en cuenta de respetar la profundidad mínima de la tubería (1m) y que los tramos iniciales siempre deben tener las mayores pendientes, es decir lo ideal es ir disminuyendo las pendientes poco a poco.
2. Calcular el caudal de diseño para cada uno de los tramos donde va a existir un pozo de inspección.

$$Q_m = Población \times APC$$

$$Población = A_{acum} \times Densidad$$

$$APC = (0.8 - 0.9) \times CPC$$

$$\alpha = \frac{18 + \sqrt{Pob}}{4 + \sqrt{Pob}} \quad \text{Población en miles}$$

$$Q_{\max} = Q_m \times \alpha$$

$$Q_{\text{cerrado}} = \text{Coeficiente} \times \text{AreaAcum}$$

$$Q_{\text{inf}} = \text{Coeficiente} \times \text{AreaAcum}$$

Los coeficientes de infiltración y cerrados se obtienen de la norma RAS

$$Q_{\text{diseño}} = Q_m + Q_{\text{cerrado}} + Q_{\text{inf}}$$

- Ahora se aplica manning, pues Q y S son conocidos, calculando el diámetro de la tubería.

$$Q = \frac{K}{n} D^{\frac{8}{3}} \sqrt{S} \quad K = \text{Flujo lleno, es decir } 0.3117$$

Se debe cumplir que el diámetro mínimo para un alcantarillado es 8plg, 0.2032m

- Ya calculado el diámetro, se debe verificar que sea un diámetro comercial, sino cumple con esto debe tomarse, el diámetro comercial inmediatamente superior que le sigue.
- Verificar que cumpla con los límites de velocidades:

$$V_{\min} = 0.45 \frac{m}{s}$$

$$V_{\max} = 5 \frac{m}{s}$$

La velocidad se calcula de la siguiente manera:

- Con el diámetro no comercial calculado se halla  $q$  y con el diámetro comercial se halla  $Q$

$$\frac{q}{Q} = \frac{K}{K'}$$

- Se halla el ángulo  $\theta$

$$\theta = \frac{(\theta - \text{seno } \theta)^{\frac{5}{3}}}{8(4\theta)^{\frac{2}{3}}}$$

- Se calcula el área de la sección húmeda

$$\frac{A}{a} = \frac{2\pi}{\theta - \text{seno } \theta}$$

- Finalmente, se calcula las velocidad:

$$V = q \times a$$

Cuando no se cumplan las velocidades, se debe variar los diámetros y/o las pendientes.

Generalmente los diámetros deben ir creciendo a medida que se va avanzando en el proyecto.

## 18. ALCANTARILLADO PLUVIAL

Los alcantarillados pluviales son aquellos sistemas encargados de la recolección y transporte de las aguas producidas por las lluvias. La función de los alcantarillados pluviales es transportar las aguas de escorrentía de las zonas urbanas a un cuerpo de agua cercano, con el objeto de evitar inundaciones. El alcantarillado se encuentra conformado por el sistema de colectores y las estructuras complementarias como, sumideros, aliviaderos, pozos de inspección etc.

### 18.1. DETERMINACION DEL CAUDAL DE DISEÑO.

El caudal transportado por el alcantarillado pluvial es, obviamente, el producido por la precipitación, por lo tanto para evaluar el caudal de diseño es necesario utilizar un modelo que relacione precipitación–escorrentía.

### 18.2. EL METODO RACIONAL

El método racional es el método de cálculo más generalizado para estimación de caudales en alcantarillados el cual establece que el caudal superficial producido por precipitación es:

$$Q = C \times i \times A$$

Donde:

$Q$ : Caudal estimado en un sitio determinado (LPS).

$C$ : Coeficiente de escorrentía.

$i$ : Intensidad de la lluvia para una duración igual al tiempo de concentración de la cuenca y para un periodo de retorno determinado (LPS/Ha).

$A$ : Área de drenaje de la cuenca (Ha). El área aportante de la cuenca en cualquier momento es función del tiempo elevado al cuadrado, conforme es un área que crece más rápidamente con la velocidad de escorrentía y teniendo en cuenta que velocidad por tiempo es longitud y longitud al cuadrado es área se concluye la anterior premisa

$$A = k \times t^2$$

### 18.2.1. Coeficiente de escorrentía

Es sabido que el agua de precipitación no toda se convierte en escorrentía superficial, y no toda llega al sistema de alcantarillado. Algunas de las causas son la evaporación, la interceptación, el almacenamiento superficial como en cunetas y la causa más importante es la infiltración. El coeficiente de escorrentía, o coeficiente de infiltración, representa el % de aguas lluvias que alcanzan el sistema de alcantarillado.

Para determinar el coeficiente de escorrentía se basa en el tipo de suelo, impermeabilidad de la zona y pendiente del terreno. La CDMB ha establecido para el área metropolitana de Bucaramanga los siguientes valores:

Tabla 47. Coeficiente de escorrentía.

<b>Sector</b>	<b>Coeficiente de escorrentía</b>
Comercial	0.9
Desarrollo residencial con casas contiguas y predominio de zonas duras	0.8
Desarrollo residencial multifamiliares con bloques contiguos y con zonas duras entre ellos	0.7
Desarrollos residenciales unifamiliares con casas contiguas y predominio de jardines	0.6
Residencial con casas rodeadas de jardines	0.5
Desarrollos residenciales con multifamiliares apreciablemente separados	0.5
Áreas recreacionales con predominio de zonas verdes y cementerio tipo jardines	0.3

Fuente: CDMB, normas técnicas de diseño de alcantarillados

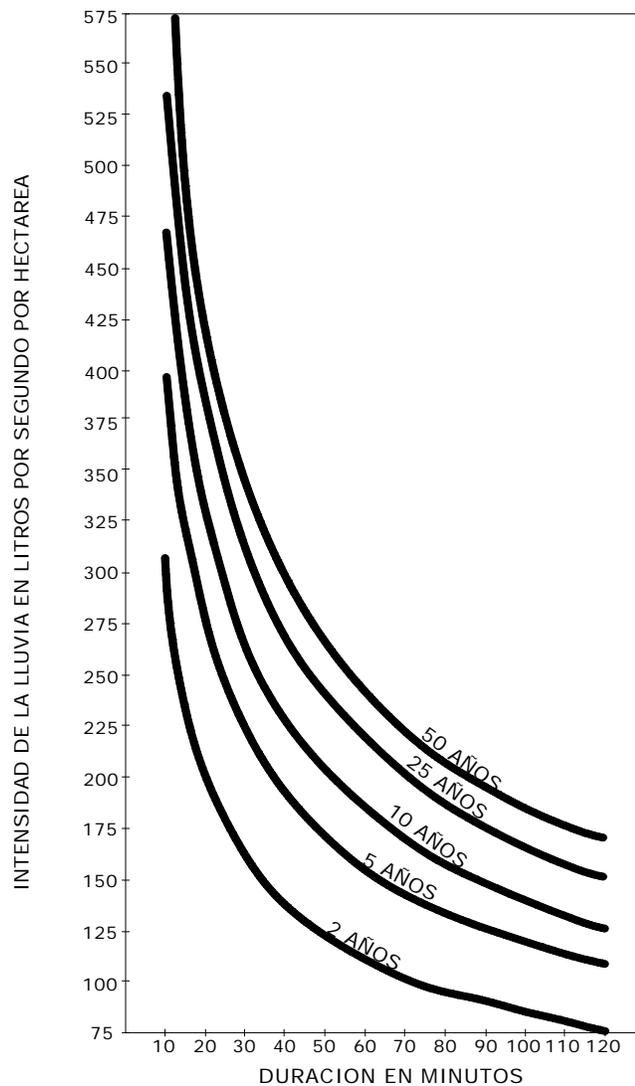
Para las áreas industriales, institucionales o para las comerciales y residenciales que incluyan áreas clasificables en más de un sector, el coeficiente de escorrentía del área en estudio se estimará como el promedio ponderado dado por la siguiente expresión:

$$C = \frac{\sum C_i \times A_i}{\sum A_i}$$

### 18.2.2. Intensidad de la lluvia

La intensidad de la lluvia es determinada mediante un estudio hidrológico de la zona. La intensidad se encuentra definida en las curvas de Intensidad-frecuencia-duración con un periodo de retorno definido, se debe notar que la intensidad es inversamente proporcional a la duración y directamente proporcional a la frecuencia. En la figura 44 se presentan las curvas de Intensidad-frecuencia-duración.

Figura 44. Curvas de Intensidad-frecuencia-duración para la ciudad de Bucaramanga según la CDMB.



Fuente: CDMB. Normas técnicas de diseño de alcantarillados

### 18.2.3. Periodo de retorno

La frecuencia de las lluvias utilizadas varía entre 2 años como mínimo hasta valores del orden de 100 años. La escogencia de uno u otro valor depende de la importancia del área que se esta drenando y del tramo del sistema que se este analizando. En la siguiente tabla se muestra los valores del periodo o frecuencia de retorno presentados por la CDMB.

Tabla 48. Periodo de retorno para sistemas de alcantarillados

<b>Características del Área de Drenaje</b>	<b>Período de Retorno</b>
Para tramos iniciales con áreas tributarias menores a dos (2) hectáreas.	2 Años
Para tramos del sistema con áreas tributarias comprendidas entre 2 y 10 hectáreas, donde el caudal que exceda al diseño no tenga la posibilidad de verter por una ladera o escarpa.	5 Años
Para tramos del sistema con áreas tributarias mayores a 10 hectáreas, donde el caudal que exceda al de diseño tenga la posibilidad de verter por una ladera o escarpa.	10 Años
Para tramos del sistema donde el caudal que exceda al de diseño tenga posibilidad de verter por una ladera o escarpa. 25 años	25 Años
Para emisarios finales, o estructuras de vertimiento, se utilizará un período de retorno de 25 años, con un borde libre tal que permita alojar, sin desbordamiento, la escorrentía producida por un aguacero de 50 años de período de retorno.	25-50 Años

Fuente: CDMB. Normas técnicas de diseño de alcantarillados

### 18.2.4. TIEMPO DE CONCENTRACION

El tiempo de concentración de la cuenca se define como el tiempo que demora el agua desde el punto mas alejado de la cuenca hasta el punto de desagüe de la cuenca. El tiempo de concentración tiene gran importancia en la estimación del caudal debido a que la duración de la tormenta de diseño será igual al tiempo de concentración de la cuenca.

### *Tiempo de Concentración de una cuenca Pequeña*

$$Te = \left[ \frac{2}{3} \cdot l \cdot \left( \frac{n'}{\sqrt{S}} \right) \right]^{0.467}$$

Donde:

Te: Tiempo de concentración o de escorrentía superficial (mm)

l: distancia al sitio mas alejado del área considerada. (ft) (l ≤ 1200 – 3600 mt)

n: Coeficiente de retardo. El coeficiente de retardo depende de la superficie del terreno, esto es, si se trata de Pavimento impermeable, césped pobre, suelo sin cobertura etc.

S: Pendiente

### 18.3. ESPECIFICACIONES DE DISEÑO

Las presentes especificaciones de diseño se tomaron de las norma de la CDMB que reglamentan los sistemas de recolección de agua en el area metropolitana de Bucaramanga.

#### 18.3.1. Diámetro

En las redes de sistemas de recolección de aguas pluviales, los colectores inicialmente son de geometría circular, en los tramos finales pueden ser necesarios utilizar, dependiendo de los caudales, otro tipo de colectores como son que pueden ser canales abiertos, canales cerrados (box coulvert) finales se utilizan canales abiertos. El diámetro interno mínimo permitido en el país es de 250 mm (10 Pulg)<sup>19</sup>.

---

<sup>19</sup> RAS-2000

### 18.3.2. Velocidad

- *Velocidad mínima*

La velocidad mínima permitida es 1.0 m/s. En cada tramo debe verificarse el comportamiento autolimpiante del flujo, para la cual es necesario utilizar el criterio de esfuerzo cortante medio.

- *Velocidad máxima*

Los valores máximos permisibles para la velocidad media en los colectores dependen del material, en función de su sensibilidad a la abrasión.

Tabla 33. Velocidad máxima alcantarillados pluviales

<b>MATERIAL</b>	<b>V máxima (m/seg)</b>
a. Ladrillo común	3
b. Ladrillo vitrificado y gres	5
c. Concreto de f'c=2.000 psi.	3
d. Concreto de f'c=3.000 psi.	6
e. Concreto de f'c=4.000 psi.	10
f. Cloruro de Polivinilo	10
g. Asbesto Cemento	10

Fuente: CDMB. Normas técnicas de diseño de alcantarillados

### 18.3.3. Pendiente mínima

El valor de la pendiente mínima del colector debe ser aquel que permita tener condiciones de Autolimpieza.

### 18.3.4. Pendiente máxima

El valor de la pendiente máxima admisible es aquella para la cual se tenga una velocidad máxima real.

### 18.3.5. Profundidad hidráulica máxima

La profundidad hidráulica máxima en colectores de aguas lluvias puede ser la correspondiente a flujo lleno.

## 18.5. SUMIDEROS

Los sumideros son las estructuras encargadas de recoger la escorrentía de las calles. Se ubican a lado y lado de la calle y en la esquina aguas abajo de cada manzana.

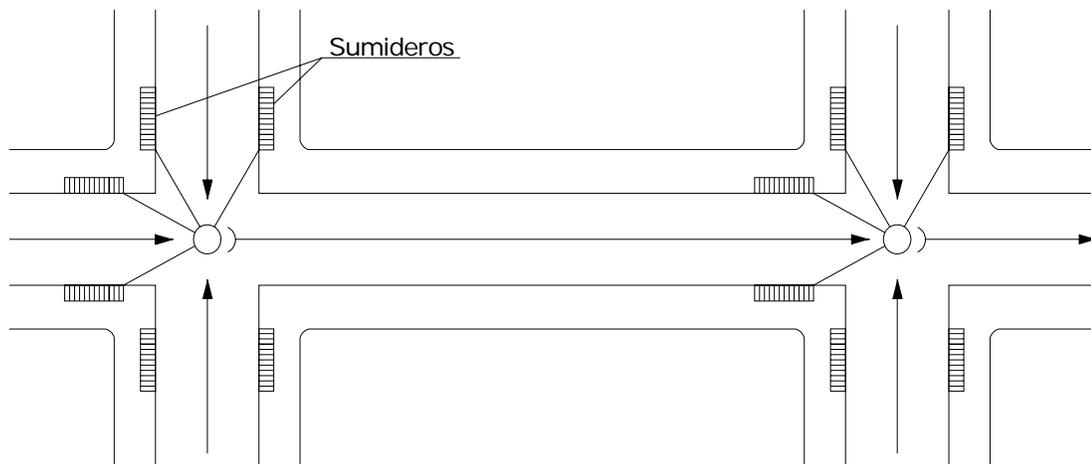
La entrada a la red del alcantarillado debe hacerse en los pozos de inspección. Cada sumidero estará conectado directamente o a través de otro sumidero con el pozo respectivo por medio de una tubería cuyo diámetro mínimo es de 8 pulg.

### 18.5.1. Localización de los sumideros

La localización de los sumideros debe ser de tal manera que intercepten las aguas antes de las zonas peatonales y en los puntos intermedios o bajos. Los siguientes son algunos de los criterios generales para la ubicación de los sumideros.

- Puntos bajos y depresiones.
- Reducción de pendiente longitudinal en las calles.
- Antes de puentes y terraplenes.
- preferiblemente antes de las calles y pasos peatonales.
- Captación de sumideros.

Figura 45. Ubicación de Sumideros



Fuente: El autor. Apuntes asignatura Sanitaria II

## 18.5.2. Clasificación de los sumideros

### a) Según el tipo de rejilla

- Reja lateral
- Reja vertical
- Reja horizontal y vertical

### b) Según el diseño de caja

- Sumidero con sello hidráulico
- Sumidero sin sello hidráulico
- Sumidero con desarenador
- Sumidero sin desarenador

Hay un tipo de sumidero llamado sumidero con sello hidráulico y es utilizado exclusivamente para alcantarillados combinados y tiene como finalidad evitar la salida de gases al ambiente, que pueden producir malos olores, sin embargo su gran desventaja es pueden causar problemas por proliferación de mosquitos. Los sumideros sin sello hidráulico se utilizan para los sistemas de aguas lluvias donde no existan problemas de gases debido a la naturaleza del agua transportada.

El sumidero con desarenador es utilizado cuando se espera que existan arenas de arrastre y/o gravas debido a la falta de pavimentación o a zonas aledañas sin recubrimiento vegetal. Por otra parte si la velocidad a tubo lleno es menor de 1m/s, se debe colocar también desarenador. El desarenador puede ser colocado en la caja del sumidero o puede cubrir el ancho de la calzada<sup>20</sup>.

Los sumideros con sello hidráulico o con desarenador requieren un mantenimiento intensivo con el fin de evitar la descomposición del material dentro de la caja, problema que es aun mas critico en clima caliente. Este mantenimiento consiste en una limpieza periódica y la adición de aceite quemado.

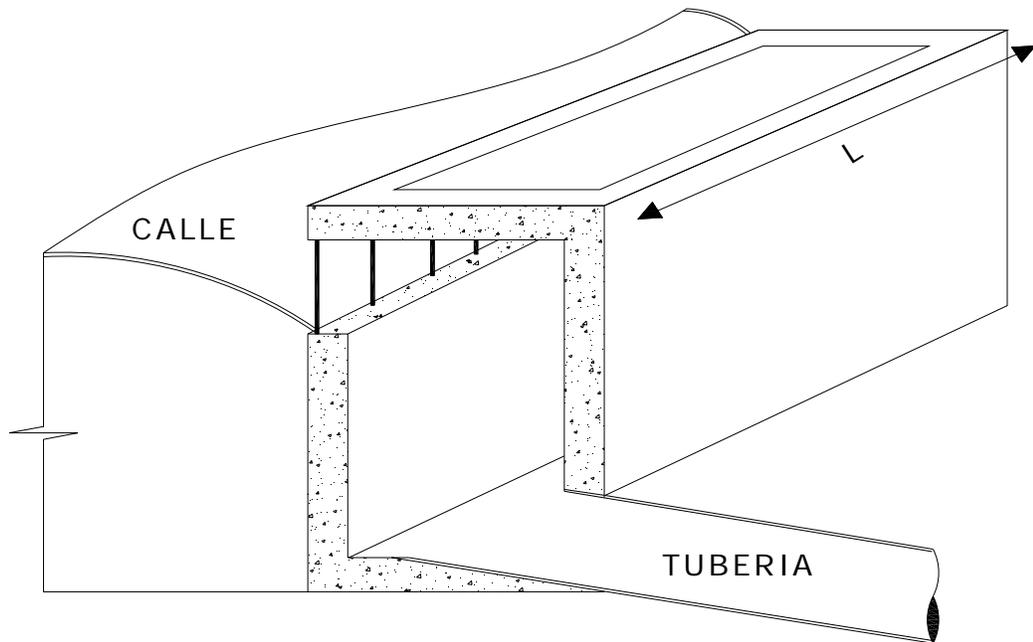
---

<sup>20</sup> López Cualla

### 18.5.3. Diseño de sumideros

- *Sumidero lateral*

Figura 46. Sumidero lateral



Fuente: El autor. Apuntes asignatura sanitaria II

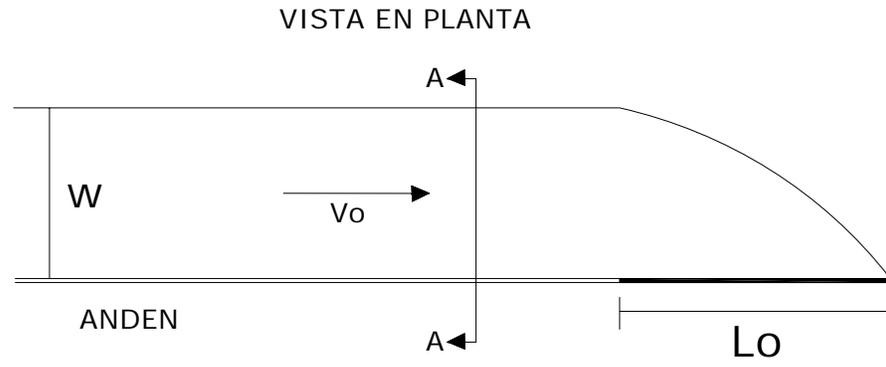
#### DIMENSIONAMIENTO SUMIDERO LATERAL

$$\frac{Q_o}{L_o} = 0.2\sqrt{g} * d^{\frac{3}{2}}$$

$\frac{Q_o}{L_o}$  es el caudal que puede capturar por unidad de longitud. Es decir si se necesita captar 3 veces el caudal, se multiplica la longitud por 3.

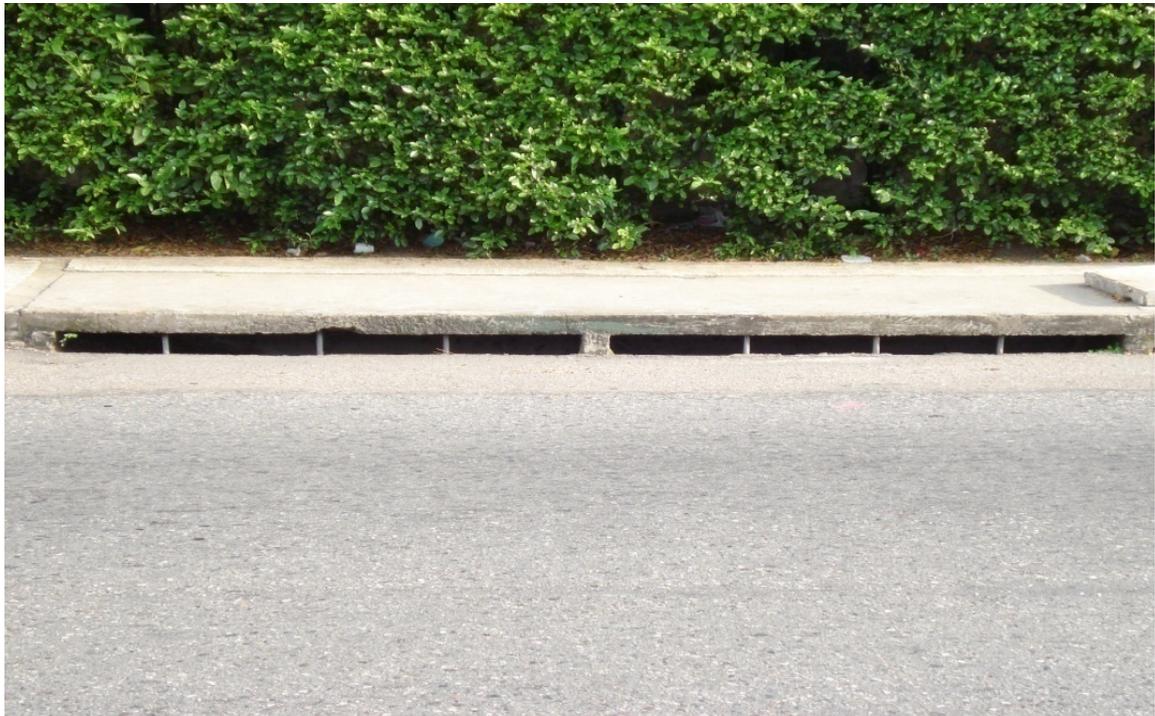
Dependiendo de la topografía, se pueden presentar los siguientes casos, y sus correspondientes formas de distribución de alcantarillado:

Figura 47. Esquema sumidero lateral.



Fuente: El autor. Apuntes sanitaria II

Fotografía 12. Sumidero lateral



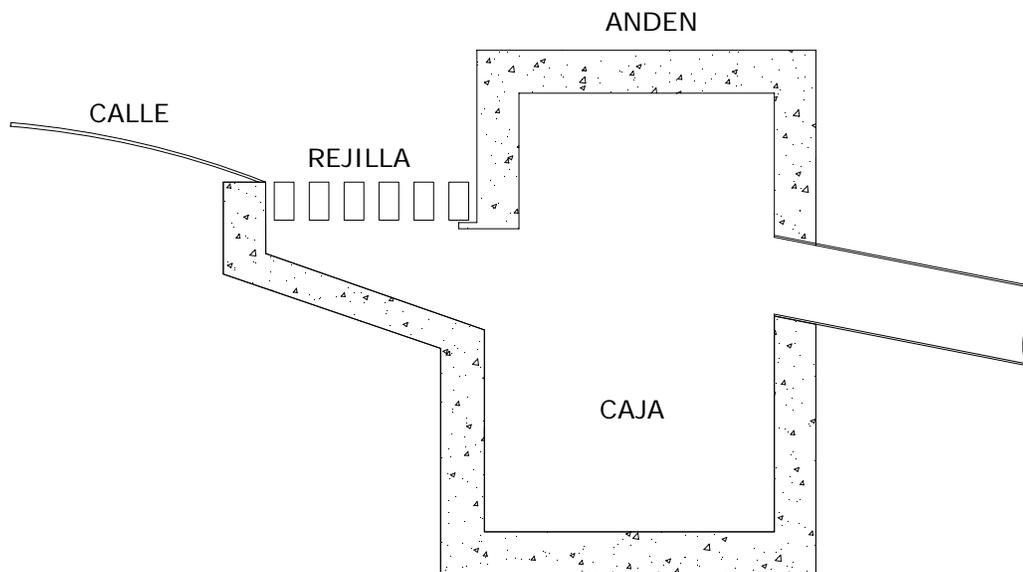
Fuente: Fotografía tomada por el autor

Ejemplo: Calcular el  $L_o$  para un  $Q_o=0.0675\text{Lps}$  y  $d=0.06\text{m}$

$$\frac{Q_o}{L_o} = 0.0092, \text{ despejando } L_o \text{ obtenemos } L_o=7.3 \text{ m}$$

- Sumidero de Fondo

Figura 48. Sumidero de fondo



Fuente: Autor. Apuntes asignatura sanitaria II

### *DIMENSIONAMIENTO DE SUMIDERO DE FONDO<sup>21</sup>*

$$L' = 0.9048 * \frac{z}{n} S^{\frac{1}{2}} d^{\frac{2}{3}} \left( \frac{d - w'/z}{g} \right)^{\frac{1}{2}}$$

<sup>21</sup> Método Universidad John Hopkins

$L'$  = Longitud para captar un caudal en un 100%. Depende de la altura de flujo.

0.9048 = Constante. Como no se sabe qué tipo de sumidero se utilizó para determinar la ecuación, éste número está en función del sumidero que se está utilizando.

$$z = \frac{1}{\text{bombeovía}}$$

$n$  = Coeficiente de Manning

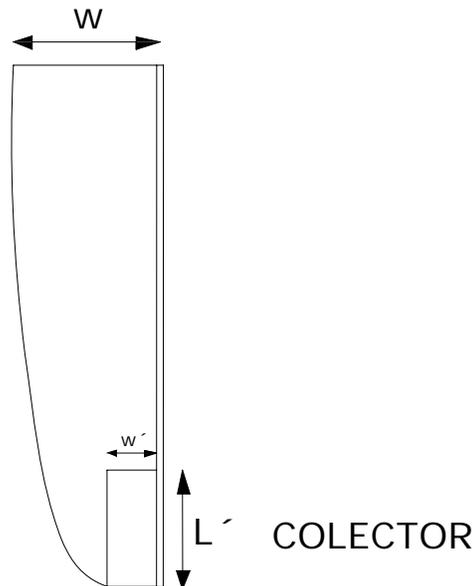
$S$  = Pendiente de la vía

$w'$  = Ancho de sumidero

$d$  = Profundidad de inundación

$g$  = Gravedad

Figura 49. Dimensiones sumidero de fondo.



Fuente: El autor. Apuntes de sanitaria II

La fórmula inicial es:

$$L' = 1.2 * V_o * z \left( \frac{d - w'/z}{g} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$V_o = \frac{Q}{A} = \frac{2Q}{zd^2}$$

$$Q = 0.377 * \frac{z}{n} S^{\frac{1}{2}} * d^{\frac{8}{3}}$$

Remplazando, se obtiene:

$$L' = 1.2 * \frac{2 * \left( 0.377 * \frac{z}{n} S^{\frac{1}{2}} * d^{\frac{8}{3}} \right)}{zd^2} * z \left( \frac{d - w'/z}{g} \right)^{\frac{1}{2}}$$

Que es la fórmula planteada inicialmente

$$L' = 0.9048 * \frac{z}{n} S^{\frac{1}{2}} d^{\frac{2}{3}} \left( \frac{d - w'/z}{g} \right)^{\frac{1}{2}}$$

Esta fórmula es utilizada, para saber qué parte del caudal se capta, y esto se comprobará con el siguiente ejercicio.

Ejercicio

Con los siguientes datos, hallar la longitud del sumidero que se requiere

Q=67.5 l/s

Bombeo de la vía es 3%, por lo que z=33.3%

S= 4%

n= 0.02

d= 0.059 m

w'= 0.6 m

Solución

Con la fórmula dada inicialmente, se tiene:

$$L' = 0.9048 * \frac{z}{n} S^{\frac{1}{2}} d^{\frac{2}{3}} \left( \frac{d - w'/z}{g} \right)^{\frac{1}{2}}$$
$$L' = 0.9048 * \frac{33.3}{0.02} (0.04)^{\frac{1}{2}} (0.059)^{\frac{2}{3}} \left( \frac{0.059 - 0.6/33.3}{9.81} \right)^{\frac{1}{2}}$$
$$L' = 2.95m$$

Con esa longitud, se puede captar los 67.5 l/s.

Pero ¿qué pasaría si ahora, bajaran 100 l/s?

No captaría los mismos 67.5 l/s, sino más, porque cambia d, pues cambió el caudal, y se está proporcionando mayor cabeza.

$$\frac{Q_1}{Q_2} < 1$$

Hallar d

$$Q = 0.377 * \frac{z}{n} S^{\frac{1}{2}} * d^{\frac{8}{3}}$$

$$d = \left( \frac{Q * n}{0.377 * z * S^{\frac{1}{2}}} \right)^{\frac{3}{8}}$$

$$d = \left( \frac{0.1 * 0.02}{0.377 * 33.3 * (0.04)^{\frac{1}{2}}} \right)^{\frac{3}{8}}$$

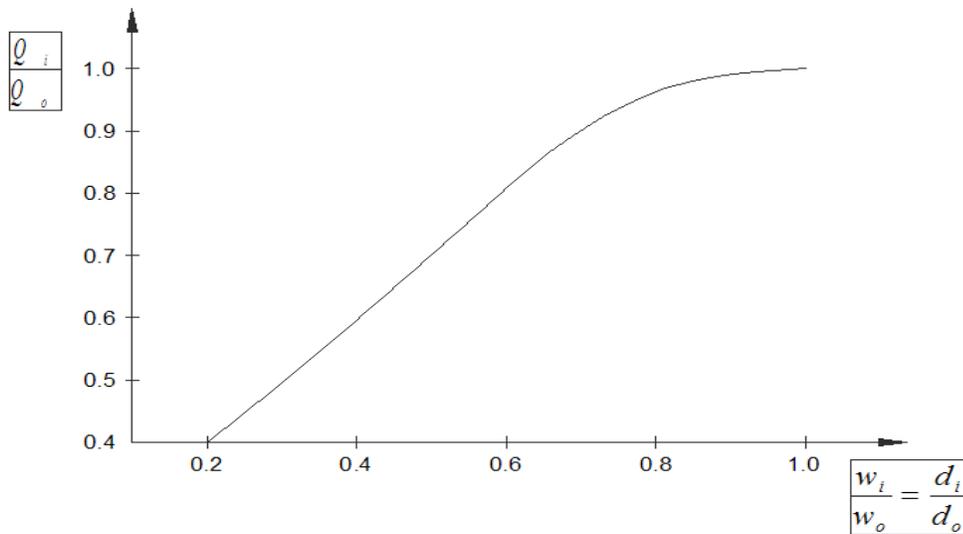
$$d = 0.0689m$$

$W_{100}$  = Ancho de inundación para  $Q = 100l/s$

$$W_{100} = z * d$$

$$\frac{W_{67.5}}{W_{100}} = \frac{33.3 * 0.059}{33.3 * 0.0689}$$

$$\frac{W_{67.5}}{W_{100}} = 0.86$$



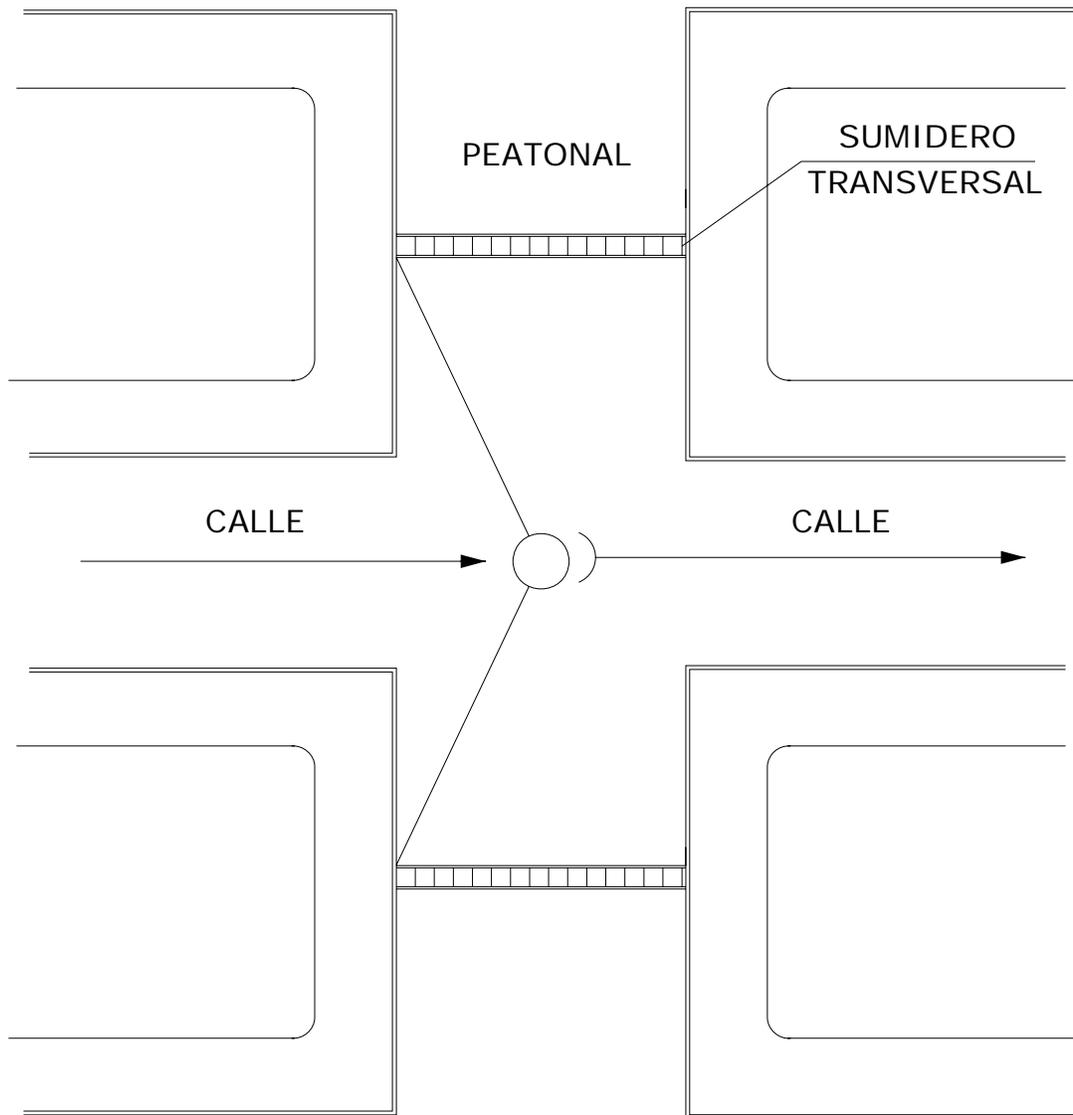
Entrando a la gráfica, se obtiene un  $\frac{Q_i}{Q_o} = 0.98$ , lo cual significa que de esos 100 l/s, va a captar el 98%, es decir, 98 l/s, y deja pasar sólo el 2%, o sea, 2 l/s.

- Sumidero transversal

Este tipo de sumideros se utilizan para aquellas calles peatonales, un ejemplo claro es la calle del paseo del comercio en la ciudad de Bucaramanga.

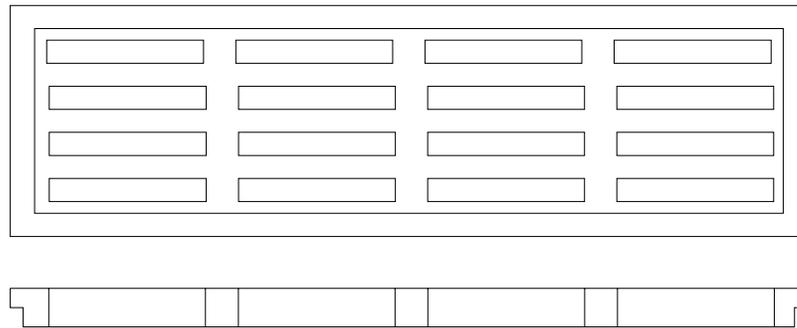
Para definir el sitio de ubicación de los sumideros debo observar los perfiles y de acuerdo a la topografía ubicarlos de la manera mas conveniente.

Figura 50. Sumidero transversal



Fuente: El autor

Figura 51. Detalle sumidero transversal

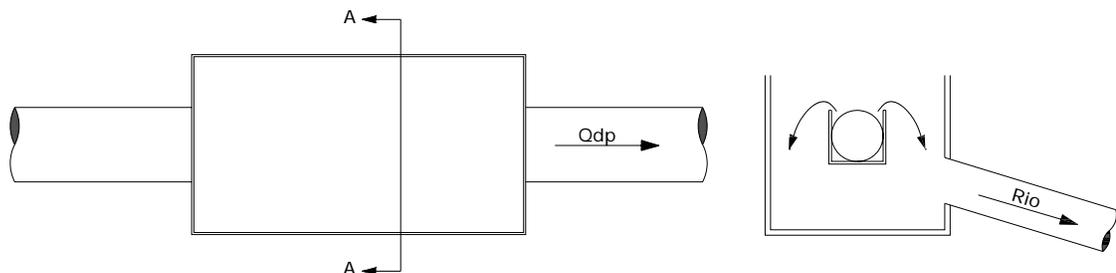


Fuente: El autor

### 18.6 ALIVIADEROS<sup>22</sup>.

Son estructuras que permiten descargar una cantidad de agua en un alcantarillado de tipo combinado, directamente al cuerpo de agua receptor o a otra estructura, con el fin de disminuir o moderar el caudal del alcantarillado aguas abajo del mismo aliviadero.

Figura 52. Esquema aliviadero.



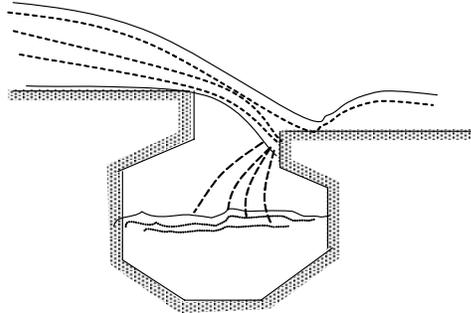
Fuente: El autor. Apuntes asignatura sanitaria II

<sup>22</sup> Conferencias del profesor Mario García Solano.

El efecto contaminante al cuerpo de agua puede ser severo (Aliviadero), pero existe alguna atenuación debido a que en ese momento el río lleva un caudal alto, gracias a la precipitación simultánea con la descarga.

Aliviadero de Salto: Consiste en una estructura conformada por una trampa que tiene como función captar el agua que no irá a la planta de tratamiento.

Figura 53. Vertedero de estrangulamiento.



Fuente: Conferencias del Ing. M sc Mario García Solano

$$x = V \cdot t$$

$$y = \frac{1}{2} \cdot g \cdot t^2$$

Según Babbit quien estudio las curvas de caída para los dos perfiles (superior e inferior):

$$x = 0.36 \cdot V^{\frac{2}{3}} + 0.6 \cdot Y^{\frac{4}{7}} \quad \text{Superior}$$

$$x = 0.18 \cdot V^{\frac{4}{7}} + 0.74 \cdot V^{\frac{3}{4}} \quad \text{Inferior}$$

$$Y = y + \Delta H; \quad y = f(\theta)$$

$$V = \text{Velocidad de flujo} = f(\theta)$$

Si se pide calcular el caudal máximo captado por la estructura, se puede traducir en encontrar el Y que implica un x igual a la longitud L:

Sean:

$$\Delta H = 0.2m$$

$$L = 0.3m$$

$$\text{Diámetro} = 21''$$

$$S = 0.5\%$$

$$\frac{y}{D} = 0.8$$

Con los anteriores datos, es posible encontrar el caudal captado, con la ayuda de una hoja la calculo en Excel.

1. Con  $y/D$  y  $D$ , se halla  $y$ .
2. Con  $Y/D$ , se calcula  $\theta$ .
3. Con  $\theta$  se halla  $k$  y  $a$ .
4. Con  $a$  se encuentra  $v$ .
5. Con  $k$  se obtiene  $Q$ .

Finalmente, con la ecuación  $x = 0.36 \cdot V^{\frac{2}{3}} + 0.6 \cdot (\Delta H + y)^{\frac{4}{7}}$ ; se realiza un proceso iterativo, de tal manera que la  $x$ , a la cual hace referencia la ecuación, sea igual a la longitud  $L = 0.3m$ , cambiando la celda en donde se encuentra el valor de  $\frac{y}{D}$

## 19. ESTACIONES DE BOMBEO DE AGUAS RESIDUALES.

### 19.1 GENERALIDADES

Las estaciones de bombeo se proyectan para sistemas de recolección debido a los siguientes factores:

- Condiciones topográficas.

Subida de las aguas residuales de un punto bajo al colector.

A medida que avanzan los colectores, garantizando velocidades mínimas, cada vez se hacen más profundos. En ciudades con topografía plana, los colectores pueden llegar a tener profundidades superiores a 4 - 6 m<sup>23</sup>, lo que hace difícil y costosa su construcción y complicado su mantenimiento. Las estaciones de bombeo surgen como elementos necesarios en terrenos con pendiente baja.

- Transporte de aguas residuales.

Puede ocurrir que sea haga necesario el bombeo en la entrada de la planta de tratamiento, o cuando se vaya a ser la entrega de la PTAR al cauce receptor.

Las Estaciones de bombeo son costosas, por lo que su implantación debe ser decidida después de estudios comparativos minuciosos y sólo cuando los mismos demuestren que no es posible o recomendable el escurrimiento por gravedad. Estas instalaciones además de presentar un costo inicial elevado, exigen gastos de operación y sobre todo, mantenimiento permanente y cuidadoso.

En pequeñas ciudades, se debe evitar cuanto sea posible la construcción de Estaciones de bombeo, pues las dificultades de mantenimiento son cada vez mayores.

Si en el mercado se dispone de conjuntos prefabricados completos de funcionamiento automático, que requieran solamente mantenimiento periódico,

---

<sup>23</sup> <http://es.wikipedia.org/wiki/Alcantarillado>

quizás sea adecuado el uso de estaciones de bombeo en lugar de construir colectores profundos.

## 19.2 COMPONENTES DE UNA ESTACION DE BOMBEO

Cualquier estación de bombeo consta básicamente de los siguientes elementos:

### 19.2.1 Pozo húmedo de toma.

La capacidad del pozo de toma debe ser tal que con cualquier combinación de flujo de entrada y bombeo, el ciclo de operación de cada bomba no debe ser inferior a 5 minutos y el tiempo de retención no debe en ningún caso exceder los 30 minutos, para evitar que se produzcan condiciones sépticas con su correspondiente mal olor<sup>24</sup>.

### 19.2.2 Sistemas de bombeo.

Los principales dispositivos, actualmente en uso, para la elevación de las aguas residuales, son bombas eyectoras, bombas centrífugas y bombas helicoidales.

- EYECTORES NEUMATICOS

Los eyectores tienen la ventaja de poder recibir las aguas residuales sin cribado previo lo que no causa daño al sistema, están constituidos por una cámara metálica a la cual el agua residual es conducida directamente desde un colector alimentador. Cuando el nivel alcanza una altura determinada, automáticamente un comando eléctrico acciona un compresor que inyecta aire en la cámara con lo que el agua residual es impulsada a la tubería de salida. Las válvulas de entrada y salida también funcionan automáticamente no requiriéndose de operación manual alguna.

Debido a que los eyectores funcionan con aire a presión es obvio que juntamente con la cámara receptora se debe instalar un compresor y eventualmente un

---

<sup>24</sup> Silva Garavito. Diseño de Acueductos, 1980. p,205

recipiente de aire comprimido. El conjunto se debe complementar con la instalación de un tablero eléctrico de control.

Las unidades menores son instaladas en compartimientos totalmente subterráneos.

Según los catálogos de conocidas fábricas de otros países, los modelos usuales tienen capacidades para caudales comprendidos entre 2 y 20 L/s, para alturas manométricas que varían entre 3 y 15 m. La potencia del motor del compresor varía de 1,50 a 20 HP para instalaciones dotadas de compartimiento de aire comprimido y de 1,5 a 30 HP para las que no lo poseen.

Excepto en pequeñas instalaciones, es recomendable que por lo menos los eyectores, sean instalados cada uno con capacidad suficiente para evacuar el caudal máximo previsto.

- BOMBAS CENTRIFUGAS

Las bombas centrífugas, accionadas por motores eléctricos o de combustión interna, son dispositivos de uso más frecuente y son fabricadas de distintas capacidades. De un modo general presentan elevado rendimiento y son insustituibles cuando se deben salvar grandes alturas.

Las bombas de este tipo, destinadas a bombear aguas residuales, funcionan por los mismos principios de las bombas centrífugas comunes utilizadas en el bombeo de agua potable.

Desde el punto de vista técnico, hay ciertas peculiaridades que caracterizan a las bombas para aguas residuales. Por el hecho de impulsar líquidos sucios que contienen materias en suspensión, deben poseer un tipo especial de rotor (impulsor), además de registros de inspecciones junto a las bocas de entrada y de salida para permitir su limpieza.

Las especificaciones técnicas para proyectos, recomiendan generalmente que las bombas centrífugas para aguas residuales tengan aberturas que permitan el paso de objetos o materiales sólidos con diámetro especial, de tipo tubular o abierto.

Las bombas deben generalmente trabajar a flujo ahogado, esto es con carga en la entrada, de manera que el funcionamiento, en su inicio, se produzca sin la necesidad de la operación previa de cebado. De ésta manera se obtienen las siguientes ventajas.

- 1) Prescindir de la válvula de pié, cuyo funcionamiento sería deficiente, con líquidos que contienen sólidos.
- 2) Se facilitan las condiciones para la automatización del funcionamiento del equipo de bombeo.

Figura 54. Bomba centrífuga tipo axial



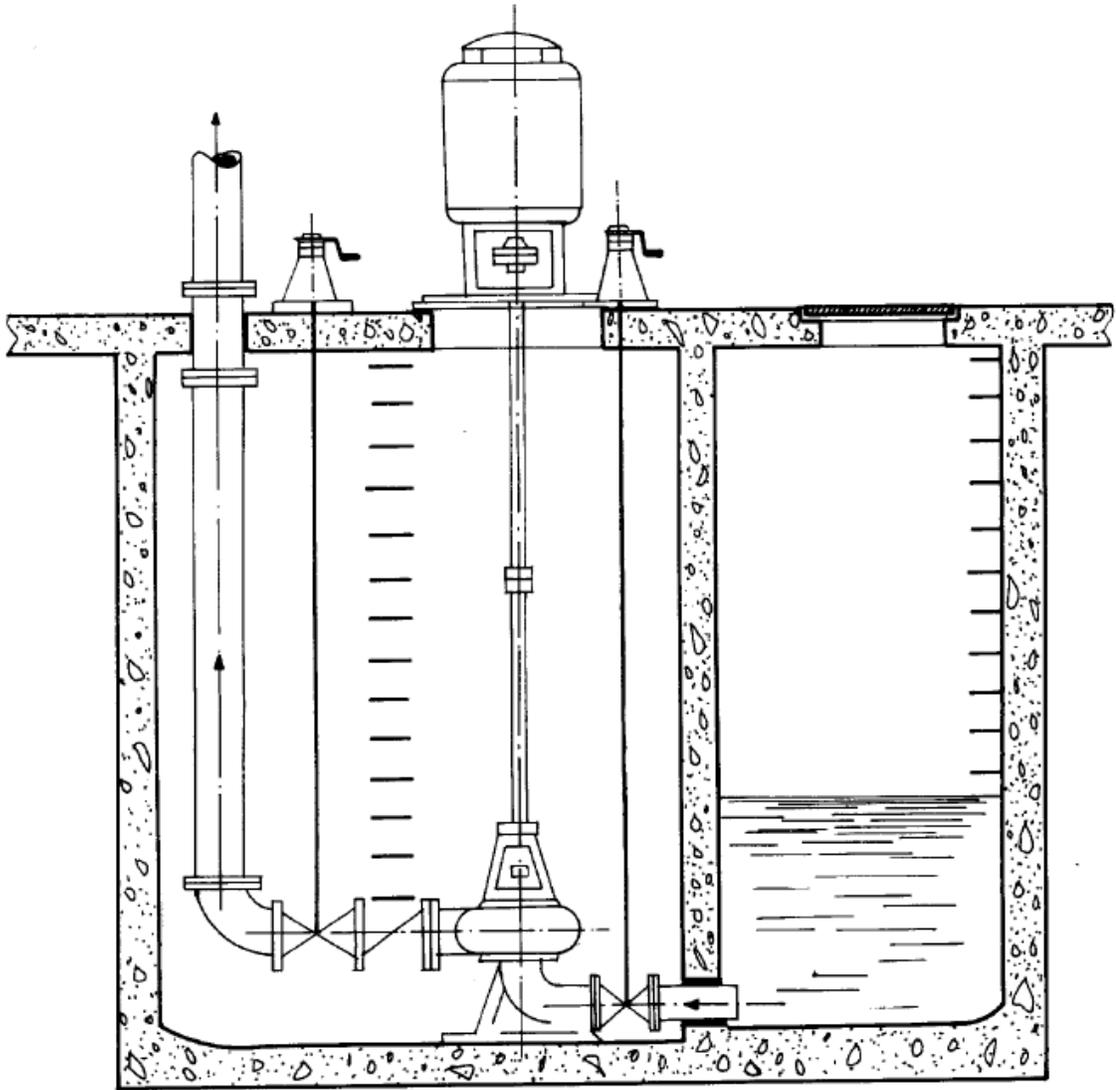
Fuente: <http://fluidos.eia.edu.co/hidraulica/articulos/maquinashidraulicas>

En la mayoría de los casos, las bombas centrífugas para aguas residuales utilizadas en estaciones de bombeo, trabajan en forma intermitente, debido a la oscilación de los caudales de llegada, es por esto que es recomendable lograr que la operación sea totalmente automatizada.

Entre los tipos de bombas centrífugas para aguas residuales que se utilizan en estaciones de bombeo, se destacan las siguientes:

- a) De eje horizontal,
- b) De eje vertical para instalación en pozo húmedo, esto es, dentro del pozo de bombeo,
- c) De eje vertical para instalación en pozo seco.
- d) Conjunto motor-bomba sumergible.

Figura 55. Bomba con eje vertical.



Fuente: Silva Garavito. Diseño de Acueductos, 1980. p,205

Las bombas de eje vertical de los tipos b y c ofrecen, frente a los otros tipos, la ventaja de poder ser operadas por motores instalados en niveles superiores libres de posibles inundaciones. La longitud del eje de accionamiento, que no debe ser exagerado, y los problemas de su mantenimiento, son aspectos que deben ser examinados convenientemente en la Fase de Proyecto.

El tipo conocido de motor-bomba sumergible, engloba en una sola carcasa, la bomba centrífuga propiamente dicha y el motor eléctrico de accionamiento. Fijado en el eje guía, puede ser accionado hacia arriba o hacia abajo por medio de una cadena de suspensión.

Para determinar la capacidad de una bomba centrífuga y seleccionar el modelo correspondiente, es necesario como en el caso de agua potable, conocer fundamentalmente: el caudal de bombeo y la altura dinámica total.

- BOMBAS TORNILLO

Las bombas helicoidales constituyen una modernización del llamado tornillo de Arquímedes. En los últimos años, su uso se ha intensificado principalmente en Europa. Su funcionamiento es al aire libre, y por tanto a presión atmosférica. La altura que se puede vencer, equivale al desnivel existente entre las extremidades del tornillo, colocado en su posición de funcionamiento.

Son recomendadas para grandes caudales y pequeñas alturas de elevación. Para este tipo de bombas no hay necesidad de calcular la altura dinámica, solamente se requiere el desnivel geométrico entre la cota mínima alcanzada por las aguas residuales en la cámara de llegada y la cota del canal receptor o cámara de salida.

La capacidad de bombeo, en términos de caudal, es definida de modo general por el diámetro del tornillo y la velocidad de retención. La potencia absorbida es calculada por la fórmula general utilizada en bombas centrífugas<sup>25</sup>.

$$P = \frac{Q \times H_{est}}{76N}$$

---

<sup>25</sup> [http://www.aguabolivia.org/situacionaguaX/normasPAS/r\\_nb688\\_ar.htm](http://www.aguabolivia.org/situacionaguaX/normasPAS/r_nb688_ar.htm)

Donde:

P = Potencia absorbida en H.P.

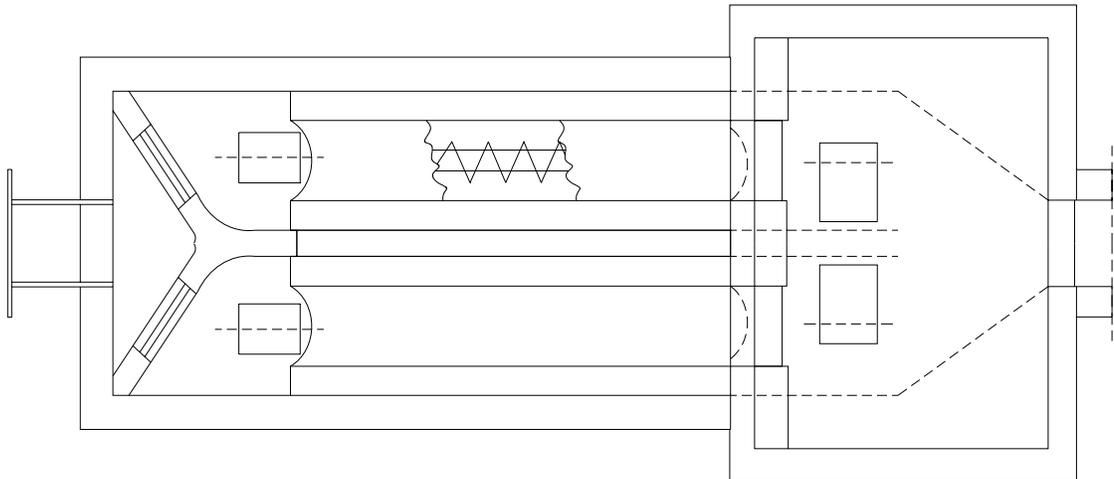
Q = Caudal de bombeo L/s.

Hest = Altura estática de elevación.

N = Rendimiento (65 a 70 %)

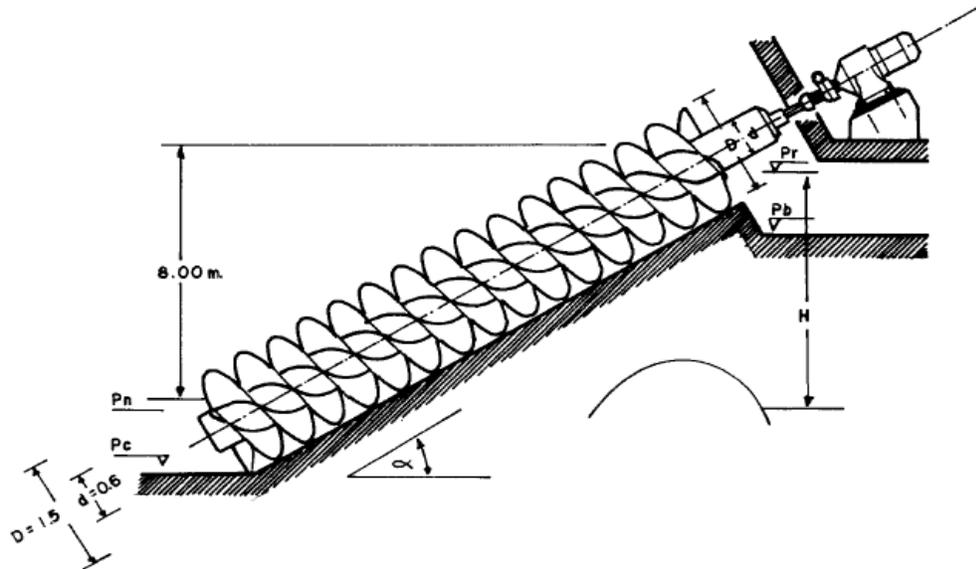
El rendimiento es relativamente bajo, debido principalmente a fugas que se verifican en la separación existente entre la hélice y la canaleta que la contiene.

Figura 56. Planta Bombas de tornillo



Fuente: El Autor. Apuntes asignatura sanitaria I

Figura 57. Bomba tornillo



Fuente: El Autor. Apuntes asignatura sanitaria I

### 19.2.3 Edificio estación de Bombeo

19.2.4 Línea de impulsión: Tubería a presión que se inicia en la estación de bombeo y se concluye en otro colector o en la planta de tratamiento.

### 19.3. CAUDAL DE DISEÑO.

Según el reglamento del sector de saneamiento básico y agua potable los caudal de bombeo debe estar basados en los caudales de diseño iniciales, intermedios (etapas sucesivas de expansión) y finales de los colectores que conforman la red de drenaje tributaria a la estación de bombeo.

## 20. CONCLUSIONES

- Buscando dar continuidad a la formación integral que ofrece nuestra Universidad nació este proyecto, como una herramienta en el proceso de aprendizaje de los estudiantes en los temas de saneamiento básico como son sistemas de abastecimiento de agua potable y sistemas de recolección de aguas.
- El material contenido en el presente proyecto se presenta como un soporte conceptual para profesionales y demás personas interesadas en el saneamiento básico.
- Las ilustraciones presentadas, figuras, tablas, fotografías son importantes en el proceso de aprendizaje ya que permiten concebir los componentes de un sistema de saneamiento básico de una forma clara y precisa.
- Dada la revolución informática se hace necesario aprovechar su potencial produciendo este tipo de material apoyado por profesores y estudiantes que son de gran ayuda en la difusión del conocimiento dentro del quehacer académico. En este sentido la red o redes informáticas y su uso cotidiano potencia enormemente la labor de docentes y estudiantes.

## BIBLIOGRAFIA

Duque S, Jose, Corcho R. Freddy. Acueductos teoría y diseño. Universidad de Medellín. Colombia. Centro General de Investigaciones. 1993. 525 p.

Lopez C. Ricardo. Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados. Primera edición Escuela Colombiana de ingeniería. 1995. 388 p.

Silva G. Luis. Diseño de acueductos y alcantarillados. Séptima edición Universidad Javeriana. 1980. 269 p.

Arocha R. Simon. Abastecimientos de Agua. Primera edición. España. 1978. 277 p.

CDMB. Normas técnicas para diseño y presentación de proyectos de alcantarillado. Bucaramanga.62 p.

FAIR & GEYER. Water supply and waste water Disposal. Mc graw Hill1964. 351 p.

GARY W. Heine. HENRY J. Glynn. Ingeniería Ambiental. Segunda edición. Mexico. Prentice hall S.A. 1996. 800 p.

Reglamento técnico del sector de saneamiento básico y agua potable. (RAS-2000)

PEREZ A. Jorge. Manual de potabilización de agua. Universidad Nacional.  
Facultad de Minas. Medellín, 1986.

Conferencias del ingeniero Mario García Solano

## ANEXO 1.

### DIRECTORIO WEB

#### ELEMENTOS DE UN SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

- <http://enciclopedia.us.es/index.php/Acueducto>
- [http://es.wikipedia.org/wiki/Red\\_de\\_abastecimiento\\_de\\_agua\\_potable](http://es.wikipedia.org/wiki/Red_de_abastecimiento_de_agua_potable)

#### CRITERIOS BASICOS DE DISEÑO

- <http://ingenieria.udea.edu.co/programas/sanitaria/ISA-434.htm>
- [http://www.virtual.unal.edu.co/cursos/sedes/manizales/4080004/contenido/Capitulo\\_4/Pages/caudales\\_continuacion1.htm](http://www.virtual.unal.edu.co/cursos/sedes/manizales/4080004/contenido/Capitulo_4/Pages/caudales_continuacion1.htm)
- <http://www1.inei.gob.pe/biblioineipub/bancopub/Est/Lib0335/indice.htm>
- <http://www.dane.gov.co/censo/>
- <http://www.monografias.com/trabajos14/problemadelagua/problemadelagua.shtml>
- [http://www.virtual.unal.edu.co/cursos/sedes/manizales/4080004/contenido/Capitulo\\_4/Pages/caudales\\_continuacion2.htm](http://www.virtual.unal.edu.co/cursos/sedes/manizales/4080004/contenido/Capitulo_4/Pages/caudales_continuacion2.htm)

#### CAUDAL DE DISEÑO

- [http://hercules.cedex.es/planificacion/Cooperacion\\_Internacional/Ecuador/p\\_hase\\_proyecto.htm](http://hercules.cedex.es/planificacion/Cooperacion_Internacional/Ecuador/p_hase_proyecto.htm).
- <http://web.minambiente.gov.co/oau/nucleo-arriba.php>
- <http://www.bvsde.paho.org/bvsaidis/mexico26/I-002.pdf>

#### FUENTES DE ABASTECIMIENTO DE AGUA.

- <http://library.thinkquest.org/04apr/00222/spanish/sources1.htm>
- <http://www.drinking-water.org/html/es/Sources/Where-is-the-Earths-Water.html>
- <http://www.un.org/spanish/waterforlifedecade/factsheet.html>

- <http://www.docente.mendoza.edu.ar/documentos/naturales/edambiental/fasciculo4.pdf>
- [http://www.puc.cl/quimica/agua/a\\_continental.htm](http://www.puc.cl/quimica/agua/a_continental.htm)+
- <http://www.gem.es/materiales/document/document/g01/d01101/d01101.htm>
- [http://www.geocities.com/manualgeo\\_18/](http://www.geocities.com/manualgeo_18/)
- [http://www.virtual.unal.edu.co/cursos/sedes/manizales/4080004/contenido/Capitulo\\_5/Pages/captacion\\_subterranas.htm](http://www.virtual.unal.edu.co/cursos/sedes/manizales/4080004/contenido/Capitulo_5/Pages/captacion_subterranas.htm)
- <http://www.monografias.com/trabajos/geohidro/geohidro.shtml>
- [http://www.minambiente.gov.co/prensa/publicaciones/guias\\_ambientales/HERRAMIENTAS%20DE%20GESTI%20N/Gu%20EDa%20metodolog%20ca%20formulaci%20n%20PPIASubterranas.pdf](http://www.minambiente.gov.co/prensa/publicaciones/guias_ambientales/HERRAMIENTAS%20DE%20GESTI%20N/Gu%20EDa%20metodolog%20ca%20formulaci%20n%20PPIASubterranas.pdf)
- [http://www.sg-guarani.org/microsite/pages/es/info\\_aguas.php](http://www.sg-guarani.org/microsite/pages/es/info_aguas.php)
- <http://water.usgs.gov/gotita/earthgwaquifer.html>

#### CAPTACIONES

- <http://www.virtual.unal.edu.co/cursos/sedes/manizales/4080004/index.html>

#### DESARENADOR.

- <http://fluidos.eia.edu.co/suministroydisposiciondeaguas/temasdeinteres/desarenadores/desarenadores.htm>
- <http://www.cepis-ops-oms.org/bvsatp/e/tecnoapro/documentos/agua/158esp-diseno-desare.pdf>
- <http://www.miliarium.com/Proyectos/Depuradoras/proyectos/tipo/anejosmemoria/DESARENADO.htm>
- <http://www.unesco.org.uy/phi/libros/microcentrales/lauter6.html> 1

#### CONDUCCIONES

- [http://www.virtual.unal.edu.co/cursos/sedes/manizales/4080004/contenido/Capitulo\\_6/Pages/conducciones.htm](http://www.virtual.unal.edu.co/cursos/sedes/manizales/4080004/contenido/Capitulo_6/Pages/conducciones.htm)
- <http://energia3.mecon.gov.ar/contenidos/verpagina.php?idpagina=210>
- <http://html.rincondelvago.com/abastecimiento-de-aguas.html>
- [http://www.nacobre.com.mx/Man\\_AP\\_06-%20Aspectos%20Hidr%C3%A1ulicos.asp](http://www.nacobre.com.mx/Man_AP_06-%20Aspectos%20Hidr%C3%A1ulicos.asp)

- <http://html.rincondelvago.com/accesorios-de-tuberias.html>
- <http://tarwi.lamolina.edu.pe/~dsa/Formuladecalculo.htm>

## BOMBAS Y ESTACIONES DE BOMBEO

- <http://html.rincondelvago.com/bombas.html>
- <http://fluidos.eia.edu.co/hidraulica/articulos/maquinashidraulicas/clasificacionbombashidraulicas/clasificaciondelasbombashidraulicas.html>
- [http://www.elriego.com/informate/materiales\\_riego/Bombas/bomb\\_agricultura\\_clasificacion.htm](http://www.elriego.com/informate/materiales_riego/Bombas/bomb_agricultura_clasificacion.htm)
- <http://tar5.eup.us.es/master/formacion/documentacion/cursodebombas.pdf>
- <http://www.monografias.com/trabajos14/bombas/bombas.shtml>
- <http://bombascentrifugas.info-tecnica.org/content/blogsection/4/27/>
- <http://fluidos.eia.edu.co/hidraulica/articulos/maquinashidraulicas/seleccionbombascentrifugas/seleccionbombascentrifugas.html>
- <http://www.savinobarbera.com/espanol/scelta-pompe.html>

## SISTEMAS DE DISTRIBUCION

- [http://editorial.cda.ulpgc.es/instalacion/1\\_ABASTO/11\\_esquema/i116.htm](http://editorial.cda.ulpgc.es/instalacion/1_ABASTO/11_esquema/i116.htm)

## CONTROL DE PERDIDAS EN ACUEDUCTOS

- [http://www.etapa.net.ec/Agua/agua\\_ucanc\\_pro.aspx](http://www.etapa.net.ec/Agua/agua_ucanc_pro.aspx)
- <http://www.emapa.gov.ec/%5CPortalEmpresaArchivos%5Cdoc%5CPBEI%20agua%20potable%20no%20contabilizada%20ASM%2055.pdf>
- <http://www.ibal.gov.co/proyectos/aquanocont.htm>
- <http://revistas.mes.edu.cu:9900/EDUNIV/03-Revistas-Cientificas/Ingenieria-Hidraulica-y-Ambiental/2002/2/45002208.pdf>
- <http://www.cepis-oms.org/eswww/proyecto/repidisc/publica/hdt/hdt034.html>
- <http://www.arturotapia.com/Ingenieria/Sectorizacion/TextoPresentacion.pdf>

## SISTEMAS DE RECOLECCION DE AGUA

### GENERALIDADES

- [http://www.umss.edu.bo/epubs/etexts/downloads/20/cap\\_ii.htm](http://www.umss.edu.bo/epubs/etexts/downloads/20/cap_ii.htm)
- [http://editorial.cda.ulpgc.es/instalacion/2\\_ALCANTARILLADO/21\\_ProyectoS\\_a%C3%A9a/l212.htm](http://editorial.cda.ulpgc.es/instalacion/2_ALCANTARILLADO/21_ProyectoS_a%C3%A9a/l212.htm)
- [http://editorial.cda.ulpgc.es/instalacion/2\\_ALCANTARILLADO/21\\_ProyectoS\\_a%C3%A9a/index.htm](http://editorial.cda.ulpgc.es/instalacion/2_ALCANTARILLADO/21_ProyectoS_a%C3%A9a/index.htm)
- [http://html.rincondelvago.com/aguas-residuales\\_3.html](http://html.rincondelvago.com/aguas-residuales_3.html)
- [http://www.nacobre.com.mx/Man\\_Alco3-%20Aspectos%20HidroC3%A1ulicos.asp](http://www.nacobre.com.mx/Man_Alco3-%20Aspectos%20HidroC3%A1ulicos.asp)

### ALCANTARILLADOS SANITARIOS

- <http://micigc.uniandes.edu.co/Construccion/hidsave/sanitari.htm>

### ALCANTARILLADO PLUVIAL

- [http://web.usal.es/~javisan/hidro/practicas/Metodo\\_Racional.pdf](http://web.usal.es/~javisan/hidro/practicas/Metodo_Racional.pdf)
- <http://rcadena.com/dp/index.html>
- <http://rcadena.com/dp/caudales.htm>
- <http://racional.sdsu.edu/>
- [http://www.frbb.utn.edu.ar/frbb/images/stories/frbb/materias/ingenieria\\_sanitaria/Tema%208%20-%20Pluviales.pdf](http://www.frbb.utn.edu.ar/frbb/images/stories/frbb/materias/ingenieria_sanitaria/Tema%208%20-%20Pluviales.pdf)

### ESTACIONES DE BOMBEO DE AGUA RESIDUALES

- <http://www.miliarium.com/Proyectos/Depuradoras/tratamientos/convencional/es/impulsion/menu1.asp>
- [http://www.aguabolivia.org/situacionaguaX/normasPAS/r\\_nb688\\_ar.htm](http://www.aguabolivia.org/situacionaguaX/normasPAS/r_nb688_ar.htm)
- <http://www.miliarium.com/Proyectos/Depuradoras/tratamientos/convencional/es/impulsion/menu1.asp>

## SITIOS DE INTERES

- <http://www.itistmo.edu.mx/MetalMecanica/dimensionamiento%20optimodere desde distribucion de agua.pdf>
- [http://www.amf.uji.es/Practicas\\_Netes.pdf](http://www.amf.uji.es/Practicas_Netes.pdf)
- <http://www.virtual.unal.edu.co/cursos/sedes/manizales/4080004/>
- <http://micigc.uniandes.edu.co/Construccion/hidsave/hidraul.htm>
- <http://www.cdm.gov.co/proyectos/pexmayo/cap456.htm>
- <http://www.cdm.gov.co/proyectos/pexmayo/normash.htm>
- <http://www.ingetec.com.co/experiencia/textos-proyectos/acueductos-alcantarillados/>
- <http://www.amb.com.co/>

