

**REDISEÑO Y OPTIMIZACIÓN DE LA INFRAESTRUCTURA  
BÁSICA DEL ACUEDUCTO REGIONAL ARJONA, TURBACO,  
TURBANA E.S.P.**

BERNARDO DÍAZ BONFANTE

LUIS A. GONZÁLEZ VERGARA

**CORPORACIÓN UNIVERSITARIA TECNOLÓGICA DE BOLÍVAR**

**FACULTAD DE INGENIERÍA MECÁNICA**

**CARTAGENA DE INDIAS D. T. Y C.**

**2.000**

**REDISEÑO Y OPTIMIZACIÓN DE LA INFRAESTRUCTURA  
BÁSICA DEL ACUEDUCTO REGIONAL ARJONA, TURBACO,  
TURBANA E.S.P.**

BERNARDO DÍAZ BONFANTE

LUIS A. GONZÁLEZ VERGARA

**Proyecto de grado presentado como requisito para optar al título de  
ingenieros mecánicos.**

Director

**IVÁN RAMOS PATRÓN**  
Ingeniero mecánico

**CORPORACIÓN UNIVERSITARIA TECNOLÓGICA DE BOLÍVAR**

**FACULTAD DE INGENIERÍA MECÁNICA**

**CARTAGENA DE INDIAS D. T. Y C.**

**2.000**

Cartagena de India D. T. y C., Octubre 8 de 1.999

Señores:

**MIEMBROS COMITÉ DE PROYECTOS DE GRADO**

**Facultad de Ingeniería Mecánica**

**Corporación Universitaria Tecnológica de Bolívar.**

L. C.

Estimados señores:

De la manera más cordial nos dirigimos a ustedes, con el propósito de presentarles y someter a su consideración nuestra tesis de grado titulada “**REDISEÑO Y OPTIMIZACIÓN DE LA INFRAESTRUCTURA BÁSICA DEL ACUEDUCTO REGIONAL ARJONA, TURBACO, TURBANA E.S.P.**”, la cual de ser aprobada, nos permitirá optar el título de ingeniero mecánico.

Atentamente

---

**Luis A. González Vergara**  
Cod. 9203091

---

**Bernardo Díaz Bonfante**  
Cod. 9203958

Cartagena de India D. T. y C., Octubre 8 de 1.999

Señores:

**MIEMBROS COMITÉ DE PROYECTOS DE GRADO**

**Facultad de Ingeniería Mecánica**

**Corporación Universitaria Tecnológica de Bolívar.**

L. C.

Estimados señores:

Como director del trabajo de grado titulado: “**REDISEÑO Y OPTIMIZACIÓN DE LA INFRAESTRUCTURA BÁSICA DEL ACUEDUCTO REGIONAL ARJONA, TURBACO, TURBANA E.S.P**”, hago presentación formal de dicho proyecto; el cual fue revisado en su totalidad. Espero que sea de su completo agrado y utilidad.

Cordialmente.

---

**IVÁN RAMOS PATRÓN**

Ingeniero Mecánico.

Gerente IMELCO.

Cartagena de India D. T. y C., Octubre 8 de 1.999

Señores:

**COMITÉ DE FACULTAD.**

**Programa de Ingeniería Mecánica.**

**Corporación Universitaria Tecnológica de Bolívar.**

L. C.

Estimados señores:

Con el propósito de integrarnos al desarrollo de las comunidades de los municipios de Arjona, Turbaco y Turbana; consideramos que es de valioso aporte para alcanzar su bienestar el tema escogido como tesis de grado “**REDISEÑO Y OPTIMIZACIÓN DE LA INFRAESTRUCTURA BÁSICA DEL ACUEDUCTO REGIONAL ARJONA, TURBACO, TURBANA E.S.P.**”, en el que mi empresa ofrecerá la colaboración técnica requerida para su estudio.

Considero, que la realización de este proyecto como tesis de grado por los estudiantes de décimo semestre de Ingeniería Mecánica: Luis A. González Vergara y Bernardo Díaz Bonfante, es una forma de vincular la Universidad con las necesidades del Departamento.

Cordialmente.

---

**IVAN RAMOS PATRON**

Ingeniero Mecánico.  
Gerente IMELCO.

**Nota de aceptación**

---

---

---

-----  
PRESIDENTE JURADO

-----  
JURADO

-----  
JURADO

Cartagena de India D. T. y C., Octubre 8 de 1.999

## **Artículo 105**

La Corporación Universitaria Tecnológica de Bolívar, se reserva el derecho de propiedad intelectual de todos los trabajos de grados aprobados y no pueden ser explotados comercialmente sin autorización.

A todos aquellos lectores, que al hojear estas páginas, se sientan movidos al igual que yo por un tema tan especial como el *Agua*.

**LUIS A. GONZÁLEZ VERGARA**



Este trabajo es dedicado a nuestras madres de manera muy especial, por su constante apoyo incondicional para realizar nuestra carrera.

Tambien a cada una de las personas que de una u otra forma contribuyeron para la realización de este proyecto.

Que Dios nos bendiga.

**BERNARDO DÍAZ BONFANTE**

## **AGRADECIMIENTO**

Los titulares de este proyecto expresan sus agradecimientos a:

Gustabo Guardo, Ingeniero mecánico, exgerente del Acueducto Regional Arjona, Turbaco y Turbana E.S.P.

Alberto Anival Arnedo, Ingeniero mecánico, gerente del Acueducto Regional Arjona, Turbaco y Turbana E.S.P.

Personal Operativo del Acueducto Regional Arjona, Turbaco y Turbana E.S.P.

Departamento de aguas potables de la gobernación de Bolívar.

Personal de planeación de las alcaldía de Arjona, Turbaco y Turbana.

Iván Ramos Patrón, Ingeniero mecánico, gerente de la empresa IMELCO.

Rocio Vergara y Rosa Amelia Bonfante, Nuestras Madres, Soporte económico.

## CONTENIDO

	Pag.
INTRODUCCIÓN	22
1. ABASTECIMIENTO DE AGUA	23
1.1 COMPONENTES DE ABASTECIMIENTO DE AGUA	23
1.1.1 Fuentes De Abastecimiento	23
1.1.2 Obras De Captación	23
1.1.3 Obras De Conducción	24
1.1.4 Tratamiento Del Agua	24
1.1.5 Almacenamiento	24
1.1.6 Distribución	24
1.2 VOLUMEN DE AGUA	25
2. PERÍODO DE DISEÑO	26
2.1 FACTORES DETERMINANTES	26
2.2 PERÍODOS TÍPICOS DE ALGUNAS OBRAS	27
2.2.1 Presas y grandes conducciones.	27
2.2.2 Conducciones en tubería desde la fuente de abastecimiento	27
2.2.3 Planta de tratamiento de agua	27
2.2.4 Plantas de bombeo	28
2.2.5 Almacenamiento	28
2.2.6 Sistemas de distribución	28
2.2.7 Tuberías con diámetros mayores de 12 pulgadas	28
2.2.8 Alcantarillados	28
3. POBLACIÓN DE DISEÑO	29
3.1. INFORMACIÓN UTILIZADA PARA LA ELABORACIÓN DE LAS PROYECCIONES MUNICIPALES	29

3.2 MÉTODOS DE ESTIMACIÓN DE LA POBLACIÓN FUTURA	30
3.2.1 Crecimiento Lineal	30
3.2.2 Crecimiento Geométrico	31
3.2.3 Crecimiento Logarítmico	32
3.2.4 Métodos Estadísticos	33
3.2.5 Método De Las Relaciones De Residencia	33
4. CONSUMO DE AGUA	36
4.1 FACTORES QUE AFECTAN EL USO DE AGUA	36
4.1.1 El tamaño de la ciudad	36
4.1.2 La industria y el comercio	36
4.1.3 Las características de la población	37
4.1.4 La medición	37
4.1.5 Temperatura	38
4.1.6 Calidad del agua	38
4.1.7 Presión en la red de distribución de agua	38
4.1.8 Administración	38
4.2 CLASIFICACIÓN DEL CONSUMO DE AGUA	39
4.2.1 Doméstico	40
4.2.2 Industrial y comercial	40
4.2.3 Uso público	40
4.2.4 Pérdidas y desperdicio.	
41	
4.3 CONSUMO FUTURO	41
4.3.1 Fórmula De Planeación Nacional	42
4.4 CAUDAL DE DISEÑO	42
4.4.1 Caudal medio.	42
4.4.2 Caudal máximo diario	43
4.4.3 Caudal máximo horario	43
4.5 VARIACIÓN DE LOS FACTORES DE MAYORACIÓN DEL CAUDAL MÁXIMO DIARIO PARA LA OBTENCIÓN DEL CAUDAL MÁXIMO HORARIO	43

4.6 DEMANDA PARA INCENDIO	44
5. TUBERIAS PARA AGUA	46
5.1 TRANSPORTE Y DISTRIBUCIÓN	46
5.2 ESFUERZOS EN TUBERÍAS	46
5.3 CANALIZACIONES	48
5.3.1 Soportes	49
5.3.2. Dilatación Térmica	49
5.3.3 Anclaje	50
5.4 TUBERÍAS	51
5.5 VÁLVULAS Y ACCESORIOS	52
5.6 CONDUCTOS PRIMARIOS O ARTERIALES EN SISTEMAS DE TUBERÍA	24
6 GOLPE DE ARIETE	56
6.1 MECANISMO DEL GOLPE DE ARIETE	56
6.2 CÁLCULO DE SOBREPRESIÓN	58
6.3 MEDIDAS CONTRA EL GOLPE DE ARIETE	59
7. HIDRÁULICA	60
7.1 FLUJO EN TUBERÍAS	60
7.2 ECUACIÓN DE CONTINUIDAD	60
7.3 REGIMENES DE FLUJO	61
7.4 ECUACIÓN DE DARCY-WEISBACH	61
7.5 LÍNEA PIEZOMÉTRICA	63
7.6 LINEA DE ENERGÍA	63
8. BOMBAS Y ESTACIONES DE BOMBEO	64
8.1 CAPACIDAD	64
8.2 ALTURA	64
8.2.1 Altura Geométrica De Aspiración	64
8.2.2 Altura Geométrica De Elevación	65
8.2.3 Altura Geométrica Total	65
8.2.4 Perdida Por Rozamiento	65
8.2.5 Altura De Velocidad	66
8.2.6 Pérdidas De Carga Singulares	66

8.2.7	Altura Manométrica Total	66
8.3	RENDIMIENTO Y POTENCIA ABSORBIDA	67
8.4	CURVAS CARACTERÍSTICAS DE UNA BOMBA	68
8.5	CURVA DEL SISTEMA	69
8.6	CLASIFICACIÓN DE LAS BOMBAS CENTRÍFUGAS	70
8.7	GUÍA PARA SELECCIÓN DEL TIPO EFICIENTE DE BOMBA	72
8.8	ANÁLISIS DE SISTEMAS DE BOMBEO CON VARIAS BOMBAS	73
9.	ASPECTOS GENERALES MUNICIPIOS ARJONA, TURBACO Y TURBANA	75
9.1	LOCALIZACIÓN Y CLIMATOLOGÍA	75
9.2	TOPOGRAFÍA, GEOLOGÍA Y SUELOS	75
9.3	VÍAS DE COMUNICACIÓN	76
10.	ESTADO SANITARIO	77
10.1	SUMINISTRO	77
10.2	COBERTURA	79
11.	INFRAESTRUCTURA TÉCNICA	81
11.1	ESQUEMA GENERAL DEL ACUEDUCTO	81
11.2	CAPTACIÓN	82
11.3	ESTACIÓN DE BOMBEO DE GAMBOTE	82
11.4	CONDUCCIÓN GAMBOTE ARJONA	84
11.5	PLANTA DE TRATAMIENTO ARJONA	85
11.6	ESTACIÓN DE BOMBEO PLANTA DE TRATAMIENTO ARJONA	86
11.7	CONDUCCIÓN ARJONA TURBACO	88
11.8	ESTACIÓN DE BOMBEO TURBACO	89
11.9	ESTADO ACTUAL DE LOS EQUIPOS	91
12.	PERÍODO Y POBLACIÓN DE DISEÑO	93
13.	CONSUMO DE AGUA	104
13.1.	DEMANDA INDUSTRIAL, COMERCIAL Y PÚBLICA	106
14.	CÁLCULO DE TUBERÍAS	117
15.	ESTACIONES DE BOMBEO Y LÍNEAS DE CONDUCCIÓN	118
15.1	DISGREGACIÓN DE EQUIPOS	118
15.2	DISEÑO DE ESTACIÓN DE BOMBEO	119

15.2	CÁLCULO DE LA CABEZA DE BOMBEO	121
15.3	PERÍODOS DE DISEÑO EN EQUIPOS DE BOMBEO Y TUBERÍAS DE IMPULSIÓN	123
15.4	TUBERÍA SELECCIONADA	123
15.5	CÁLCULO DE LA CABEZA MANOMÉTRICA TOTAL Y PRESIÓN EN LA TUBERÍA	123
15.5.1	Tramo Gambote - Arjona	124
15.5.1.1	Año 2025 (Tuberías De Impulsión)	124
15.5.1.2	Año 2010 (Equipos De Bombeo)	125
15.5.2	Tramo Arjona - Turbaco	126
15.5.2.1	Año 2025 (Tuberías De Impulsión)	126
15.5.2.2	Año 2010 (Equipos De Bombeo)	127
15.5.3	Tramo Turbaco - Turbana	128
15.5.3.1	Año 2025 (Tuberías De Impulsión)	128
15.5.3.2	Año 2010 (Equipos De Bombeo)	129
15.6	SELECCIÓN DEL TIPO EFICIENTE DE BOMBA Y ESTIMACIÓN DEL RENDIMIENTO ESPERADO MEDIANTE EL PARAMETRO ADIMENSIONAL VELOCIDAD ESPECÍFICA	130
15.6.1	Equipos De Bombeo Gambote - Arjona	130
15.6.2	Equipos De Bombeo Arjona - Turbaco	130
15.6.3	Equipos De Bombeo Turbaco - Turbana	131
15.7	TIPO DE TUBERÍA	131
15.7.1	CONDUCCIÓN GAMBOTE - ARJONA	131
15.7.2	Conducción Arjona - Turbaco	132
15.7.3	Conducción Turbaco - Turbana	133
15.8	CURVAS CARACTERÍSTICAS DE BOMBAS, COMBINACIÓN DE BOMBAS Y DEL SISTEMA	134
15.8.1	Curvas Del Sistema	134
15.8.2	Curvas Y Combinación De Bombas	135
15.8.2.1	Equipo De Bombeo Gambote - Arjona	137
15.8.2.2	Equipo De Bombeo Arjona - Turbaco	139
15.8.2.3	Equipo De Bombeo Turbaco - Turbana	141
15.9	POTENCIA ABSORBIDA POR LA BOMBA	143

16. CAPTACIÓN	144
16.1 TIPOS DE BOCATOMA	144
16.1.1 Toma Lateral con Muro Transversal	145
16.1.2 Bocatoma lateral con bombeo	145
16.1.3 Bocatoma lateral por gravedad	146
16.1.4 Estaciones de bombeo flotantes	146
16.1.5 Bocatoma de Fondo	147
16.2 BOCATOMA GAMBOTE	148
16.3 RECOMENDACIONES PARA TRABAJOS FUTUROS	150
17. ASPECTOS AMBIENTALES	153
17.1 PLAN DE ORDENAMIENTO TERRITORIAL	153
17.2 PLAN DE MANEJA AMBIENTAL.	155
18. CONCLUSIÓN Y RECOMENDACIONES	157
BIBLIOGRAFÍA	164
ANEXOS	165



## LISTADO DE CUADROS

	Pag.
Cuadro 1. Consumo total en función de la temperatura y del desarrollo socioeconómico	39
Cuadro 2. Valores típicos del consumo en diferentes entidades industriales y comerciales	41
Cuadro 3. Comparación de factores de mayoración, según estudios realizados en Colombia y en África	44
Cuadro 4. Caudales para incendios en residencias	45
Cuadro 5. Duración del caudal para incendios	45
Cuadro 6. Relación de módulos de elasticidad del agua y del material de la tubería	58
Cuadro 7. Análisis de agua cruda.	77
Cuadro 8. Análisis de agua tratada.	78
Cuadro 9. Vivienda y suscripción al acueducto en los municipios Arjona y Turbaco	79
Cuadro 10. Demanda Urbana Arjona, Turbaco (L/seg)	79
Cuadro 11. Consumo Potencial Arjona, Turbaco (L/seg)	80
Cuadro 12. Censos disponibles para la proyección de población	93
Cuadro 13. Población desplazada (fecha actual, 1999)	93
Cuadro 14. Bolívar, población residente en los municipios que conforman el regional ordenados en forma creciente, según cifras del censo 1993	94
Cuadro 15. Relaciones de residencia para la información censal disponible	95
Cuadro 16. Evolución de las relaciones de residencia entre 1993 y 2025	95
Cuadro 17. Totales de la población residente en los municipios	96
Cuadro 18. Proyecciones del total de la población residente en los municipios que conforman el regional	97
Cuadro 19. Población total definitiva	99
Cuadro 20. Bolívar, Proyecciones de población a partir de las proyecciones previas de la población total de los municipios que conforman el regional	100
Cuadro 21. Proyecciones de la población desplazada residente en Arjona	101

Cuadro 22. Proyecciones de la población desplazada residente en Turbaco	101
Cuadro 23. Proyecciones de la población desplazada residente en cada municipio (promedios)	102
Cuadro 24. Proyecciones de la población residente en cada municipio	102
Cuadro 25. Proyecciones de la población residente en cada municipio, incluyendo desplazados	103
Cuadro 26. Consumos de acuerdo a estrato socioeconómico, empresa Aguas de Cartagena	104
Cuadro 27. Estimación del Consumo Doméstico. Calculo de la Demanda Promedio, Demanda Máxima diaria y Demanda Máxima horaria	105
Cuadro 28. Arjona, Establecimientos Comerciales, Industriales y Públicos	106
Cuadro 29. Turbaco, Establecimientos Comerciales, Industriales y Públicos	108
Cuadro 30. Turbana, Establecimientos Comerciales, Industriales y Públicos	110
Cuadro 31. Demanda Industrial, Comercial y Pública (valores promedio para fecha actual, 1999)	111
Cuadro 32. Demandas Promedio Actuales	112
Cuadro 33. Demanda Industrial Comercial y Pública Promedio	113
Cuadro 34. Demandas Promedio	114
Cuadro 35. Caudales Máximos diarios y Máximos horarios	115
Cuadro 36. Cantidad de agua a transportar para los diferentes tramos de la conducción	116
Cuadro 37. Diámetros de tubería utilizados	117
Cuadro 38. Resumen de Coeficientes para pérdidas menores.	120
Cuadro 39. Potencia absorbida por la bomba	143

## LISTADO FIGURAS

	Pag.
Figura. 1. Soporte.	49
Figura 2. Dilatación térmica	50
Figura 3. Anclaje	51
Figura 4. Válvula contra golpe de ariete	59
Figura 5. Balance de energía para dos puntos de un fluido	63
Figura 6. Diagrama esquemático de la altura de elevación de una bomba.	65
Figura 7. Curvas de caudal-altura para una instalación de bombeo típicas	69
Figura 8. Rendimiento de la bomba con respecto a la velocidad específica y al tamaño de la bomba	71
Figura 9. Guía para selección del tipo eficiente de bomba	73
Figura 10. Representación esquemática del funcionamiento en paralelo	74
Figura 11. Esquema General del Acueducto	
81	
Figura 12. Sistema de captación	82
Figura 13. Estación de Bombeo de Gambote.	83
Figura 14. Vista General Estación de Bombeo Gambote.	84
Figura 15. Planta de Tratamiento Arjona	85
Figura 16. Estación de Bombeo de Arjona.	87
Figura 17. Vista General Estación de Bombeo Arjona.	88
Figura 18. Estación de Bombeo de Turbaco.	90
Figura 19. Vista General Estación de Bombeo Turbaco.	91
Figura 20. Estado de Estación de Bombeo. A) Gambote, B) Arjona.	92
Figura 21. Comparación gráfica de los resultados obtenidos por los diferentes métodos.	98
Figura 22. Población real proyectada	103
Figura 23. Esquema de la estación de bombeo	119
Figura 24. Cálculo de Potencia en tuberías simples	122
Figura 25. Curva característica bombas Gambote - Arjona	137

Figura 26. Curvas Conjunto Bombas - Sistema de Tubería (Gambote - Arjona)	138
Figura 27. Curva característica bombas Arjona - Turbaco.	139
Figura 28. Curvas Conjunto Bombas - Sistema de Tubería (Arjona - Turbaco)	140
Figura 29. Curva característica bombas Turbaco - Turbana.	141
Figura 30. Curvas Conjunto Bombas - Sistema de Tubería (Turbaco - Turbana)	142
Figura 31. Bocatoma con muro transversal	145
Figura 32. Bocatoma lateral con bombeo	146
Figura 33. Estación de bombeo flotante	147
Figura 34. Toma de fondo en ríos o lagos	147
Figura 35. Aspecto externo de la captación	149
Figura 36. Sistema de limpieza <i>TrashBlaster</i> .	150
Figura 37. Instalación para <i>bocatoma de orilla</i> del sistema <i>TrashBlaster</i> .	151
Figura 38. Sistema <i>TrashBlaster</i> instalado en <i>bocatoma lateral con bombeo</i> .	152

## LISTADO ANEXOS

	Pag.
Anexo A. Población Censada de Bolívar	166
Anexo B. Coeficientes de Pérdidas Menores	168
Anexo C. Propiedades de la Tubería de Acero o Hierro Forjado	171
Anexo D. Programa y Diagrama (Moody) para el cálculo del factor de fricción $f$	175
Anexo E. Dimensiones de la Tubería de Acero o Hierro Forjado	178
Anexo F. Tipos de Bombas (Worthington pump) Utilizados en el Diseño	181
Anexo G. Sistema de limpieza <i>TrashBlaster</i>	191
Anexo H. Análisis de Agua	196

## RESUMEN

**METODOLOGIA:** El presente trabajo de grado presenta una condensada selección de los principios fundamentales referentes a hidrostática, hidrodinámica y maquinaria hidráulica; relacionados con el abastecimiento de agua potable.

Por otra parte se muestran de manera sencilla las discusiones y suposiciones que surgen en el diseño de la cantidad de agua utilizada, en la selección de tuberías, bombas y estaciones de bombeo.

**CUERPO:** El proyecto empieza por el diseño de la cantidad de agua necesaria para el saneamiento básico, esta primera parte comprende el estudio de factores tales como:

- Período de diseño
- Población de diseño
- Area de diseño
- Usos del agua.

Luego de esta parte importante en el diseño de acueductos se sigue con la selección de tuberías, bombas y estaciones de bombeo.

El proyecto finaliza con novedosas recomendaciones técnicas sobre la mejora del sistema de captación, y con una serie de lineamientos ambientales para el Plan de Ordenamiento Territorial de los municipios servidos.

**RESULTADOS:** Los principales resultados que arroja este proyectos son la obtención de las demandas de agua para surtir de saneamiento básico a los municipios, diámetros de tubería utilizados, tipos de bombas, entre otros.

## **INTRODUCCIÓN**

El presente trabajo de grado presenta una condensada selección de los principios fundamentales referentes a hidrostática, hidrodinámica y maquinaria hidráulica; relacionados con el abastecimiento de agua potable.

Por otra parte se pretende mostrar con una metodología sencilla las discusiones y suposiciones que surgen en el diseño de la cantidad de agua utilizada, en la selección de tuberías, bombas y estaciones de bombeo.

Conjuntamente como se hacen los cálculos de la infraestructura base, también se expone la problemática del agua en los tres municipios. Se analizan el suministro, las coberturas y la infraestructura técnica existente.

El proyecto finaliza con novedosas recomendaciones técnicas sobre la mejora del sistema de captación, y con una serie de lineamientos ambientales para el Plan de Ordenamiento Territorial de los municipios servidos.

### **1. ABASTECIMIENTO DE AGUA**

## **1.1 COMPONENTES DE ABASTECIMIENTO DE AGUA**

Cualquier sistema de abastecimiento de agua a una comunidad, por rudimentario que sea, consta de los siguientes elementos:

- Fuente de abastecimiento.
- Obras de captación.
- Obras de conducción
- Tratamiento del agua
- Almacenamiento
- Distribución

**1.1.1 Fuentes De Abastecimiento.** La fuente de abastecimiento de agua puede ser superficial como en los casos de ríos, lagos, embalses o incluso aguas lluvias, o de aguas subterráneas superficiales o profundas. La elección del tipo de abastecimiento depende de factores tales como localización, calidad y cantidad.

**1.1.2 Obras De Captación.** El tipo de estructura utilizada para la captación del agua depende en primer lugar del tipo de fuente de abastecimiento utilizado. En general, en los casos de captación de agua superficial se habla de “bocatomas”, mientras que la captación de aguas subterráneas se hace por medio de “pozos”.

**1.1.3 Obras De Conducción.** En un proyecto existen diferentes conducciones de agua entre diferentes puntos, como por ejemplo bocatoma-desarenador, desarenador-tanque de almacenamiento y línea matriz. Hidráulicamente estas conducciones pueden ser de diferentes formas, dependiendo de la topografía y la longitud de las mismas. Estas



conducciones son generalmente por tubería a presión o por gravedad, por canales rectangulares o trapeciales abiertos o cerrados.

**1.1.4 Tratamiento Del Agua.** En la actualidad ningún agua en su estado natural es apta para el consumo humano; además, siempre se requerirá un tratamiento mínimo de cloración con el fin de prevenir la contaminación con organismos patógenos durante la conducción del agua.

**1.1.5 Almacenamiento.** Dado que el caudal de captación no es siempre constante y que el caudal demandado por la comunidad tampoco lo es, es necesario almacenar agua en un tanque durante los períodos en los que la demanda es menor que el suministro y utilizarla en los períodos en que la comunidad demanda gran cantidad de líquido.

**1.1.6 Distribución.** La distribución de agua a la comunidad puede hacerse desde la manera más simple que sería un suministro único por medio de una pileta de agua, hasta su forma más compleja por medio de una serie de tuberías o redes de distribución que llevan el agua a cada domicilio.

## **1.2 VOLUMEN DE AGUA**

La determinación de la cantidad de agua que debe ser suministrada por el acueducto es la base del diseño de éste. Debido al hecho de que los sistemas de acueductos y alcantarillados están constituidos por estructuras relativamente grandes, tales como presas, plantas de

tratamiento, conducciones, etc., los diseños deberán satisfacer las necesidades de la población durante un período suficientemente grande.

Para cumplir con lo dicho anteriormente se requiere estudiar factores tales como:

- Período de diseño.
- Población de diseño.
- Área de diseño.
- Hidrología de diseño
- Usos del agua

## **2. PERÍODO DE DISEÑO**

Se entiende por período de diseño, en cualquier obra de ingeniería, el número de años durante los cuales una obra determinada ha de prestar con eficiencia el servicio para la cual fue diseñada.

### **2.1 FACTORES DETERMINANTES**

Los factores que intervienen en la selección del período de diseño son:

- Vida útil de las estructuras y equipo; tomado en cuenta la obsolescencia debido a los avances tecnológicos, desgaste y daños.
- Ampliaciones futuras y planeación de las etapas de construcción del proyecto.
- Cambios en el desarrollo social y económico de la población.
- Comportamiento hidráulico de las obras cuando éstas no estén funcionando a su plena capacidad.

Para diseñar las partes de un sistema de agua se debe estimar el flujo al final del período de diseño. Una “actitud conservadora”, es decir una sobrestimación del diseño del flujo, se debe evitar porque puede repercutir sobre una pequeña comunidad con el costo de trabajos extravagantes diseñados para una población mucho mayor.

Los diferentes elementos de sistemas de tratamiento y distribución pueden ser diseñados de manera apropiada para diferentes períodos y su diseño puede basarse en criterios de flujo diferentes.

### **2.2 PERÍODOS TÍPICOS DE ALGUNAS OBRAS**

A continuación se dan algunas guías de períodos de diseño utilizados a menudo en estructuras hidráulicas.

**2.2.1 Presas y grandes conducciones:** 25 a 50 años.

**2.2.2 Conducciones en tubería desde la fuente de abastecimiento:** son generalmente diseñadas para una larga vida, ya que la tubería es muy larga y el costo del material es solo una pequeña parte del costo de construcción. Un período de diseño de 25 años o más no sería inusual. El diseño mismo se basa en la provisión de transporte económico del flujo medio diario al final del período de diseño con velocidades adecuadas bajo todas las condiciones de flujo esperados.

Algunas vidas de servicio para tuberías son las siguientes:

- Tuberías de hierro: es extremadamente durable y puede esperarse que tenga una vida de servicio de mas de 100 años.
- Tuberías de acero: bajo condiciones favorables, su vida puede sobrepasar los 50 años.
- Tuberías de concreto: por no estar sujeta a corrosión ( excepto en el caso de aguas ácidas ) un estimativo razonable de su vida de servicio es 75 años.
- Tuberías de asbesto cemento: ha sido usada por más de 60 años en Europa Occidental y Estados Unidos.
- Tuberías de plástico: algunos fabricantes ofrecen una garantía de 25 años promedio tanto para el material como para el funcionamiento.

**2.2.3 Planta de tratamiento de agua:** son comúnmente diseñadas para períodos de 10 a 15 años, ya que su expansión es en general simple si es considerada en el diseño original. La mayor parte de las unidades de tratamiento son diseñadas sobre la base de un flujo promedio diario al final del período de diseño, puesto que las sobrecargas no generan mayores pérdidas en la eficiencia del tratamiento. El diseño hidráulico debe basarse en el flujo máximo diario previsto a través de la planta ( el cual no es necesariamente el máximo anticipado para el uso del agua ).

**2.2.4 Plantas de bombeo:** son generalmente diseñadas para un período de 10 años, dado que su modificación y ampliación son fáciles si la provisión para el cambio se hace desde el inicio. La selección de bombas y el diseño de un sistema de control de estas requiere un conocimiento del flujo máximo diario incluyendo la demanda para incendios, el flujo promedio y el flujo mínimo esperado durante el período. La capacidad total de bombeo instalada excederá el flujo máximo que se espera para ser bombeado.

**2.2.5 Almacenamiento:** en un sistema de distribución está formado por grandes tanques de acero elevados que son relativamente baratos y fáciles de construir. No obstante, su potencial de duración es bastante considerable, de ahí que rara vez sean remplazados. El diseño de tales estructuras está estrechamente ligado al diseño de las plantas de bombeo y requiere del conocimiento del consumo promedio, de la demanda para incendios, de los máximos por hora, de los máximos diarios, de los máximos semanales y de los máximos mensuales, al igual que de la capacidad de la fuente y de sus conducciones en tubería desde la misma.

**2.2.6 Sistemas de distribución:** Son normalmente instalados debajo de las calles. Su duración es muy larga y su reposición muy costosa, de modo que su período de diseño es indefinido y la capacidad se basa en el desarrollo máximo previsto en el área que sirve.

**2.2.7 Tuberías con diámetros mayores e 12 pulgadas:** 20 a 25 años.

**2.2.8 Alcantarillados:** 40 a 50 años.

### **3. POBLACIÓN DE DISEÑO**

La determinación del número de habitantes para los cuales ha de diseñarse el acueducto es un parámetro básico en el cálculo del caudal de diseño para la comunidad. Con el fin de poder estimar la población futura es necesario estimar las características sociales, culturales y económicas de sus habitantes en el pasado y en el presente y hacer predicciones sobre su futuro desarrollo, especialmente en lo concerniente a turismo, desarrollo industrial y comercial.

Una ciudad, pueblo o aldea, es un ente dinámico y su número de habitantes crece por nacimientos e inmigraciones y decrece por muertes y emigraciones. También puede crecer por anexión de otras concentraciones humanas más pequeñas. El elemento más importante y menos previsible en el desarrollo de la comunidad es el crecimiento industrial y comercial, el cual depende de manera importante de las políticas a nivel macroeconómico del país, que pueden cambiar según los planes de gobierno.

### **3.1. INFORMACIÓN UTILIZADA PARA LA ELABORACIÓN DE LAS PROYECCIONES MUNICIPALES**

Las estadísticas en general y en particular las referidas a las características socio-demográficas de la población de las divisiones geográficas menores, suelen ser deficientes y escasas. La información demográfica básica disponible en Colombia para la caracterización de estos subgrupos de población y su utilización para elaboración de las proyecciones municipales, está constituida por las cifras de población clasificada por cabecera y resto proporcionada por los censos e población de 1973, 1985 y 1993; cada una de ellas con los ajustes efectuados a partir de los resultados de las correspondientes encuestas de cobertura. Esta recopilación de datos se encuentra en el Departamento Administrativo Nacional de Estadísticas (DANE) pero pueden existir otras entidades locales que dispongan de censos de fechas diferentes.

Los censos de población con todo y los problemas de cobertura, permiten la visualización de las tendencias del poblamiento del territorio nacional, distorsionado en alguna medida por la comparabilidad en las cifras que resultan de uno y otro censo, esto en razón de que cada momento censal pueda verse afectado de manera diferente en las distintas zonas del país.

### 3.2 MÉTODOS DE ESTIMACIÓN DE LA POBLACIÓN FUTURA

Existen varias metodologías para la proyección de población; sin embargo, se hará una presentación de los métodos cuya aplicación es más generalizada.

**3.2.1 Crecimiento Lineal.** Si el aumento de la población es constante e independiente del tamaño de esta, el crecimiento es lineal. Si P es la población y T es el tiempo, entonces:

$$\frac{dP}{dT} = k_a \quad dP = k_a dT \quad (\text{Ec 3.1})$$

integrando entre los límites del último censo (uc) y censo inicial (ci) se tiene:

$$k_a = \frac{P_{uc} - P_{ci}}{T_{uc} - T_{ci}} \quad (\text{Ec 3.2})$$

en donde:

$k_a$  = Pendiente de la recta

$P_{uc}$  = Población del último censo

$T_{uc}$  = Año del último censo

$P_{ci}$  = Población del censo inicial

$T_{ci}$  = Año del censo inicial

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

$$P_f = P_{uc} + k_a (T_f - T_{uc}) \quad (\text{Ec 3.3})$$

en donde:

$P_f$  = Población proyectada

$T_f$  = Año de la proyección

El método de proyección lineal es un método completamente teórico y rara vez se da el caso de que una población presente este tipo de crecimiento.

**3.2.2 Crecimiento Geométrico.** El crecimiento será geométrico si el aumento de población es proporcional al tamaño de ésta. En este caso el patrón de crecimiento es el mismo que el de interés compuesto, el cual se expresa así:

$$P_f = P_{uc} (1 + r)^{T_f - T_{uc}} \quad (\text{Ec 3.4})$$

en donde  $r$  es la tasa de crecimiento anual. Tomando logaritmos a ambos lados de la ecuación se obtiene la ecuación de proyección de la población:

$$\text{Log } P_f = \text{Log } P_{uc} + (T_f - T_{uc}) \text{Log}(1 + r) \quad (\text{Ec 3.5})$$

Por otra parte, reemplazando los valores del último censo y del censo inicial en la ecuación anterior se obtiene la tasa de crecimiento anual:

$$\text{Log}(1 + r) = \frac{\text{Log}\left(\frac{P_{uc}}{P_{ci}}\right)}{T_{uc} - T_{ci}} \quad (\text{Ec 3.6})$$

Este último valor es reemplazado en la ecuación (2.5) para hacer la proyección de la población.

**3.2.3 Crecimiento Logarítmico.** Si el crecimiento de la población es de tipo exponencial, la población se proyecta a partir de la siguiente ecuación:



$$\frac{dP}{dP} = k_g P \Rightarrow \frac{dP}{P} = k_g dT \quad (\text{Ec 3.7})$$

Integrando la ecuación (3.7) entre dos períodos de tiempo cualesquiera se tiene:

$$\text{Ln}P_2 - \text{Ln}P_1 = k_g (T_2 - T_1) \quad (\text{Ec 3.8})$$

$$k_g = \frac{\text{Ln}P_{cp} - \text{Ln}P_{ca}}{T_{cp} - T_{ca}} \quad (\text{Ec 3.9})$$

donde el subíndice “cp” corresponde al censo posterior y el subíndice “ca” al censo anterior. La aplicación de éste método requiere el conocimiento de por lo menos tres censos, ya que al evaluar un  $k_g$  promedio se requiere de un mínimo de dos valores de  $k_g$ .

Haciendo una integración abierta de la ecuación (3.7) se obtiene:

$$\text{Ln}P + C = k_{gprom} T \quad \text{para} \quad T = 0 \quad \Rightarrow \quad P = P_{ci}$$

$$C = -\text{Ln}P_{ci} \quad (\text{Ec 3.10})$$

Remplazando el valor promedio de  $K_g$  obtenido de la ecuación (3.9) en la ecuación (3.10), la ecuación de proyección de población será:

$$\text{Ln}P_f = \text{Ln}P_{ci} + k_{gprom} (T_f - T_{ci}) \quad (\text{Ec 3.11})$$

**3.2.4 Métodos Estadísticos.** Además de los métodos de proyección anteriores, pueden emplearse métodos estadísticos para ajustar los valores históricos a la ecuación de regresión para una curva lineal, exponencial, potencial o logarítmica que se indica a continuación.

■ Línea recta (regresión lineal):  $y = a + bx$  (Ec 3.12)

■ Curva exponencial ( $a > 0$ ):  $y = ab^x$  (Ec 3.13)\*

■ Curva logarítmica:  $y = a + b \ln(x)$  (Ec 3.14)

■ Curva potencial ( $a > 0$ ):  $y = ax^b$  (Ec 3.15)

En las ecuaciones anteriores el término “y” corresponde a la población, el término “x” corresponde al tiempo en años y los coeficientes de regresión “a” y “b” se encuentran efectuando los ajustes de regresión.

**3.2.5 Método De Las Relaciones De Residencia.** Esta es una generalización de la metodología propuesta por las Naciones Unidas para elaborar proyecciones de poblaciones asociadas a espacios geográficos de menor tamaño, mediante un indicador que mide el peso que tiene la distribución de la población que reside en el espacio particular (un municipio) en relación con los volúmenes de población de un área mayor (departamento) en la que se encuentra dicho municipio.

La información histórica del país muestra que la distribución espacial de la población tiene una marcada tendencia a concentrarse en ciertas zonas y localidades muy específicas por las condiciones de desarrollo socio económico, elementos fundamentales que están determinando el dinamismo en el campo demográfico de cada una de las áreas del país.

En la medida en que la concentración poblacional está significando heterogeneidad en los aspectos económicos, sociales, ambientales y culturales, es probable que el proceso de redistribución y cambio en los tamaños de los municipios continúe en el futuro. Este es uno de los supuestos básicos que está detrás de la metodología bajo la cual se llevan a cabo estas proyecciones municipales.

Las relaciones de residencia representan las proporciones que la población de cada municipio presenta frente a un conjunto particular de municipios de mayor tamaño dentro de una ordenación preestablecida.

Las relaciones de residencia en cada caso muestran los cambios en el peso relativo de la población de cada municipio respecto a la población total del departamento.

**En resumen estas relaciones de residencia (proporciones de población) miden el peso relativo de la población que reside en cada municipio respecto a la suma de la**

**población en los municipios que en el ordenamiento por tamaño se ubican a continuación del mismo junto con su propia población.**

Estas relaciones de residencia adecuadamente proyectadas sirven de base para obtener las proyecciones de población, en este caso municipales, por aplicación de las mismas a los resultados de una proyección previa del departamento que los contiene.

**Para aplicar la metodología se procede de la siguiente manera:**

- Se clasifican los municipios en orden creciente de acuerdo con los resultados del último censo.
- Utilizando la información de los tres últimos censos nacionales se calculan las relaciones de residencia (proporciones de población) de la población de los municipios con respecto a la población del área mayor que los contiene.
- Las relaciones de residencia (proporciones de población) de cada municipio en cada censo, se proyectan suponiendo que existe y existirá una forma de evolución en el crecimiento del mismo frente al resto de municipios. Para establecer el modelo de evolución de las relaciones de residencia de cada municipio y el resto con que se compara se utilizan métodos estadísticos, en este caso empleamos regresión con curva exponencial.
- Con las relaciones de residencia proyectadas, se logra entonces, derivar una proyección de la población residente en cada uno de los municipios. La proyección de la población de cada una de estas áreas geográficas para los años a proyectar, se obtienen como producto de las relaciones de residencia, en la siguiente forma:
  - a) Las relaciones de residencia de cada año, aplicadas a la proyección del total del departamento en el mismo año, permiten derivar la proyección proyectada de dicho municipio.
  - b) Por diferencia de los valores proyectados en el punto “a)” y los totales del departamento, se consigue la estimación de la suma de valores proyectados de los restantes municipios eliminando el municipio en cuestión.

c) De la misma manera, con las relaciones de residencia del segundo municipio, por las cifras que se derivaron conforme con el punto “b)”, se obtienen las cifras de población de ese municipio. Se continúa de la misma manera para obtener la proyección de los restantes municipios.

Una de las ventajas de este método, es que se asegura también la coherencia entre la población de cada área mayor y la suma de las poblaciones de las áreas menores que la componen.

La población conforme con lo establecido para el total del departamento, continuará incrementándose en términos absolutos en todas las áreas pero con una tendencia hacia un cambio en la distribución.

Aunque es cierto que con los métodos anteriores y otros métodos más simples se logran resultados aceptables para proyecciones de población de áreas pequeñas, las actuales políticas y estrategias de descentralización administrativa, hacen necesario que en municipios para los cuales se puede disponer de información, se utilicen métodos que permitan la inclusión de los factores de la dinámica demográfica, de manera que los resultados alcanzados tengan la especificidad y utilidad requeridas para la formulación, seguimiento y evaluación de los proyectos de desarrollo locales.

## 4. CONSUMO DE AGUA

El complemento necesario para establecer el caudal de diseño de un acueducto es la determinación del consumo de agua.

El consumo es el volumen de agua utilizado por una persona en un día y se expresa por lo general en litros por habitante y por día (L/hab.d).

### 4.1 FACTORES QUE AFECTAN EL USO DE AGUA

El consumo local de agua depende de ciertos factores como el tamaño de la comunidad, la presencia de industrias, la calidad del agua, su costo, su presión, el clima, características de la población, si los abastecimientos son medidos y la eficiencia con la cual el sistema es mantenido. Los más importantes de estos factores son tratados a continuación.

**4.1.1 El tamaño de la ciudad:** tiene un efecto en aquellas pequeñas comunidades que tienden a tener usos más limitados para el agua. Por otra parte, la presencia de una importante industria usuaria de agua puede producir un uso mayor por habitante. Las comunidades pequeñas están más propicias a tener áreas inadecuadamente servidas, tanto de agua como de alcantarillado. En hogares sin alcantarillado el consumo de agua rara vez excede 40 L/hab.d. La ampliación del alcantarillado podría así incrementar el uso del agua.

**4.1.2 La industria y el comercio:** tienen un efecto notable sobre el consumo total. debido a que **el uso industrial no tiene relación directa con la población**, es necesario tener especial cuidado al estimar el uso presente o futuro del agua en una porción restringida de una ciudad. Se debe estudiar la existencia de industrias en el área, su uso actual del agua y valorar la probabilidad de establecimiento de más instalaciones industriales. Las industrias

usan con frecuencia abastecimientos de agua auxiliares para diferentes propósitos, factor éste que reduce el consumo del suministro municipal.

El consumo comercial depende en gran medida del número de gente empleada en distritos de negocios y no puede ser estimado sobre la base del número de residentes.

**El uso sanitario en instalaciones de negocios se calcula muchas veces por persona durante 8 horas diarias.**

El agua es a veces usada para aires acondicionados, ya sea directamente si el clima es bastante fresco o como intercambiador de calor junto con un sistema mecánico. Tal uso del agua es en general desaprobado, pero en ciudades en las cuales estos sistemas son permitidos, el uso del agua puede ser sustancialmente mayor que el promedio.

**4.1.3 Las características de la población:** en particular el nivel económico puede producir variaciones sustanciales del uso promedio de alrededor 300 L/hab.d. En distritos de alta valorización de una ciudad o en comunidades de suburbios con una población similar, el uso por habitante será alto, tal vez de 380 L/hab.d para el sólo uso doméstico. El riego de céspedes incrementará esta cifra incluso más. En distritos pobres, las tasas de consumo de 100 L/hab.d son comunes, aunque se han reportado tasas bajas de 50 L/hab.d. Aun se encuentran usos menores en distritos de poca valorización donde no hay alcantarillado y el abastecimiento de agua es inadecuado.

**4.1.4 La medición:** al instalar un sistema nuevo de acueducto, puede ser que un principio no se instalen medidores y tampoco se cobre por el uso del agua pero con el tiempo el consumo se incrementa. La medición del agua abastecida a usuarios individuales ha mostrado una reducción en el consumo tal vez hasta de un 50%. Cuando no se utilizan medidores, los usuarios no tienen incentivo para conservar el agua y su desperdicio es mucho más común. La medición es también conveniente porque permite analizar patrones

de uso de diferentes clases de usuarios y, por consiguiente, provee una información útil en la planeación de expansión de instalaciones y en la valoración de la magnitud de pérdida debido a fugas en el sistema de distribución.

**4.1.5 Temperatura:** debido a las condiciones propias de la actividad del ser humano, para temperaturas altas, el consumo de agua se incrementará como resultado del riego de céspedes y más para refrescarse. En el cuadro 1 se muestran algunos valores de consumo en función de la temperatura y del desarrollo económico.

**4.1.6 Calidad del agua:** El agua de mala calidad (con color, olorosa u objetable de otro modo) será menos utilizada que el agua de calidad satisfactoria para los consumidores. De esta relación se podría reconocer que el mejoramiento de la calidad de un abastecimiento público genere probablemente un incremento del consumo.

**4.1.7 Presión en la red de distribución de agua:** si se tienen altas presiones en la red, se presentarán mayores desperdicios en el consumo doméstico al abrir las llaves de los lavamanos, regaderas y otros elementos. Igualmente, se puede presentar un mayor número de rupturas de tubos dentro del domicilio o en la misma red de distribución, aumentando así el volumen de agua perdida.

**4.1.8 Administración:** una administración eficiente controlará mejor el consumo de agua reduciendo las fugas y desperdicios, y vigilando las conexiones clandestinas. Para realizar la labor anterior se debe contar con equipos especializados, como amplificadores electrónicos de sonido o trazadores radioactivos débiles y de corta vida, los cuales son muy costosos y no están al alcance de la capacidad de adquisición de todos los municipios. La inspección del sistema ayuda a la detención tanto de fugas en las tuberías como de la presencia de conexiones sin autorización.

Los programas de conservación pueden ser a corto plazo (durante un período de sequía) o permanentes. Tales programas pueden limitar o prohibir el riego de céspedes; estimular el uso de plantaciones resistentes a sequías; requerir o fomentar el uso de duchas de flujo restringido, lavamanos ahorradores de agua y artefactos similares; y aplicar horarios en los que el costo unitario se incremente al consumidor con el uso total. En algunas comunidades se pueden instalar dispositivos - para restringir el flujo - en los medidores de aquellos individuos que se rehusan a reducir su consumo voluntariamente.

**Cuadro 1.** Consumo total en función de la temperatura y del desarrollo socioeconómico

<b>Condiciones</b>	<b>Consumo (L/hab.d)</b>
<b>Zona rural</b>	100 - 150
<b>Temperatura menor de 20°C. Poco desarrollo Ind. y Com.</b>	180 -200
<b>Temperatura mayor de 20°C. Poco desarrollo Ind. y Com.</b>	200 - 250
<b>Desarrollo Industrial y comercial importante</b>	250 - 300

## **4.2 CLASIFICACIÓN DEL CONSUMO DE AGUA**

Tradicionalmente se ha clasificado el consumo como: 1) doméstico, 2) industrial y comercial, 3) público y 4) pérdidas y desperdicios.

**4.2.1 Doméstico.** Suministro de agua a casas, hoteles, etc., para sanitarios, cocina y otros propósitos. El uso varía con el nivel económico de los consumidores, estando el rango entre 75 y 380 L/hab.d. Estas cifras incluyen el agua usada para aire acondicionado y riego de céspedes y jardines, prácticas que pueden tener un efecto sustancial sobre el uso total en algunas partes del país. El consumo doméstico es aproximadamente el 50% del total, pero representa una mayor fracción donde el consumo total es menor.



**4.2.2 Industrial y comercial.** Suministro de agua a establecimientos industriales y comerciales tales como fábricas, oficinas y almacenes. La importancia de este uso varía localmente, dependiendo de si hay grandes industrias y de si éstas obtienen su agua del sistema municipal. La cantidad de agua requerida para propósitos comerciales e industriales se ha relacionado con factores como unidades producidas, número de personas empleadas o área del establecimiento; y como se ha mencionado anteriormente no tiene relación directa con la población. Tales factores, si son usados, deben ser obtenidos localmente o verificados mediante la comparación con consumos registrados. En ciudades de más de 25,000 habitantes, el consumo comercial aproximado es de **15%** del total. En el cuadro 2 se muestran algunos valores diferentes de consumo para entidades, **estos representan valores promedio de consumo anual.**

**4.2.3 Uso público.** Suministro de agua a edificios públicos y usada para servicio público. Este uso incluye agua para los edificios del gobierno, colegios, riego de calles y protección contra incendios, por los cuales el abastecedor municipal en general no recibe pago. La cantidad de agua usada para tales propósitos es de 50 a 75 L/hab.d. El abastecimiento para el fuego no afecta el promedio de consumo enormemente, pero tiene un gran efecto sobre las tasas pico.

**4.2.4 Pérdidas y desperdicio.** Agua que es “no contabilizada para” en el sentido que no es asignada a un usuario específico. El agua no contabilizada es atribuida a errores en la lectura de los medidores, conexiones sin autorización y fugas en los sistemas de distribución. La pérdida y desperdicio puede reducirse significativamente mediante el mantenimiento cuidadoso de los sistemas y un programa regular de recalibración y remplazo de medidores.

**Cuadro 2.** Valores típicos del consumo en diferentes entidades industriales y comerciales

<b>Entidad</b>	<b>Consumo (L/d)</b>
<b>Hoteles (por habitación)</b>	500
<b>Escuelas &lt; 20 alumnos</b>	50
<b>≤ 400 alumnos</b>	1300
<b>Industrias (por persona empleada)</b>	80
<b>Depósitos de materiales</b>	100
<b>Farmacias o graneros de 100 m<sup>2</sup></b>	500
<b>≥ 200 m<sup>2</sup> (por m<sup>2</sup>)</b>	8
<b>Fuentes de soda y heladerías de 50 m<sup>2</sup></b>	100
<b>&gt; 50 m<sup>2</sup></b>	200
<b>Restaurantes</b>	1000
<b>Oficina (por empleado y por 10 m<sup>2</sup>)</b>	80
<b>Hospitales (por cama)</b>	400

### 4.3 CONSUMO FUTURO

El consumo estimado por cualquiera de los métodos anteriores es un consumo actual, pero éste se puede incrementar de acuerdo con la evolución de los factores que afectan el consumo. Los métodos para proyectar el consumo, en función de la población, son:

#### 4.3.1 Fórmula De Planeación Nacional

$$Consumo(L / hab.d) = \frac{Log P - 1.8}{0.014} \quad (Ec 4.1)$$

en donde: P = Población actual o futura

**4.3.2** Por otra parte, **los análisis estadísticos** para comunidades en los Estados Unidos muestra que el consumo se incrementa en un 10% del incremento de la población.

#### **4.4 CAUDAL DE DISEÑO**

Con el fin de diseñar las estructuras del acueducto, es necesario calcular el caudal apropiado, el cual debe combinar las necesidades de la población de diseño y los costos de la construcción de un acueducto para un caudal excesivo. Normalmente se trabaja con tres tipos de caudales a saber:

- Caudal medio
- Caudal máximo diario
- Caudal máximo horario

**4.4.1 Caudal medio.** Es el caudal promedio obtenido de un año de registros y es la base para la estimación del caudal máximo horario. Este caudal expresado en litros por segundo se obtiene así:

$$Q_{promedio} = \frac{\text{Consumo}(L / \text{hab.d}) * \text{Poblacion}(\text{hab})}{86400} \quad (\text{Ec 4.2})$$

**4.4.2 Caudal máximo diario.** Es la demanda máxima que se presenta en un día del año. En otras palabras, representa el día de mayor consumo en el año y se calcula según la siguiente expresión:

$$Q_{maximo\ diario} = 1.2 * Q_{promedio} \quad (\text{Ec 4.3})$$

**4.4.3 Caudal máximo horario.** Corresponde a la demanda máxima que se presenta en una hora durante un año completo, y en general se determina como:

$$Q_{\text{maximo horario}} = 1.8 * Q_{\text{promedio}} \quad (\text{Ec 4.4})$$

ó

$$Q_{\text{maximo horario}} = 1.5 * Q_{\text{m,aximo diario}} \quad (\text{Ec 4.5})$$

#### 4.5 VARIACIÓN DE LOS FACTORES DE MAYORACIÓN DEL CAUDAL MÁXIMO DIARIO PARA LA OBTENCIÓN DEL CAUDAL MÁXIMO HORARIO

Los picos del caudal horario dependen del tamaño de la población. En ciudades grandes, las costumbres son muy heterogéneas, por lo que los períodos de máximo consumo son más largos y el pico del hidrograma será menos acentuado. Esto es contrario a lo que sucede en poblaciones pequeñas en donde se tienen unos picos horarios mayores debido a que las costumbres son más homogéneas. Por esta razón los factores de mayoración del caudal máximo horario (coeficiente numérico de la ecuación 4.5) varían así:

**Cuadro 3.** Comparación de factores de mayoración, según estudios realizados en Colombia y en África

Población (habitantes)	Factor de mayoración
<b>En Colombia:</b>	
< 5000	1.80
5000 - 20000	1.65
>20000	1.50
<b>En África:</b>	
Aldeas	3.60

<b>Pueblos</b>	2.50
<b>Ciudades</b>	1.50

Cuando se dispone de un sistema de regulación de caudal, las estructuras del acueducto se diseñan con el caudal máximo diario. En caso contrario, se debe diseñar todo el acueducto con el caudal máximo horario. La red de distribución se diseña teniendo en cuenta el caudal máximo horario.

#### 4.6 DEMANDA PARA INCENDIO

Aunque la cantidad real de agua utilizada para combatir incendios en un año es pequeña, la tasa de uso es alta. El flujo requerido para incendios se calcula a partir de la fórmula:

$$F = 18C(A)^{0.5} \quad (\text{Ec 4.6})$$

En el cual F es el flujo requerido en gal/min [(L/min) ÷ 3.78], C es un coeficiente relacionado con el tipo de construcción, y A es el área total del piso en pies<sup>2</sup> (m<sup>2</sup> × 10.76) excluyendo el sótano.

En general, C es 1.5 para construcciones con estructuras de madera, 1.0 para construcciones comunes, 0.8 para construcciones no combustibles y 0.6 para construcciones resistentes al fuego. El flujo para incendio calculado a partir de la fórmula no debe exceder 8000 gal/min (32400 L/min) en general, ni 6000 gal/min (22680 L/min) para construcciones de un piso. El flujo mínimo para incendio no debe ser menor a 500 gal/min (1890 L/min). Para proteger edificios vecino se requiere un flujo adicional. Cuando se trata de un solo incendio, el total para cualquier propósito no debe exceder 12000 gal/min (45360 L/min) ni ser menor a 500 gal/min (1890 L/min).

El cuadro 4 puede ser usada a fin de determinar el flujo requerido para incendios si se trata de grupos de residencias sencillas y de dos familias, El flujo para fuego se debe mantener

por un mínimo de 4 horas, como se muestra en el cuadro 5. La mayoría de las comunidades requiere un duración de 10 h.

**Cuadro 4.** Caudales para incendios en residencias

Distancia entre unidades adyacentes		Caudal requerido para incendio	
pie	m	gal/min	L/min
> 100	> 30.5	500	1890
31 - 100	9.5 - 30.5	750 - 1000	2835 - 3780
11 - 30	3.4 - 9.2	1000 - 1500	3780 - 5670
≤ 10	≤ 3.0	1500 - 2000*	5670 - 7560

\* Para construcciones continuas úsese 2500 gal/min (9450 L/min).

**Cuadro 5.** Duración del caudal para incendios

Caudal requerido para incendio		Duración, h
gal/min	L/min	
< 1000	< 3789	4
1000 - 1250	3780 - 4725	5
1250 - 1500	4725 - 5670	6
1500 - 1750	5670 - 6615	7
1750 - 2000	6615 - 7560	8
2000 - 2250	7560 - 8505	9
> 2250	> 8505	10

## 5. TUBERIAS PARA AGUA

### 5.1 TRANSPORTE Y DISTRIBUCIÓN

El agua, bien sea sacada de la superficie o de fuentes subterráneas, debe ser transportada a la comunidad y distribuida a los usuarios. El transporte desde la fuente al punto de tratamiento puede ser proveído por acueductos, tuberías o canales abiertos, pero una vez ha sido tratada, el agua es conducida mediante conductos cerrados presurizados. El *bombeo* puede ser necesario para traer agua al punto de tratamiento y es casi siempre parte del sistema de distribución.

### 5.2 ESFUERZOS EN TUBERÍAS

La tubería usada en el transporte y distribución del agua es siempre de sección transversal circular. Los esfuerzos que debe resistir la tubería son producidos por la presión estática del agua, por fuerzas centrífugas causadas por los cambios en la dirección de flujo, cargas externas, cambios en temperatura y cambios repentinos en la velocidad, fenómeno este llamado *golpe de ariete*. La magnitud de los esfuerzos resultantes de estas causas pueden ser calculados mediante métodos de mecánica aplicada.

La *presión interna* de cualquier clase produce un esfuerzo circular dado por:

$$\sigma_h = \frac{rP}{t} \quad (\text{Ec 5.1})$$

y un esfuerzo longitudinal dado por:

$$\sigma_l = \frac{rP}{2t} \quad (\text{Ec 5.2})$$

en donde:

r = Radio

P = Presión interna

t = Espesor de la pared de tubería

El golpe de ariete resulta de una repentina detención del flujo o la disminución de este en un conducto. El agua es comprimida y el material del conducto es estirado. Bajo las peores condiciones, esto produce una presión la cual debe ser sumada a la presión interna normal. En *cambios de dirección*, el principio de conservación de la cantidad de movimiento requiere que una fuerza sea aplicada al agua en movimiento. La reacción a esta fuerza puede ser la fricción de la tubería contra el suelo, la fuerza de un contrafuerte disponible o el desarrollo de tensión adicional en la tubería. En tuberías libres, una tensión adicional se puede desarrollar, igual a:

$$\sigma_l = \frac{D}{2t} \rho V^2 \text{sen} \frac{\alpha}{2} \quad (\text{Ec 5.3})$$

En el cual  $\rho$  es la densidad del agua y  $\alpha$  es el ángulo de desviación de la tubería. Los desplazamientos pueden ser producidos en cambios de dirección en tuberías como resultado de cambios en la longitud de la tubería resultantes de este esfuerzo. Además, las uniones que no proveen una conexión mecánica positiva se pueden separar debido a su incapacidad para transferir la carga de una sección a la próxima. Tales desplazamientos o separaciones pueden impedirse mediante contrafuertes adecuados. La fuerza de diseño para tal refuerzo está dada por:

$$F = \left( \frac{\pi D^2}{2} \right) (V^2 \rho - P) \text{sen} \frac{\alpha}{2} \quad (\text{Ec 5.4})$$



Los *esfuerzos térmicos* son calculados de modo usual a partir de:

$$\sigma_T = C \Theta E \quad (\text{Ec 5.5})$$

en donde:

C = Coeficiente de expansión térmica

$\Theta$  = Cambio de temperatura

E = Módulo de elasticidad del material de la tubería

Por supuesto que el este esfuerzo es producido, sólo si la tubería está restringida de tal manera que no puede cambiar en longitud. Tal restricción es normalmente provista por los contrafuertes y la fricción del suelo.

La carga vertical en una tubería enterrada depende de la flexibilidad de la tubería, de las dimensiones de la zanja, las características del material de relleno, el cuidado de la cimentación y de las cargas de superficie impuestas. La tubería para agua es fabricada en una variedad de espesores y resistencias.

### **5.3 CANALIZACIONES**

Colocar una canalización constituida de elementos con junta automática flexible enchufados consiste en resolver: el problema de los soportes, la absorción de las dilataciones térmicas y el anclaje de los elementos sometidos a los empujes hidráulicos.

A continuación se exponen los principios generales de una solución clásica, mediante tubos con enchufe STANDARD.

#### **5.3.1 SOPORTES**

Un soporte para cada tubo. Cada soporte situado antes de la campana del tubo, tal y como se indica en la figura. Un asiento ( $\alpha=120^\circ$  constituye una buena precaución). •Un collarín de fijación equipado con protección de elastómero.

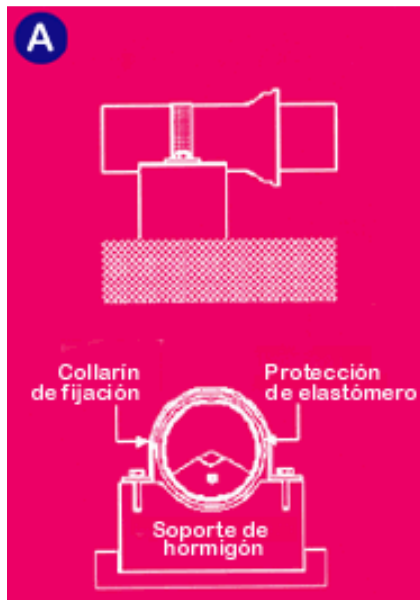


Figura. 1. Soporte.

### 5.3.2. DILATACIÓN TÉRMICA

Las canalizaciones de fundición dúctil tienen la ventaja de evitar la instalación de compensadores de dilatación.

- Punto fijo: Cada collarín debe estar correctamente instalado para constituir un punto fijo (prever un ancho suficiente de collarín).
- Absorción de dilataciones: Entre cada soporte, la junta automática sirve como compensador de dilatación al absorber la correspondiente a una longitud de tubo (dentro de los límites de AT admisibles).

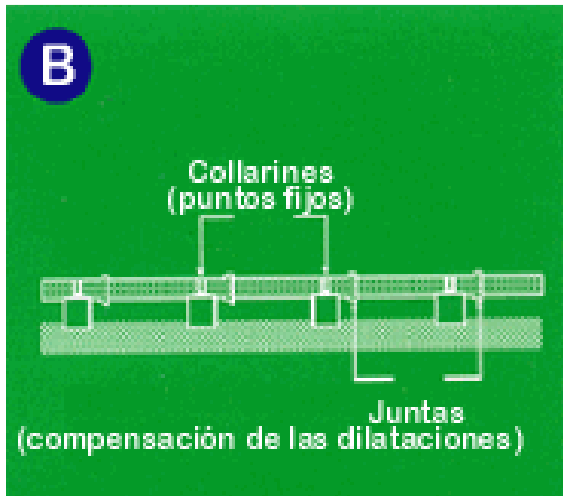


Figura 2. Dilatación térmica

### 5.3.3 ANCLAJE

Cada elemento sometido a un empuje hidráulico (codos, té, reducciones) debe ir estilizado por un macizo de anclaje.

Se pueden realizar cambios de dirección de un gran radio de curvatura por simple desviación de las juntas (dentro de los límites de tolerancias especificados), en cuyo caso se debe reforzar el anclaje de los soportes considerados, después de haber valorado los empujes hidráulicos resultantes al nivel de las juntas desviadas.

Conviene prever un coeficiente de seguridad de dimensionamiento, con el fin de compensar los esfuerzos hidráulicos debidos a un eventual mal alineamiento de la canalización.

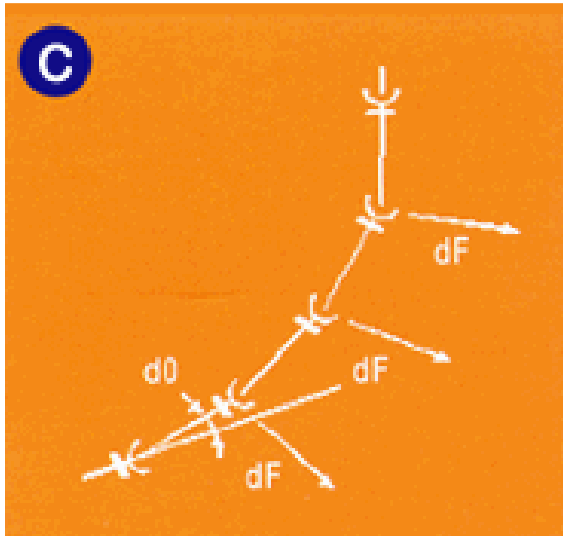


Figura 3. Anclaje

## 5.4 TUBERÍAS

Las tuberías son comúnmente construidas de concreto reforzado, asbesto cemento, hierro dúctil, acero o plástico y están localizadas bajo la superficie del terreno sólo lo suficientemente necesario para protegerlas contra el congelamiento y la carga de superficie, y para evitar otras estructuras de superficie. En sitios en los cuales las cotas del terreno (y tubería) varían por grandes cantidades, las altas presiones en puntos bajos pueden ser evitadas rompiendo la línea de gradiente hidráulico con vertimientos o reservas auxiliares o instalando válvulas especiales para reducir la presión.

En puntos bajos en el sistema, son provistas ramificación con válvulas de desagüe o hidrantes para drenar la línea y permitir la remoción de sedimento. Los puntos altos en la línea deben ser mantenidos por debajo de la línea de gradiente hidráulico, ya que la presión negativa en tales sitios llevará a la acumulación de gases que eventualmente pueden bloquear el flujo. Los puntos altos deben ser provistos con válvulas de vacío y ventosas para admitir aire cuando la línea esté siendo desocupada y expulsar el que está en un principio en la línea o el que se acumula durante el uso. La admisión de aire es particularmente importante en tuberías de pared delgada (como la tubería de acero), las cuales pueden colapsar bajo cargas de compresión.

Al seleccionar el tipo de material o el tamaño de la tubería a ser usado, se debe considerar la capacidad de carga, la durabilidad, el costo de mantenimiento y el costo inicial. Las características del agua y su efecto potencial sobre tuberías de diferentes materiales es también una consideración importante.

## 5.5 VÁLVULAS Y ACCESORIOS

Una gran variedad de válvulas y accesorios especiales son usados en los sistemas de distribución de agua.

Las **válvulas de compuerta** son por lo general usadas para servicio de prendido y apagado por su bajo costo y por ofrecer cierres relativamente seguros. Las válvulas de compuerta están localizadas a intervalos regulares por todo el sistema de distribución para que los daños en el sistema puedan ser aislados con facilidad. La Insurance Services Office (la cual regula las tarifas de seguros contra incendios) exige que las válvulas estén localizadas para que los daños no permitan que los alimentadores primarios o las tuberías mayores a *150 m (500 pies)* dejen de funcionar en distritos de alto valor y *250 m (750 pies)* en otros distritos. Es aconsejable acomodar todas las válvulas en pozos de inspección, aunque las válvulas más pequeñas puedan ser enterradas, con accesos que sean provistos de una válvula de caja de metal o plástico. Las válvulas de compuerta son fabricadas con terminaciones de rosca, de bridas, campanas y espigo, o combinadas.

Las válvulas que son operadas con frecuencia, como las de las plantas de tratamiento, deben ser diseñadas para ser resistentes al uso y son a menudo provistas con servidores hidráulicos o eléctricos. La mayoría de las válvulas de compuerta operan apropiadamente sólo cuando se instalan en posición vertical. Para otras aplicaciones se pueden proveer válvulas especiales con ranuras para el disco. Las válvulas más grandes, inclusive a baja presión, están sujetas a mayores fuerzas cuando están en posición cerrada. Los servidores de engranaje y pequeñas válvulas de derivación pueden ser usadas en tales casos. Estas

últimas igualarán la presión en la válvula principal y reducirán el potencial para el golpe de ariete cuando la válvula mayor sea cerrada.

Las **válvulas de cheque** permiten que el agua fluya en una sola dirección y son comúnmente usadas para impedir reversiones de flujo cuando las bombas son apagadas. Las válvulas de cheque instaladas al final de una línea de succión son llamadas *válvulas de pie*. Éstas impiden el drenaje de la línea de succión y la pérdida de cebado cuando la bomba es apagada. Las válvulas de cheque son también instaladas en la descarga de las bombas para reducir las fuerzas de ariete en el mecanismo de éstas. Tales válvulas pueden ser de cheque sencillas giratorias o dispositivos de bola en líneas pequeñas, pero son diseñadas para cerrarse suavemente en líneas mayores, a menudo con descarga de cierta cantidad de agua a través de un *bypass*.

Las **válvulas de globo y de ángulo** son rara vez usadas en sistemas de distribución de agua. Su principal aplicación es en plomería doméstica, donde su bajo costo importa más que sus pobres características hidráulicas.

Las **válvulas de tapón** constan de un tapón cónico que gira en una base cónica. Cuando la válvula está abierta, un hueco en el tapón coincide con los agujeros en la base y éstos, a su vez, son extensiones de la tubería en la cual la válvula es colocada. Tales válvulas, cuando están abiertas, no ofrecen prácticamente resistencia al flujo.

Las **válvulas de mariposa** son muy usadas tanto en aplicaciones de baja como de alta presión. En grandes tamaños, son sustancialmente más económicas, más compactas, más fáciles de operar y menos sujetas a desgaste que las válvulas de compuerta. Sin embargo, no son convenientes para líquidos que contienen materiales sólidos, los cuales podrían impedir su cierre total.

**Las ventosas** se colocan en tuberías largas para permitir la salida del aire que se acumula en puntos altos y para impedir presiones negativas desde la construcción cuando las líneas son drenadas. Estas válvulas operan automáticamente: se abren para dejar salir el aire acumulado y se cierran cuando la tubería esta llena de agua.

Las *válvulas reguladoras de presión* reducen automáticamente la presión aguas abajo hasta cualquier nivel deseado. Dichas válvulas funcionan usando la presión aguas arriba para disminuir el flujo a través de una abertura similar a la que presenta la válvula de globo. La válvula de supresión se cerrará (o se abrirá) hasta que la presión aguas abajo alcance el valor preestablecido.

Los *preventores de contraflujo* son válvulas automáticas que están diseñadas para impedir la contaminación de los abastecimientos de agua por bajas de presión transientes desfavorables, las cuales pueden causar reversiones de flujo. Éstas usan una doble válvula de cheque o válvulas reductoras de presión positiva. Las primeras se cierran cuando el flujo se reversa y las últimas cuando la presión cae, proveyendo así un margen de seguridad adicional. El tipo usado depende de la aplicación y del riesgo al público en general.

## **5.6 CONDUCTOS PRIMARIOS O ARTERIALES EN SISTEMAS DE TUBERÍA**

Los conductos primarios o arteriales forman la estructura básica del sistema y llevan el flujo desde la estación de bombeo hasta y desde los tanques elevados de almacenamiento y a los varios distritos de la ciudad.

Las líneas arteriales deben tener válvulas a intervalos no mayores a 1.5 km (1 milla) y todas las líneas más pequeñas a ellas conectadas deben poseer válvulas, de tal manera que un daño en las líneas más pequeñas no requiera el cierre de las grandes. Las grandes tuberías primarias deben estar provistas de válvulas de purga en puntos bajos y de válvulas de vacío y alivio de aire (ventosas) en puntos altos.

Las velocidades a caudal máximo normalmente no exceden 1 m/seg (3 pies/seg), con un límite máximo de 2 m/seg (6 pies/seg).

**Es recomendable utilizar una velocidad de 1.5 m/seg la cual permite controlar el golpe de ariete que se puede presentar en el sistema de bombeo.**





## 6 GOLPE DE ARIETE

### 6.1 MECANISMO DEL GOLPE DE ARIETE

Debido a la magnitud e importancia de la conducción, es importante tener en cuenta el efecto de este fenómeno en la tubería.

Se denomina "golpe de ariete" el efecto de choque violento o sobrepresión producido sobre las paredes del conducto forzado, al modificarse de manera instantánea el movimiento del fluido como puede ocurrir en el caso del cierre repentino de una válvula.

El mecanismo del golpe de ariete es el siguiente:

Inicialmente la tubería conduce el agua en condiciones normales a una velocidad  $V$ . Idealizando el fluido como una serie de láminas, en el momento del cierre de la válvula indicada en la figura sucede lo siguiente:

- a) La lámina contigua a la válvula se comprime y convierte su energía de velocidad en energía de presión, causando la dilatación de la tubería en el punto 1 y una dilatación elástica de la lámina. Lo mismo sucede con las láminas aguas arriba (2, 3,... $n$ ) y se produce una onda de sobrepresión en la dirección de aguas arriba.
  
- b) Al llegar la onda de sobrepresión a la última lámina (lámina  $n$  contigua al tanque), ésta tiende a salir de la tubería con una velocidad igual en magnitud pero de sentido contrario a la que tenía el agua antes de interrumpirse el flujo ( $-V$ ). Como la extremidad inferior está cerrada, se produce una depresión interna de las láminas y se genera una onda de depresión de magnitud igual a la onda de sobrepresión, la cual se propaga en la dirección de aguas abajo.

El tiempo en que la lámina 1, contigua a la válvula, ha permanecido en estado de sobrepresión es:

$$T = \frac{2L}{C} \quad (\text{Ec 6.1})$$

en donde:

L = Longitud hasta el depósito (m)

C = Velocidad de propagación de la onda o celeridad (m/seg)

T = Fase o período de la tubería (seg)

c) Debido a la depresión de la lámina, el agua tiende a ocupar nuevamente la tubería con la misma velocidad inicial y regresa nuevamente a la condición original (caso a)).

La fricción a lo largo de la tubería y la elasticidad de la misma constituyen factores amortiguadores de estas ondas de sobrepresión y depresión, haciendo que el fenómeno disminuya en magnitud con el tiempo.

El valor de celeridad o velocidad de propagación de la onda puede ser calculado mediante la fórmula de Allievi:

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + k \frac{D}{e}}} \quad (\text{Ec 6.2})$$

en donde:

C = Celeridad de la onda (m/s)

D = Diámetro del tubo (m)

e = Espesor de la pared del tubo (m)

k = Relación entre el módulo de elasticidad del agua  
y el del material de la tubería

$k = 10^{10}/E_{\text{tubería}}$  (Cuadro)

<b>Cuadro 6.</b> Relación de módulos de elasticidad del agua y del material de la tubería	
<b>Material de la tubería</b>	<b>K</b>

Acero	0.5
Hierro fundido	1.0
Concreto	5.0
Asbesto cemento	4.4
Plástico	18

**Tiempo de cierre (tiempo de maniobra) = t**

Si la maniobra es rápida, la válvula quedará completamente cerrada antes de comenzar a actuar la onda de depresión.

$$T < \frac{2L}{C} \Rightarrow \text{Sobrepresion maxima} \quad (\text{Ec 6.3})$$

Si el tiempo de cierre es lento, la onda de depresión llegará a la válvula antes de que se halle ésta completamente cerrada.

$$T > \frac{2L}{C} \Rightarrow \text{Maniobra lenta} \quad (\text{Ec 6.4})$$

**6.2 CÁLCULO DE SOBREPRESIÓN**

En el caso de una maniobra rápida ( $T < 2L/C$ ), la sobrepresión máxima será:

$$h_h = \frac{CV}{g} \quad (\text{Ec 6.5})$$

en donde:

$h_a$  = Sobrepresión (m de agua)

V = Velocidad (m/seg)

**6.3 MEDIDAS CONTRA EL GOLPE DE ARIETE**

Pueden tomarse varios tipos de medidas, entre las cuales las más indicadas son las que no requieren de equipos especializados, ya que en el caso de acueductos rurales no es fácil la labor de mantenimiento de estos aparatos.

- a) Limitación de las velocidades (0.6 m/s a 3.0 m/s).
- b) Cierre lento de las válvulas mediante la colocación de un volante de gran diámetro
- c) Empleo de válvulas especiales contra el golpe de ariete.
- d) Aumentar espesor de la pared del tubo.
- e) Construcción de pozos de oscilación o cámaras de aire comprimido.

Las válvulas de alivio rápido pilotadas son una eficaz protección contra los excesos de presión que puedan producirse en una tubería. Estas válvulas realizan su función expulsando agua al exterior cuando la presión de la conducción excede del valor predeterminado. Las válvulas de alivio contra golpe de ariete tienen la particularidad de una rápida apertura que se puede ajustar a las necesidades de la instalación con un tiempo de cierre ajustable.



Figura 4. Válvula contra golpe de ariete

## 7. HIDRÁULICA

### 7.1 FLUJO EN TUBERÍAS

La ecuación fundamental de flujo en tuberías es la ecuación de Bernoulli, la cual es escrita entre dos puntos como:

$$\frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} + z_1 = \frac{P_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} + z_2 + h_L \quad (\text{Ec 7.1})$$

Por lo general los términos en la ecuación son denominados cabeza de presión  $P/\gamma$ , cabeza de velocidad  $V^2/2g$ , cabeza estática  $z$  y pérdida de carga  $h_L$ . En ninguna circunstancia de interés práctico, las pérdidas de carga serán insignificantes; por esto es necesario definir la magnitud de tales pérdidas y sus variaciones antes de considerar cualquier aplicación real.

Las pérdidas de cabeza (o de carga) resultan de esfuerzos cortantes a lo largo de las paredes de la tubería y en el interior del fluido; de cambios de cantidad de movimiento en las entradas, salidas, cambios en la sección transversal o dirección y en accesorios como válvulas.

### 7.2 ECUACIÓN DE CONTINUIDAD

La ecuación de continuidad expresa la conservación de la masa de fluido a través de las distintas secciones de un tubo de corriente. Con arreglo al principio de conservación de la masa, esta no se crea ni se destruye entre la entrada (1) y la salida (2). Por lo tanto la ecuación de continuidad será (para fluidos incompresibles):

$$A_1V_1 = A_2V_2 = Q_1 = Q_2 \quad (\text{Ec 7.2})$$

en donde:

A = Área de la sección transversal

V = Velocidad

Q = Caudal

### 7.3 REGIMENES DE FLUJO

Hacia finales del siglo XIX, Reynolds identificó dos diferentes regímenes de flujo, los cuales son identificados como *laminar* y *turbulento*. Reynolds encontró que la transición de flujo laminar a flujo turbulento se relaciona con un parámetro adimensional

$$N_R = \frac{VD}{\nu} \quad (\text{Ec 7.3})$$

el cual es conocido como número de Reynolds. En la ecuación  $V$  es la velocidad de la tubería,  $D$  el diámetro de la tubería, y  $\nu$  su viscosidad cinemática.

Para propósitos prácticos el límite máximo de flujo laminar en tuberías se puede definir como  $N_R = 2100$  a  $4000$ . En la mayoría de las circunstancias, el flujo de agua en las tuberías implica condiciones turbulentas.

### 7.4 ECUACIÓN DE DARCY-WEISBACH

Darcy, Weisbach y otros propusieron, con base en experimentos que la pérdida de energía (o carga) resultante de la fricción varía como:

$$h_L = f \frac{L}{D} \left( \frac{V^2}{2g} \right) \quad (\text{Ec 7.4})$$

en el cual  $f$  es el factor de fricción,  $L$  es la longitud de la tubería,  $D$  su diámetro interno y  $V^2/2g$  la cabeza de velocidad. Se puede demostrar, mediante análisis dimensional que  $f$  depende solo y únicamente del número de Reynolds  $N_R$  y de otro parámetro adimensional  $e/D$ , llamado rugosidad relativa, donde  $e$  es la altura de la rugosidad de la superficie en la pared de la tubería y depende del material de ésta última.

Tanto las consideraciones teóricas como las experimentales llevan a la conclusión de que la dependencia de  $f$  de  $N_R$  y de  $e/D$  es diferente en los regímenes de flujo laminar y turbulento. De hecho, en el flujo laminar,  $f$  depende sólo de  $N_R$ ; mientras que en la región descrita como “completamente turbulenta”,  $f$  depende sólo de  $e/D$ .

La variación de  $f$  con estos parámetros se muestra en el diagrama de Moody; como también puede calcularse con las ecuaciones experimentales de Hagen-Poiseuille, Prandtl-Von Kármán, Nikuradse, y Colebrook-White \*

$$f = \frac{64}{N_R} \quad \text{Hagen-Poiseuille} \quad (\text{Ec 7.5})$$

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \log_{10} N_R \sqrt{f} - 0.8 \quad \text{Prandtl-Von Kármán} \quad (\text{Ec 7.6})$$

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \log_{10} \left( \frac{D}{e} \right) + 1.14 \quad \text{Nikuradse} \quad (\text{Ec 7.7})$$

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log_{10} \left( \frac{e}{3.7D} + \frac{2.51}{N_R \sqrt{f}} \right) \quad \text{Colebrook-White} \quad (\text{Ec 7.8})$$

## 7.5 LÍNEA PIEZOMÉTRICA

**Línea piezométrica**, como muestra la figura es la línea que une los puntos hasta los que el líquido podría ascender si se insertasen tubos piezométricos en distintos lugares a lo largo

---

\* Saldarriaga Juan, *Hidráulica de Tuberías*. Primera edición. Editorial McGraw-Hill, Colombia, 1998

de la tubería o canal abierto. Es una medida de la altura de presión hidrostática disponible en dichos puntos.

## 7.6 LINEA DE ENERGÍA

La energía total del flujo en cualquier sección, con respecto a un plano de referencia determinado, es la suma de la altura estática o de elevación  $z$ , la altura piezométrica  $y$ , y la altura cinética o de presión dinámica  $V^2/2g$ . La variación de la energía total de una sección a otra se representa por una línea denominada de energía y también gradiente de energía. En ausencia de pérdidas de energía, la línea de carga se mantendrá horizontal, aún cuando pudiera variar la distribución relativa de la energía entre las alturas estática, piezométricas y cinética. Sin embargo, en todos los casos reales se producen pérdidas de energía por rozamiento y la línea de carga resultante es inclinada.

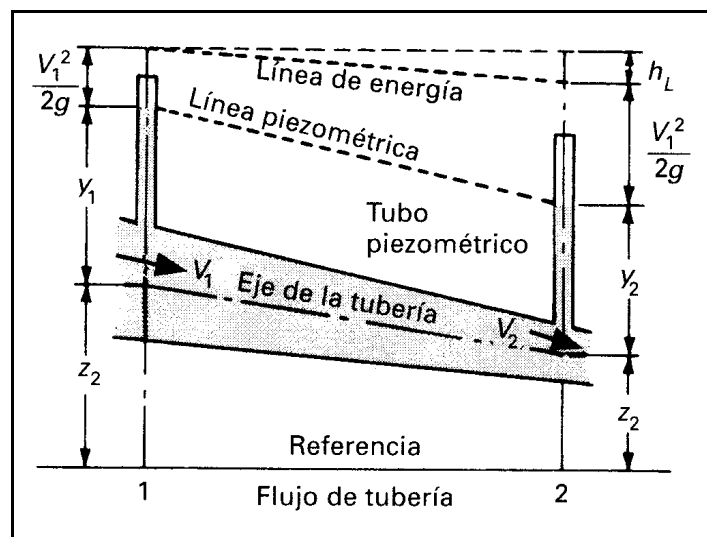


Figura. 5. Balance de energía para dos puntos de un fluido



## 8. BOMBAS Y ESTACIONES DE BOMBEO

### 8.1 CAPACIDAD

La capacidad (caudal) de una bomba es el volumen de líquido bombeado por unidad de tiempo y se expresa, generalmente, en litros por segundo.

### 8.2 ALTURA

La altura de una bomba es la distancia a la que puede elevar un líquido y se mide en metros de columna de líquido bombeado. La altura necesaria para vencer las pérdidas que se producen en las conducciones de un sistema a un caudal dado es la altura del sistema.

Los términos que se utilizan específicamente en el análisis de bombas y sistemas de bombeo son: 1) altura geométrica de aspiración; 2) altura geométrica de elevación; 3) altura geométrica total; 4) pérdida de carga por rozamiento; 5) altura de velocidad; 6) pérdidas de carga singulares y 7) altura manométrica total, la cual se define a partir de las anteriores. Todos estos términos se expresan en metros de columna de agua.

**8.2.1 Altura Geométrica De Aspiración.** La altura geométrica de aspiración  $h_s$  es la diferencia de cotas existentes entre el nivel del líquido en la aspiración y el eje del rodete de la bomba. Cuando el nivel del líquido en la aspiración está situado por debajo del eje del rodete, se trata de una elevación por aspiración. Cuando las bombas se instalan con una pequeña altura geométrica de aspiración positiva (aspiración en carga), como se muestra en la figura se puede evitar tener que incluir un dispositivo de cebado.

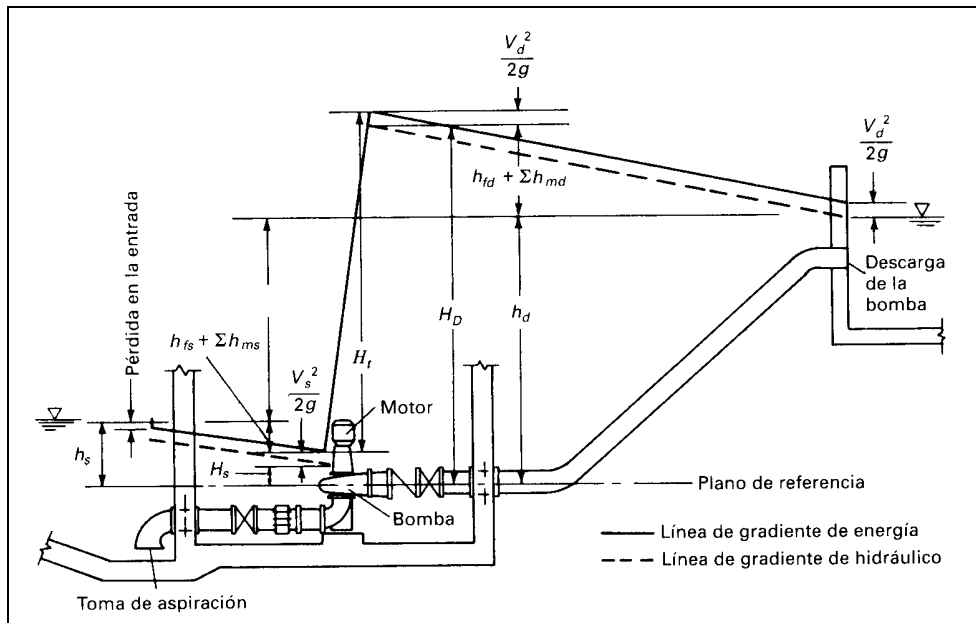


Figura 6. Diagrama esquemático de la altura de elevación de una bomba.

**8.2.2 Altura Geométrica De Elevación.** La altura geométrica de elevación  $h_d$  es la diferencia de cotas existente entre el nivel del líquido en la descarga y el eje del rodete de la bomba.

**8.2.3 Altura Geométrica Total.** La altura geométrica total  $H_{geom}$  es la diferencia entre las cotas de los niveles del líquido en la descarga y aspiración ( $h_d - h_s$ )

**8.2.4 Perdida Por Rozamiento.** La pérdida por rozamiento  $h_f$  es la altura o carga de agua que debe suministrarse al sistema para vencer la fricción que produce el flujo de agua a través de las tuberías del sistema.

**8.2.5 Altura De Velocidad.** Es la energía cinética contenida en el líquido bombeado en cualquier punto del sistema y viene dada por:  $V^2/2g$ .

**8.2.6 Pérdidas De Carga Singulares.** La altura o carga de agua que debe suministrarse para vencer las pérdidas que se producen en piezas especiales y válvulas se denomina pérdida de carga singular. Las pérdidas singulares suelen estimarse como una fracción de la altura de velocidad utilizando la siguiente expresión:

$$h_m = K \frac{V^2}{2g} \quad (\text{Ec 8.1})$$

en donde:

$h_m$  = Pérdida de carga singular

K = Coeficiente de pérdida de carga\*

**8.2.7. Altura Manométrica Total.** La altura manométrica total  $H_t$  es aquella contra la que trabaja la bomba durante su funcionamiento. Su determinación se realiza teniendo en cuenta las alturas geométricas de aspiración y elevación, las pérdidas por rozamiento, la altura de velocidad y las pérdidas singulares. La expresión para el cálculo de la altura manométrica total de una bomba viene dada por la siguiente ecuación:

$$H_t = H_D - H_S + \frac{V_d^2}{2g} - \frac{V_s^2}{2g} \quad (\text{Ec 8.2})$$

$$H_D = h_d + h_{fd} + \sum h_{md} \quad (\text{Ec 8.3})$$

$$H_S = h_s - h_{fs} - \sum h_{ms} - \frac{V_s^2}{2g} \quad (\text{Ec 8.4})$$

en donde:

---

\* Ver anexos resumen de coeficientes de pérdidas menores para accesorios de uso frecuente.

$H_t$  = Altura manométrica total

$H_D$  ( $H_s$ ) = Altura de elevación (aspiración)

$V_d$  ( $V_s$ ) = Velocidad en el conjunto de impulsión (aspiración)

$h_d$  ( $h_s$ ) = Altura geométrica de elevación (aspiración)

$h_{fd}$  ( $h_{fs}$ ) = Pérdida de carga por rozamiento en la impulsión (aspiración)

$h_{md}$  ( $h_{ms}$ ) = Pérdida de carga singular en la impulsión (aspiración)

Las ecuaciones anteriores para altura manométrica total  $H_t$  se pueden agrupar en términos de la altura geométrica total  $H_{geom}$  de la forma siguiente:

$$H_t = H_{geom} + h_{fs} + \sum h_{ms} + h_{fd} + \sum h_{md} + \frac{V_d^2}{2g} \quad (\text{Ec 8.5})$$

### 8.3 RENDIMIENTO Y POTENCIA ABSORBIDA

La eficiencia de una bomba se mide en base al caudal que descarga contra una altura dada y con un rendimiento determinado. El caudal de la bomba es función de diseño del proyecto. La información sobre el diseño de la bomba viene suministrada por medio de una serie de curvas características. El rendimiento de la bomba  $\eta_p$  -el cociente entre la potencia útil y la absorbida por la bomba- viene dado por :

$$\eta_p = \frac{\text{potencia util}}{P_i} = \frac{\gamma QH_t}{P_i} \quad (\text{Ec 8.6})$$

en donde:

$\eta_p$  = Rendimiento de la bomba

$P_i$  = Potencia absorbida

$\gamma$  = Peso específico del agua

$Q$  = Caudal

$H_t$  = Altura manométrica total

Los rendimientos de las bombas suelen variar dentro de un intervalo comprendido entre un 60% y un 85%.

## 8.4 CURVAS CARACTERÍSTICAS DE UNA BOMBA

La altura a que la bomba puede impulsar los diversos caudales a velocidades de funcionamiento constante se establece en los ensayos de bombeo que realizan los fabricantes. La altura manométrica de la bomba es la diferencia entre las energías existentes en los conductos de impulsión y aspiración de la bomba.

En el curso del ensayo se varía el caudal de bombeo actuando sobre una válvula dispuesta en la descarga de la bomba y se mide la altura correspondiente. Los resultados del ensayo se representan gráficamente dando lugar a una curva de alturas-caudales para la velocidad de giro empleada (vease la figura). Al mismo tiempo se miden el rendimiento y la potencia absorbida y los valores resultantes se presentan sobre el mismo diagrama. El conjunto de estas curvas se denomina curvas características de la bomba.

Por lo general, la curva de caudal contra cabeza total ( $H_m$ ) (curva de la bomba) para una bomba centrífuga se puede expresar de la siguiente manera funcional:

$$H_m = AQ^2 + BQ + C \quad (\text{Ec 8.7})$$

Los coeficientes A, B y C pueden ser calculados tomando tres puntos ( $Q, H_m$ ) de la curva del fabricante y resolviendo la ecuación anterior para cada uno de ellos.

## 8.5 CURVA DEL SISTEMA

Para determinar la altura requerida por una bomba, o grupo de bombas, para descargar unos caudales dados a través de un sistema de tuberías determinado, hay que desarrollar la curva altura-caudal del sistema (vease la figura). Esta curva es una representación gráfica de la altura del sistema y se obtiene dibujando puntos correspondientes a la altura manométrica total (altura geométrica más pérdidas) para una gama de caudales que varíe desde cero al valor máximo esperado, mediante la ecuación de altura manométrica total  $H_t$

Si se dibuja en la figura la curva de caudal-altura de la bomba, la intersección de la curva de la bomba con la del sistema proporciona el *punto de funcionamiento de la bomba* que indica la altura y capacidad de la misma cuando funciona en un sistema dado.

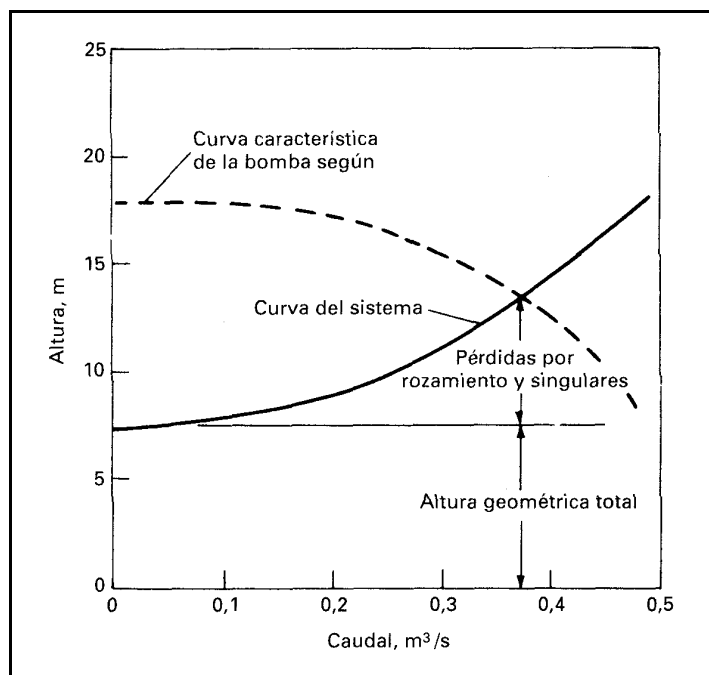


Figura 7. Curvas de caudal-altura para una instalación de bombeo típicas

## 8.6 CLASIFICACIÓN DE LAS BOMBAS CENTRÍFUGAS

A menudo, las bombas centrífugas se clasifican de acuerdo con un valor conocido como *velocidad específica*, el cual varía según la forma del rodete. En la figura se muestran los valores típicos de la velocidad específica correspondientes a diversos tipos de bombas centrífugas. En su forma básica, la velocidad específica es un número índice que se expresa como:

$$N_s = \frac{NQ^{1/2}}{H^{3/4}} \quad (\text{Ec 8.8})$$

en donde:

$N_s$  = Velocidad específica

$N$  = Velocidad, RPM

$Q$  = Caudal, m<sup>3</sup>/seg

$H$  = Altura, m

Para cualquier bomba que funcione a una velocidad dada,  $Q$  y  $H$  se toman en el punto de máximo rendimiento. Para bombas que tienen rodete de aspiración doble, hay que utilizar la mitad del caudal a menos que se indique lo contrario. En bombas multicelulares, el valor de la altura a utilizar es el correspondiente a cada célula.

El valor calculado de la velocidad específica no tiene significado físico, pero es extraordinariamente útil porque permanece constante para todas las bombas similares y no varía con la velocidad para una bomba dada. La velocidad específica para una bomba determinada es independiente de su tamaño y velocidad, es únicamente función de su forma, por lo que, a veces se considera como un factor de forma.

En la figura se señalan las variaciones del rendimiento máximo que cabe esperar debido a variaciones del tamaño (capacidad) y diseño (velocidad específica), mostrándose, asimismo, el cambio progresivo de la forma del rodete a medida que aumenta la velocidad específica.

Un estudio más detallado de la ecuación de la velocidad específica pone de manifiesto lo siguiente:

- Si se eligen bombas del mismo tipo pero de mayor capacidad para una misma altura, debe reducirse la velocidad de funcionamiento.
- Si se seleccionan velocidades específicas más elevadas para la misma altura y caudal, las bombas han de funcionar a mayor velocidad, con lo que el grupo motobomba será más barato.

Es por ello que resulta evidente el porqué de que se empleen grandes bombas del tipo de hélice en riego, donde se requieren grandes caudales y bajas alturas de elevación.

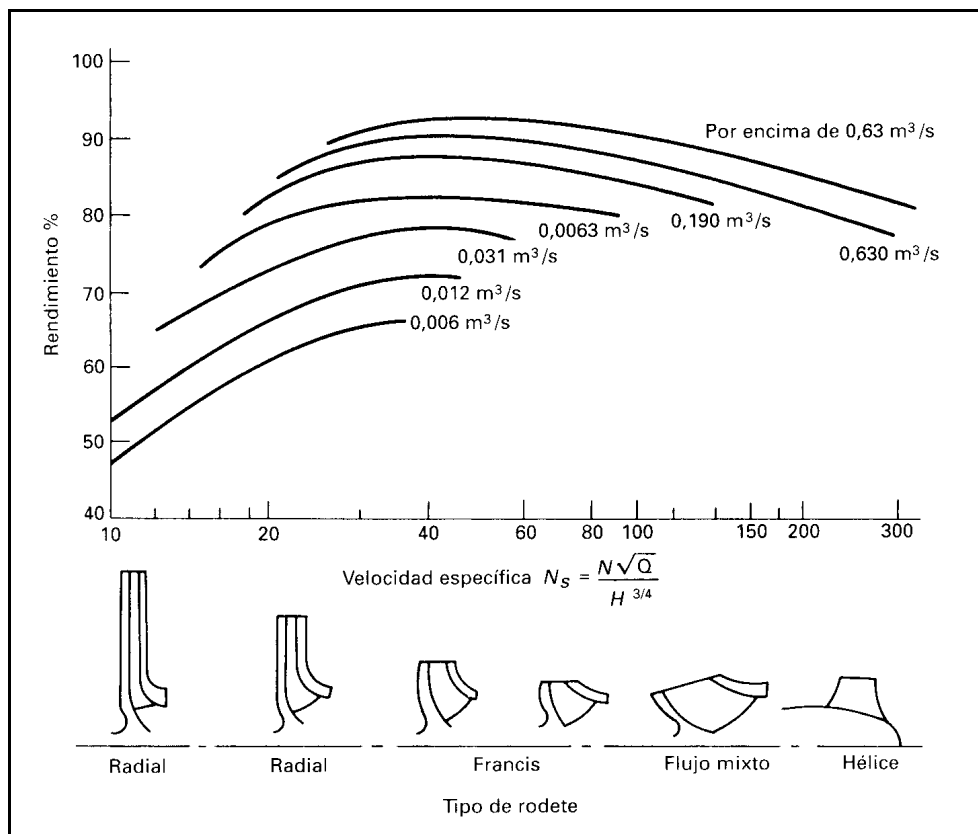


Figura 8. Rendimiento de la bomba con respecto a la velocidad específica y al tamaño de la bomba

## 8.7 GUÍA PARA SELECCIÓN DEL TIPO EFICIENTE DE BOMBA



La bomba más eficiente en una aplicación podría ser de una etapa, de etapas múltiples, de alta velocidad e incluso reciprocante.

En la figura se presenta una guía para bombas eficientes basada en la Velocidad Específica. La figura está dividida en seis zonas, cada una de las cuales indica el tipo de bomba que se debe seleccionar para máxima eficiencia en energía, como sigue:

**Zona 1:** Una etapa, 1750 y 3500 RPM

**Zona 2:** Una etapa, 1750 RPM o menos

**Zona 3:** Una etapa, de más de 3500 RPM o de etapas múltiples, de 3500 RPM

**Zona 4:** Etapas múltiples

**Zona 5:** Etapas múltiples

**Zona 6:** Reciprocantes

Cuando el valor de  $N_s$  en cualquier condición es menor de 1000, (sistema inglés) hay una fuerte caída en la eficiencia de las bombas centrífugas de una etapa; por ello, las de etapas múltiples o de alta velocidad ofrecen la eficiencia deseada.

La **Zona 1** es la que incluye bombas que funcionan a 1750 y a 3500 RPM, porque hace años no se creía que las bombas de 3500 fueran tan durables como las de 1750 RPM; la razón ha sido la idea de que las bombas de 3500 se desgastan más pronto, debido a que la velocidad en la punta del impulsor es mayor, causando erosión en la superficie del metal. Utilizando impulsores mejorados se permiten trabajar a 3500 RPM con capacidades de 5000 GPM y mayores.

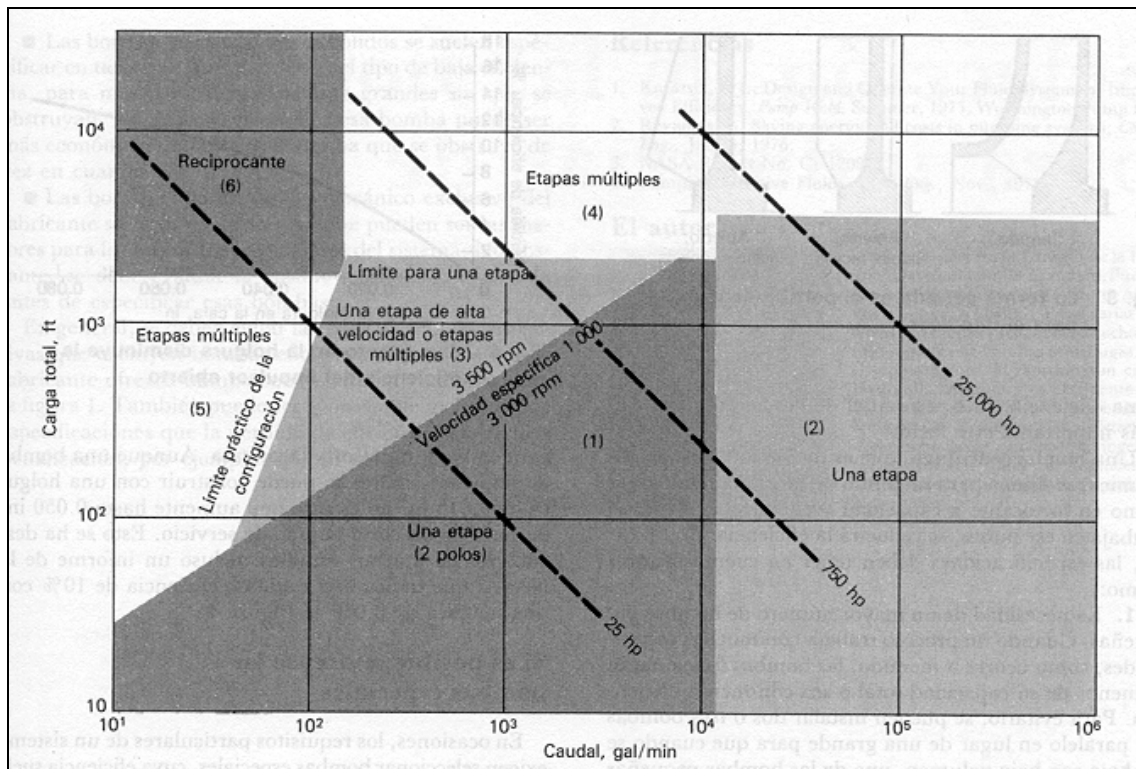


Figura 9. Guía para selección del tipo eficiente de bomba

## 8.8 ANÁLISIS DE SISTEMAS DE BOMBEO CON VARIAS BOMBAS

En el campo de los sistemas de abastecimiento de agua, el tipo más normal de estación de bombeo tiene una o más bombas funcionando en paralelo. Sin embargo, pueden encontrarse casos en que las bombas trabajan en serie.

Cuando dos o más bombas funcionan en paralelo, la curva de altura capacidad del conjunto puede hallarse sumando los caudales de cada curva para una altura dada (véase la figura). El punto de intersección de la curva del conjunto con la del sistema proporciona la capacidad total del conjunto de las bombas. Entrando con estas alturas en cada una de las curvas características, puede conocerse el caudal descargado por cada bomba, su eficiencia y la potencia al freno necesaria en esas condiciones de funcionamiento.

Cada bomba puede funcionar en diversos puntos de su curva característica, aumentando la altura y disminuyendo el caudal a medida que va entrando en funcionamiento simultáneo otras bombas.

**Debe hacerse un esfuerzo para limitar los puntos de funcionamiento a los comprendidos dentro de un intervalo de caudales entre un 60% y un 120% del punto de máximo rendimiento.**

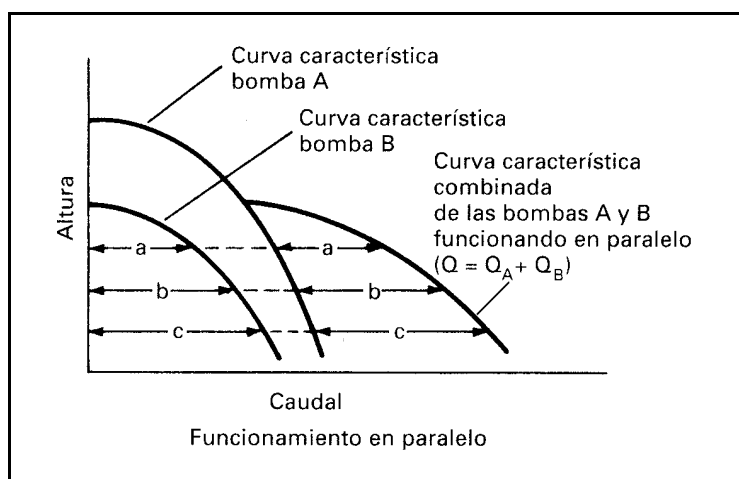


Figura 10. Representación esquemática del funcionamiento en paralelo

## **9. ASPECTOS GENERALES MUNICIPIOS ARJONA, TURBACO Y TURBANA**

### **9.1 LOCALIZACIÓN Y CLIMATOLOGÍA**

Las poblaciones de Arjona, Turbaco y Turbana se encuentran dentro del departamento de Bolívar en la región fisiográfica del Caribe.

Las localidades están localizadas sobre la serranía de Turbaco, que separa la zona costera del valle del Canal del Dique.

El clima cálido y húmedo característico de la costa Atlántica, muestra una precipitación pluvial de unos 1000 mm por año, con intensidades mayores durante los meses de Septiembre, Octubre y Noviembre; y menores durante los meses de Diciembre, Enero Febrero y Marzo. La temperatura media de Arjona y Turbana es de 28°C mientras que en Turbaco el promedio es alrededor de 27°C presentándose temperaturas inferiores a las de Cartagena lo que ha hecho de Turbaco un lugar fresco y de atractivo para los cartageneros.

### **9.2 TOPOGRAFÍA, GEOLOGÍA Y SUELOS**

La población de Arjona presenta suaves ondulaciones dentro de su casco urbano.

Turbaco está conformado por un sector de topografía plana y otro de fuertes pendientes. La localidad de Turbana presenta una topografía relativamente abrupta mostrando diferencias de nivel alrededor de los 40 metros.

El suelo está conformado en su gran mayoría por roca caliza porosa, presentándose también suelo arcilloso limoso, con algo de cantos rodados.

### **9.3 VÍAS DE COMUNICACIÓN**

Las poblaciones de Turbaco y Arjona están ubicadas sobre la carretera pavimentada Troncal de Occidente que une a Cartagena con el interior del país. Turbaco se encuentra a 21 km de Cartagena y Arjona a 33 km.

La población de Turbana se comunica con Turbaco por una carretera secundaria en una longitud de aproximadamente 8 km.

## 10. ESTADO SANITARIO

### 10.1 SUMINISTRO

La capacidad nominal total del acueducto está limitada por la Planta de Tratamiento ubicada en la población de Arjona con capacidad teórica de 290 L/seg.

En la actualidad se tratan entre 200 L/seg y 220 L/seg los cuales presentan las siguientes características antes y después del tratamiento:

<b>Tabla 10.1</b> Análisis de agua cruda.					
MUESTRA: Agua Cruda (Gambote)			FECHA: Agosto 14/99		
	PPM	Factor	PPM como	Fn	U <sub>minio</sub>
Calcio Ca ++	16.03	2.50	40.07		
Magnesio Mg ++	2.86	4.11	11.76		
Sodio Na +	2.69	2.17	5.84		
TOTAL CATIONES			57.68		
Bicarbonato H C O <sub>3</sub>	54	0.82	44.28		
Hydróxido O H	= 0 =				
Sulfato S O <sub>4</sub>	10	1.04	10.4		
Cloruro	2.13	1.41	3.00		
TOTAL ANIONES			57.68		
Sílice S L O <sub>2</sub>	3.10				
Dureza total			51.84		
Alcalinidad	54				
Turbidez				100	
P H	7.25				
Hierro Total	0.060				
Conductividad					115
OBSERVACIONES: Materia orgánica = 22.75 PPM					

<b>Tabla 10.2</b> Análisis de agua tratada.					
MUESTRA: Agua Tratada			FECHA: Agosto 14/99		
	PPM	Factor	PPM como	Fn	U <sub>min</sub>
Calcio Ca ++	17.63	2.50	44.07		
Magnesio Mg ++	1.71	4.11	7.05		
Sodio Na +	1.56	2.17	3.40		
TOTAL CATIONES			54.52		
Bicarbonato H C O <sub>3</sub>	40	0.82	32.8		
Hydróxido O H	= 0 =				
Sulfato S O <sub>4</sub>	18	1.04	18.72		
Cloruro	2.13	1.41	3.00		
TOTAL ANIONES			54.52		
Sílice S L O <sub>2</sub>	1.95				
Dureza total			51.12		
Alcalinidad	40				
Turbidez				5.0	
P H	7.0				
Hierro Total	0.010				
Conductividad					115
OBSERVACIONES: Materia orgánica = 8.53 PPM					

De los 200 L/seg tratados actualmente 138.9 L/seg se envían a Turbaco y 61.1 L/seg se distribuyen en Arjona.

La población de Turbana debido a la insuficiencia del servicio es abastecida mediante compra de agua en bloque a la empresa Aguas de Cartagena con unos costos elevados.

## 10.2 COBERTURA

Para evaluar la cobertura actual se procedió a calcular la demanda con la siguiente información suministrada por Planeación de Arjona y la Secretaria de Salud de Turbaco.

<b>Tabla 10.3</b> Vivienda y suscripción al acueducto en los municipios Arjona y Turbaco					
Municipio	Viviendas Existentes		Viviendas Suscritas		% Susc Urbana
	Urbana	Rural	Urbana	Rural	
Arjona	6629	1711	5212	99	78.62%
Turbaco	7903	573	5074	67	64.20%
Totales	14532	2284	10286	166	70.78%
	16816		10452		

Fuente: Planeación Arjona, Secretaria de Salud Turbaco

Atendiendo a la situación en la que se encuentra actualmente el acueducto se calcula la demanda con un **consumo restringido** de **1000 L/viv.d** (30 m<sup>3</sup>/viv.d) estimado por el gerente de la empresa. Luego tenemos:

<b>Tabla 10.4.</b> Demanda Urbana Arjona, Turbaco (L/seg)*				
	Viviendas Urbanas Suscritas	Consumo Doméstico	Demanda Urbana Promedio	Demanda Máxima diaria
Arjona	5212	1000 L/viv.d	60.32	72.4
Turbaco	5074	1000 L/viv.d	58.73	70.47
Total Doméstico (L/seg)				142.87
Demanda Ind, Comerc y Pública			19**	22.80
Total (L/seg)				165.67

\* Vease: CLASIFICACIÓN DEL CONSUMO DE AGUA Y CAUDAL DE DISEÑO capítulo 4; numerales 4.2, 4.4

\*\*Vease Tabla 13.8

Se calcula luego el consumo potencial teniendo en cuenta el total de viviendas urbanas y rurales existentes:



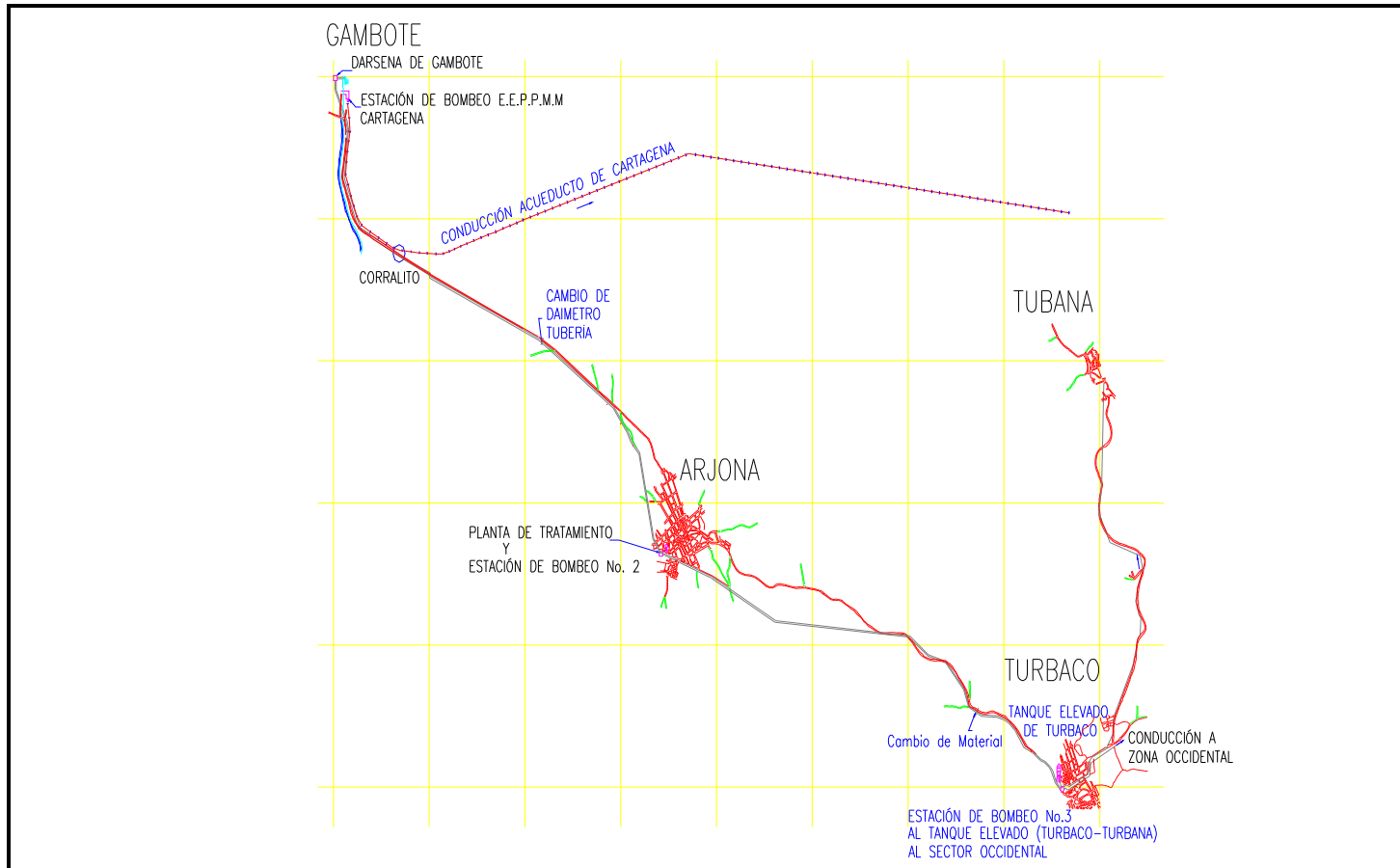
<b>Tabla 10.5</b> Consumo Potencial Arjona, Turbaco (L/seg)				
Potencial Urbano				
	Viviendas Urbanas existentes	Consumo Doméstico	Demanda Urbana Promedio	Demanda Máxima diaria
Arjona	6629	1000 L/viv.d	76.72	92.10
Turbaco	7903	1000 L/viv.d	91.47	109.76
Demanda Ind, Comerc y Pública			19	22.80
Total (L/seg)				224.70

Potencial Urbano y Rural				
	Viviendas Urbanas y Rurales existentes	Consumo Doméstico	Demanda Urbana Promedio	Demanda Máxima diaria
Arjona	8340	1000 L/viv.d	96.53	115.84
Turbaco	8476	1000 L/viv.d	98.10	117.72
Demanda Ind, Comerc y Pública			19	22.80
Total (L/seg)				256.4

Es conveniente anotar que los suscriptores potenciales no conectados a la red se abastecen mediante venta de agua o regalo de los suscriptores conectados; como también de pozos, aljibes o arroyos en condiciones antisépticas.

## 11. INFRAESTRUCTURA TÉCNICA

### 11.1 ESQUEMA GENERAL DEL ACUEDUCTO



A continuación se presenta la descripción de los principales componentes del sistema del Acueducto Regional existente:

**Figura 11.1**  
Esquema General del Acueducto

## 11.2 CAPTACIÓN

El Acueducto Regional capta agua para el sistema mediante una dársena localizada en el lado derecho del Canal del Dique, en cercanías de la población de Gambote.

De la citada dársena también se abastece el acueducto de la ciudad de Cartagena, operado por la empresa Aguas de Cartagena. Ambos sistemas poseen sus propias estaciones de bombeo.

Figura 11.2 Sistema de captación

## 11.3 ESTACIÓN DE BOMBEO DE GAMBOTE

La Estación de bombeo de Gambote cuenta con cinco grupos motor-bomba. Las características de estos equipos son las siguientes:

- Conjunto de tres bombas; funcionan dos en paralelo y una para *stand by*.
  - **Motores:** Potencia 450 hp, Voltaje 440 V, Revoluciones 1780 RPM
  - **Bombas:** Caudal 1744 GPM (110 L/seg), HD 483 ft (147 m), Revoluciones 1750 RPM, Succión Horizontal.

■ Conjunto de dos bombas; funciona una para *stand by*.

- **Motores:** Potencia 150 hp, Voltaje 440 V, Revoluciones 1800 RPM
- **Bombas:** Caudal 1110 GPM (70 L/seg), HD 335 ft (102 m), Revoluciones 1800 RPM, Succión Horizontal.

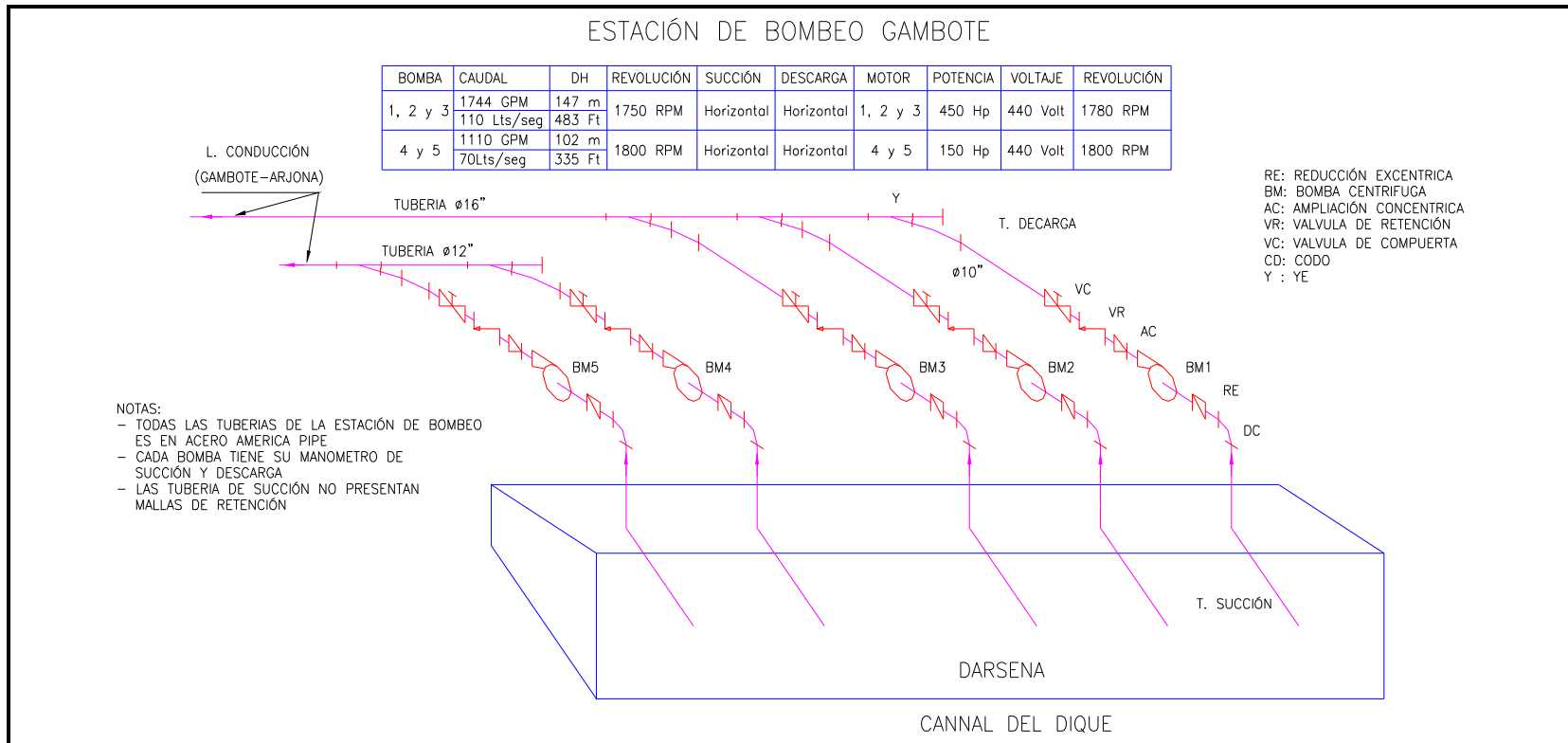


Figura 11.3 Estación de Bombeo de Gambote.

Figura 11.4 Vista General Estación de Bombeo Gambote.

#### **11.4 CONDUCCIÓN GAMBOTE ARJONA**

El agua cruda es transportada hacia la planta de tratamiento en Arjona por dos tuberías de Asbesto-Cemento (AC):

- La primera tubería es de 16"; tiene una longitud total de 12744 metros aproximadamente, de los cuales 4770 son de clase 40 y 7974 son de clase 30.
- La segunda tubería es de 14", que en el trayecto se reduce a 12"; tiene una longitud de 12744 metros distribuidos así: 3317 metros clase 34, 4124 metros clase 25 y un tramo final de 12" con 5303 metros clase 24.

#### **11.5 PLANTA DE TRATAMIENTO ARJONA**

Como ya se mencionó anteriormente la Planta de Tratamiento se encuentra ubicada en la población de Arjona; esta recibe el agua proveniente de la Estación de Bombeo de Gambote mediante un canal de concreto el cual aloja una canaleta Parshall  $w = 12$ . En esta canaleta se efectúa la dosificación de sulfato de aluminio.

La planta de tratamiento es de tipo convencional, con capacidad teórica de 290 L/seg.

Luego de la medición del caudal y la dosificación del sulfato de aluminio en la canaleta; se efectúan los procesos de floculación, sedimentación, filtración y desinfección.

- **Floculación:** El sistema de floculación está formado por dos unidades con cuatro compartimientos cada una.
- **Sedimentación:** La sedimentación está conformada por tres unidades de flujo horizontal.
- **Filtración:** Existen ocho unidades de filtración de tipo rata declinante con autolavado.
- **Desinfección:** La desinfección se realiza con la inyección de cloro al agua.

El agua filtrada y clorada, es conducida a un tanque enterrado, de 250 m<sup>3</sup> de capacidad, que opera como tanque de succión para los equipos de bombeo que impulsan al tanque elevado que abastece a la población de Arjona y a dos líneas de impulsión dirigidas hacia la población de Turbaco

Figura 11.5 Planta de Tratamiento Arjona

## 11.6 ESTACIÓN DE BOMBEO PLANTA DE TRATAMIENTO ARJONA

La Estación de Bombeo de la Planta de Tratamiento cuenta con siete grupos motor-bomba los cuales suministran agua a las poblaciones de Arjona y Turbaco. Los equipos se encuentran organizados de la siguiente manera:

- Suministro a Arjona mediante conjunto de dos bombas; funciona una para *stand by*.
  - **Bombas:** Caudal 1347.2 GPM (85 L/seg), HD 78.74 ft (24 m), Potencia 40 hp, Revoluciones 1750 RPM, Succión Horizontal.

El suministro hasta Turbaco se realiza por dos tuberías: una de 14" y otra de 12"

- Suministro hasta Turbaco por tubería de 14" mediante conjunto de tres bombas; funcionan dos en paralelo y una para *stand by*.
  - **Motores:** Potencia 215 hp, Voltaje 440 V, Revoluciones 1750 RPM
  - **Bombas:** Caudal 261 m<sup>3</sup>/h (72.5 L/seg), HD 656 ft (200 m), Revoluciones 1750 RPM, Succión Horizontal.
  
- Suministro hasta Turbaco por tubería de 12" mediante conjunto de dos bombas; funciona una para *stand by*.
  - **Motores:** Potencia 190 hp, Voltaje 440 V, Revoluciones 1750 RPM
  - **Bombas:** Caudal 216 m<sup>3</sup>/h (60 L/seg), HD 574 ft (175 m), Revoluciones 1750 RPM, Succión Horizontal.

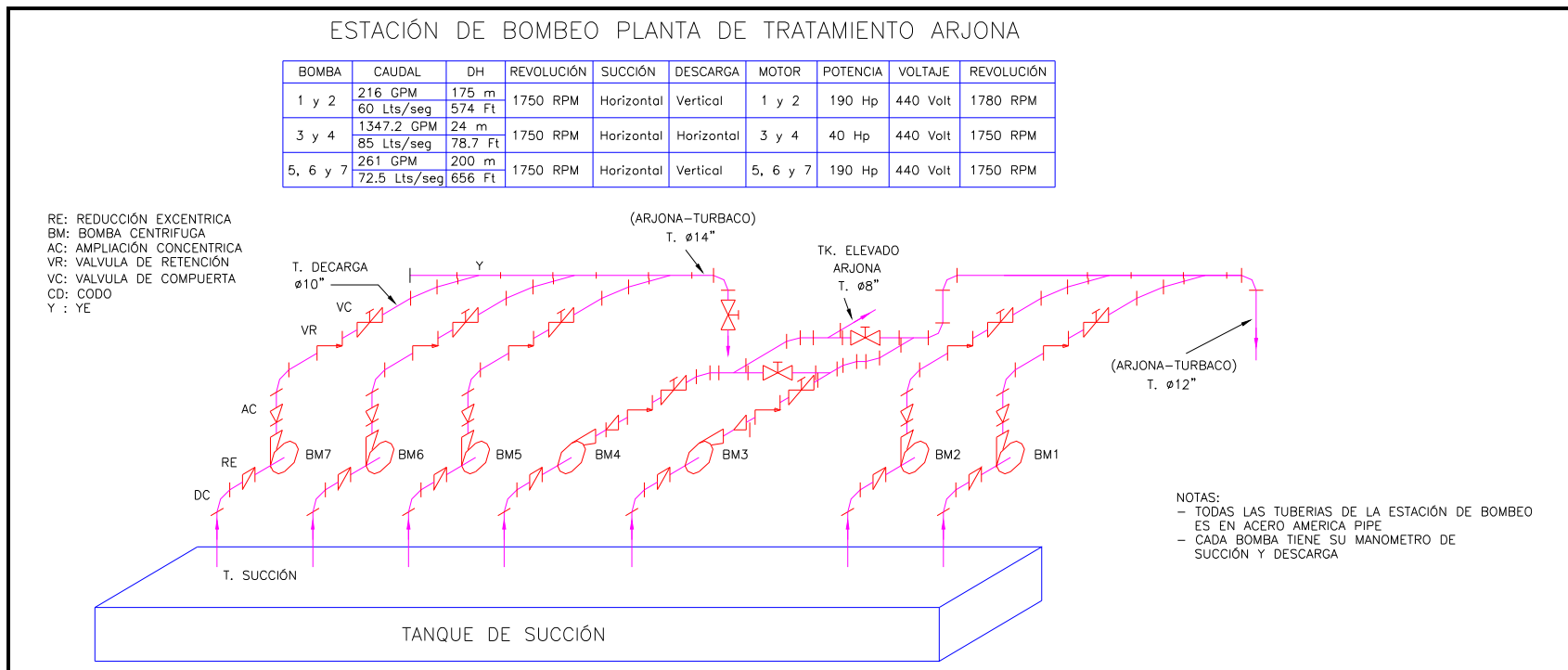


Figura 16. Estación de Bombeo de Arjona.



Figura 17. Vista General Estación de Bombeo Arjona.

### **11.7 CONDUCCIÓN ARJONA TURBACO**

El agua tratada que recibe Turbaco de la Planta de Tratamiento de Arjona es conducida por dos tuberías:

- La primera tubería es de 14" Asbesto-Cemento (AC); con una longitud total de 11715 metros aproximadamente, de los cuales 6400 son de clase 44 y 5315 son de clase 34.
- La segunda tubería es de 12" American Pipe (AP); con una longitud de 8890 metros inicialmente y 12" Asbesto-Cemento (AC) marca Italit en los 2654 metros finales.

### **11.8 ESTACIÓN DE BOMBEO TURBACO**

Las impulsiones de 14" y 12" llegan a un tanque enterrado de una capacidad de 129 m<sup>3</sup>, que opera como tanque de succión para los equipos de bombeo de la estación de Turbaco. La Estación de bombeo de Turbaco cuenta con cuatro grupos motor-bomba los cuales suministran agua a las población Turbaco. Los equipos se encuentran organizados de la siguiente manera:

- Suministro al tanque elevado de Turbaco mediante conjunto de dos bombas; funciona una para *stand by*.
  - **Bombas:** Caudal 1822 GPM (115 L/seg), HD 147 ft (44.8 m), Revoluciones 1780 RPM, Succión Horizontal.
  
- Suministro al tanque elevado del sector Altamira mediante conjunto de dos bombas; funciona una para *stand by*.
  - **Bombas:** Caudal 1426 GPM (90 L/seg), HD 181 ft (55.17 m), Revoluciones 1780 RPM, Succión Horizontal.

En la zona adyacente a la estación de bombeo, en una caseta independiente, existen dos grupos motor bomba recientemente remontados que abastecen al sector de San Pedro, con bombas Hidromag y motor de 30 hp, estos equipos suministraban fluido a la población de Turbana.

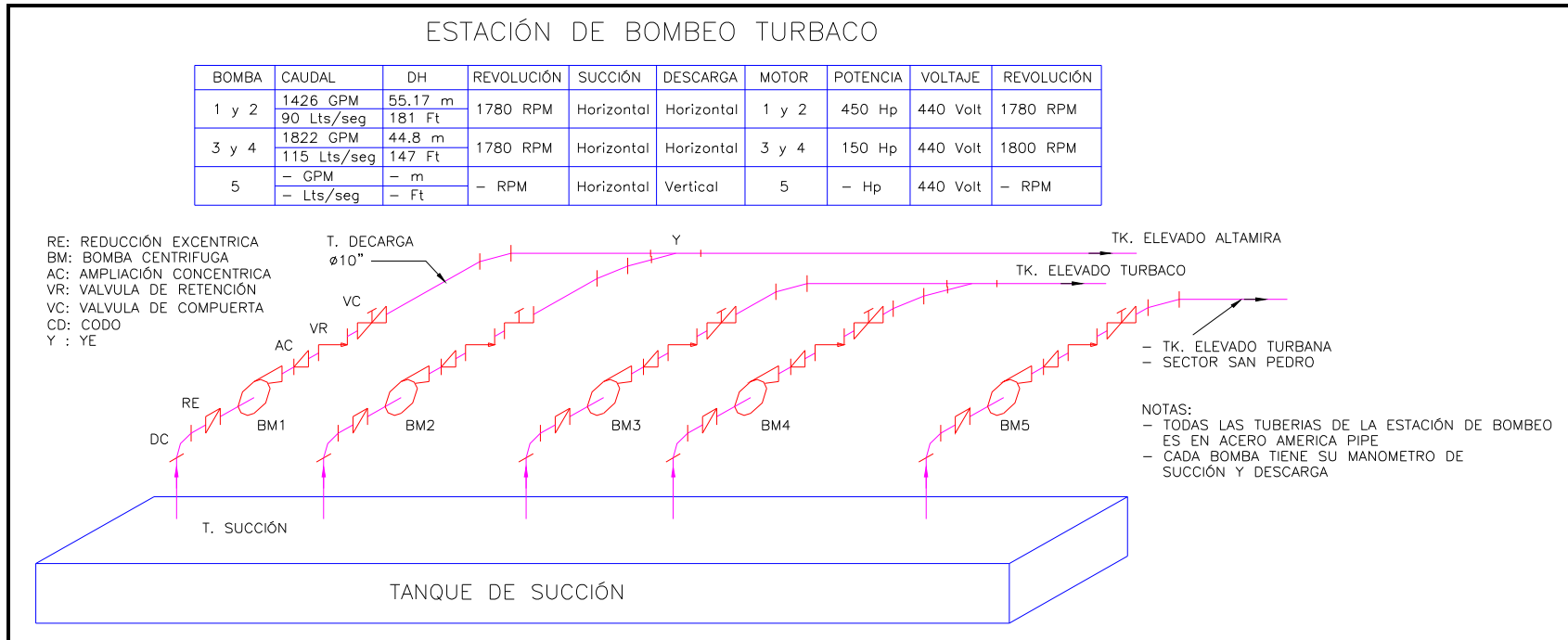


Figura 18. Estación de Bombeo de Turbaco.

Figura 19. Vista General Estación de Bombeo Turbaco.

### **11.9 ESTADO ACTUAL DE LOS EQUIPOS**

■ Estación de Bombeo de Gambote:

De las cinco bombas existentes en esta estación se encuentra fuera de servicio dos bombas una de 110 L/seg y otra de 70 L/seg.

Los equipos de la estación de Gambote tienen aproximadamente 12 años de haberse instalado pero solamente 2 años de estar funcionando en su totalidad.

■ Estación de Bombeo Planta de Tratamiento Arjona:

Las bombas que suministran agua a Arjona presentan fallas mecánicas. Una de ellas está desacoplada de la volanta de inercia y la otra tiene fallas en los rodamientos.

En el conjunto de bombas que impulsan agua hasta Turbaco por la conducción de 14", se encuentra una bomba desarmada con el eje principal partido.

Los equipos de la estación de Arjona tienen aproximadamente 11 años de uso.

■ Estación de Bombeo Turbaco:

De las cuatro bombas existentes en esta estación se encuentra fuera de servicio una de las que suministran agua al tanque elevado de Turbaco.

A

B

Figura 20. Estado de Estación de Bombeo. A) Gambote, B) Arjona.

## 12. PERÍODO Y POBLACIÓN DE DISEÑO

Atendiendo las consideraciones sobre los períodos de diseño expuestas en el capítulo 2., numerales 2.1 y 2.2; se elige para la presente obra un período de diseño de 25 años.

La información demográfica básica utilizada en el presente proyecto es la siguiente:

<b>Cuadro 12.</b> Censos disponibles para la proyección de población		
Año	Municipio	Población
1973	Arjona	29104
	Turbaco	25138
	Turbana	8668
	Cartagena	384961
1985	Arjona	37033
	Turbaco	34205
	Turbana	9446
	Cartagena	531426
1993	Arjona	41384
	Turbaco	37530
	Turbana	10361
	Cartagena	656632

Fuente: DANE Bol.

<b>Cuadro 13.</b> Población desplazada (fecha actual, 1999)			
Municipio	Arjona	Turbaco	Turbana
Población (personas)	1147	853	no se registran

Fuente: Municipios Arj., Tbco., Tbna.

Para efectuar las proyecciones se escoge el método de las relaciones de residencia; por ser este el método que tiene en cuenta el dinamismo que presentan poblaciones pequeñas, como las de nuestro regional, frente a grandes concentraciones poblacionales representadas en este caso por la capital del departamento (Cartagena).

Para aplicar la metodología procedemos a seguir según el numeral 3.2.5.

Calculamos las relaciones de residencia con la siguiente expresión:

$$Rel Res = \frac{Poblac. Mpio}{Resto} * 100$$

<b>Cuadro 14.</b>									
Bolívar, población residente en los municipios que conforman el regional ordenados en forma creciente, según cifras del censo 1993									
	Poblaciones de los municipios y poblaciones acumuladas de los restantes municipios						Relaciones de residencia del municipio		
	1973		1985		1993		1973	1985	1993
	Municipio	Mcpios Restantes	Municipio	Mcpios Restantes	Municipio	Mcpios Restantes			
Totales	411871		612110		745907				
Municipios									
Turbana	8668	403203	9446	602664	10361	735546	2.10	1.54	1.39
Turbaco	25138	378065	34205	568459	37530	698016	6.23	5.68	5.10
Arjona	29104	348961	37033	531426	41384	656632	7.70	6.51	5.93
Cartagena	348961	0	531426	0	656632	0	100.00	100.00	100.00





Utilizando las ecuaciones para las proyecciones de población, proyectamos la población total con la suma del total de los municipios.

<b>Cuadro 17.</b> Totales de la población residente en los municipios			
Municipios	Año		
	1973	1985	1993
Turbana	8668	9446	10361
Turbaco	25138	34205	37530
Arjona	29104	37033	41384
Cartagena	348961	531426	656632
Totales	411871	612110	745907

■ Ecuaciones para proyección lineal: ver numeral 3.2.1.

$$k_a = \frac{P_{uc} - P_{ci}}{T_{uc} - T_{ci}} \quad (\text{Ec 3.2})$$

$$k_a = \frac{745907 - 411871}{1993 - 1973} = 16701.8$$

$$P_f = P_{uc} + k_a (T_f - T_{uc}) \quad (\text{Ec 3.3})$$

$$P_f = 745907 + 16701.8 (T_f - 1993)$$

■ Ecuaciones para proyección geométrica: ver numeral 3.2.2.

$$\text{Log}(1+r) = \frac{\text{Log}\left(\frac{P_{uc}}{P_{ci}}\right)}{T_{uc} - T_{ci}} \quad (\text{Ec 3.6})$$

$$\text{Log}(1+r) = \frac{\text{Log}\left(\frac{745907}{411871}\right)}{1993 - 1973} \Rightarrow r = 0.030139816$$

$$P_f = P_{uc} (1+r)^{T_f - T_{uc}} \quad (\text{Ec 3.4})$$

$$P_f = 745907(1+0.030139816)^{T_f - 1993}$$

- Ecuaciones para la proyección logarítmica: ver numeral 3.2.3.

$$k_g = \frac{\text{Ln}P_{cp} - \text{Ln}P_{ca}}{T_{cp} - T_{ca}} \quad (\text{Ec 3.9})$$

calculamos dos valores de  $k_g$  entre los censos:

$$k_{g1} \left\langle \begin{matrix} 1973 \\ 1985 \end{matrix} \right\rangle = 0.033 \quad k_{g2} \left\langle \begin{matrix} 1985 \\ 1993 \end{matrix} \right\rangle = 0.0247$$

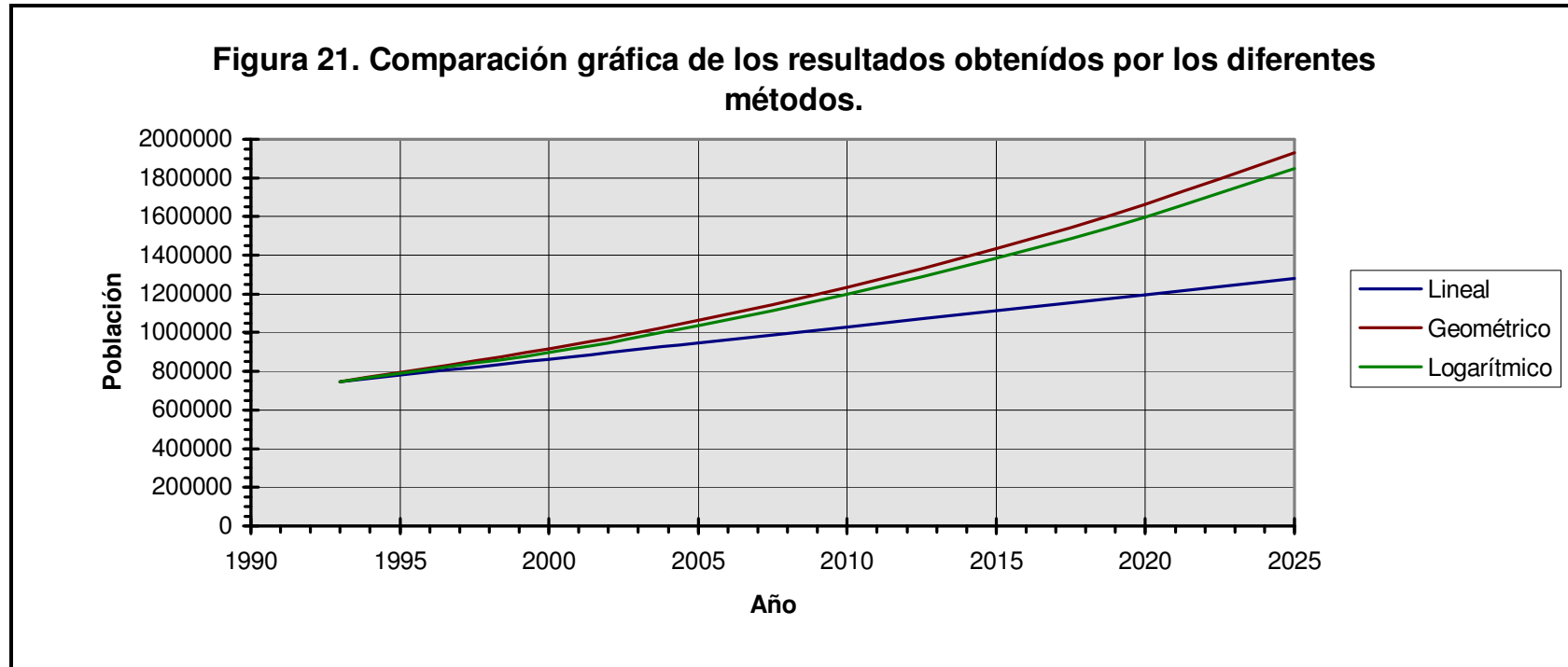
luego  $k_{gprom} = 0.028864$

$$\text{Ln}P_f = \text{Ln}P_{ci} + k_{gprom}(T_f - T_{ci}) \quad (\text{Ec 3.11})$$

$$\text{Ln}P_f = \text{Ln}411871 + 0.028864 k_{gprom}(T_f - 1973)$$

<b>Cuadro 18.</b> Proyecciones del total de la población residente en los municipios que conforman el regional							
Método de estimación	Año						
	1993	2000	2005	2010	2015	2020	2025
Lineal	745907	862820	946329	1029838	1113347	1196856	1280365
Geométrico	745907	918244	1065219	1235719	1433509	1662958	1929133
Logarítmico	745907	897882	1037281	1198323	1384367	1599295	1847592

Analizando gráficamente el comportamiento de la población tenemos:



De acuerdo con las tendencias de crecimiento de la población indicadas en la figura 21, es posible pensar en descartar la proyección lineal, ya que esta se aparta del comportamiento presentado por los otros dos métodos (geométrico y logarítmico).

La población definitiva se calcula tomando el promedio aritmético de los valores geométrico y logarítmico:

<b>Cuadro 19.</b>							
Población total definitiva							
Método de estimación	Año						
	1993	2000	2005	2010	2015	2020	2025
Promedio (valor definitivo)	745907	908063	1051250	1217021	1408938	1631127	1888362

Para derivar la proyección de la población residente en cada uno de los municipios procedemos de acuerdo el numeral 3.2.5.

Calculamos las poblaciones en los municipios con la siguiente expresión:

$$Poblac. Mcpio = \frac{Resto * Rel Res}{100}$$

<b>Cuadro 20.</b> Bolívar, Proyecciones de población a partir de las proyecciones previas de la población total de los municipios que conforman el regional									
	2000			2005			2010		
	Municipio	Mcipios Restantes	Rel de Residencia	Municipio	Mcipios Restantes	Rel de Residencia	Municipio	Mcipios Restantes	Rel de Residencia
Totales	908063			1051250			1217021		
Municipios									
Turbana	10624	897439	1.17	11038	1040212	1.05	11562	1205459	0.95
Turbaco	43167	854272	4.81	47642	992570	4.58	52558	1152901	4.36
Arjona	46045	808227	5.39	50026	942545	5.04	54417	1098484	4.72
Cartagena	808227	0	100	942545	0	100	1098484	0	100

<b>Cuadro 20. (continuación)</b> Bolívar, Proyecciones de población a partir de las proyecciones previas de la población total de los municipios que conforman el regional									
	2015			2020			2025		
	Municipio	Mcipios Restantes	Rel de Residencia	Municipio	Mcipios Restantes	Rel de Residencia	Municipio	Mcipios Restantes	Rel de Residencia
Totales	1408938			1631127			1888362		
Municipios									
Turbana	11976	1396962	0.85	12560	1618567	0.77	13030	1875332	0.69
Turbaco	57974	1338988	4.15	63933	1554634	3.95	70700	1804632	3.77
Arjona	59183	1279805	4.42	64362	1490272	4.14	70020	1734613	3.88
Cartagena	1279805	0	100	1490272	0	100	1734613	0	100

Para proyectar la población desplazada empleamos el modelo de crecimiento individual de cada municipio.

Mediante cálculos previos en cada municipio tenemos los siguientes parámetros para cada método de proyección:

**Arjona:** Lineal:  $k_a = 614$  hab/año      Geométrico:  $r = 1.7757 \cdot 10^{-2}$       Logarítmico:  $k_{gprom} = 0.017$

**Turbaco:** Lineal:  $k_a = 619.6$  hab/año      Geométrico:  $r = 2.024 \cdot 10^{-2}$       Logarítmico:  $k_{gprom} = 1.8631 \cdot 10^{-2}$

<b>Cuadro 21.</b>							
Proyecciones de la población desplazada residente en Arjona							
Método de estimación	Año						
	1999	2000	2005	2010	2015	2020	2025
Lineal	1147	1761	4831	7901	10971	14041	17111
Geométrico	1147	1167	1275	1392	1520	1660	1813
Logarítmico	1147	1167	1270	1383	1506	1639	1785

<b>Cuadro 22.</b>							
Proyecciones de la población desplazada residente en Turbaco							
Método de estimación	Año						
	1999	2000	2005	2010	2015	2020	2025
Lineal	853	1473	4571	7669	10767	13865	16963
Geométrico	853	870	962	1063	1175	1299	1436
Logarítmico	853	869	954	1047	1149	1261	1385

De la misma manera como se hizo para calcular el total de la población residente en cada municipio, promediamos los valores geométrico y logarítmico para obtener el valor definitivo de desplazados.

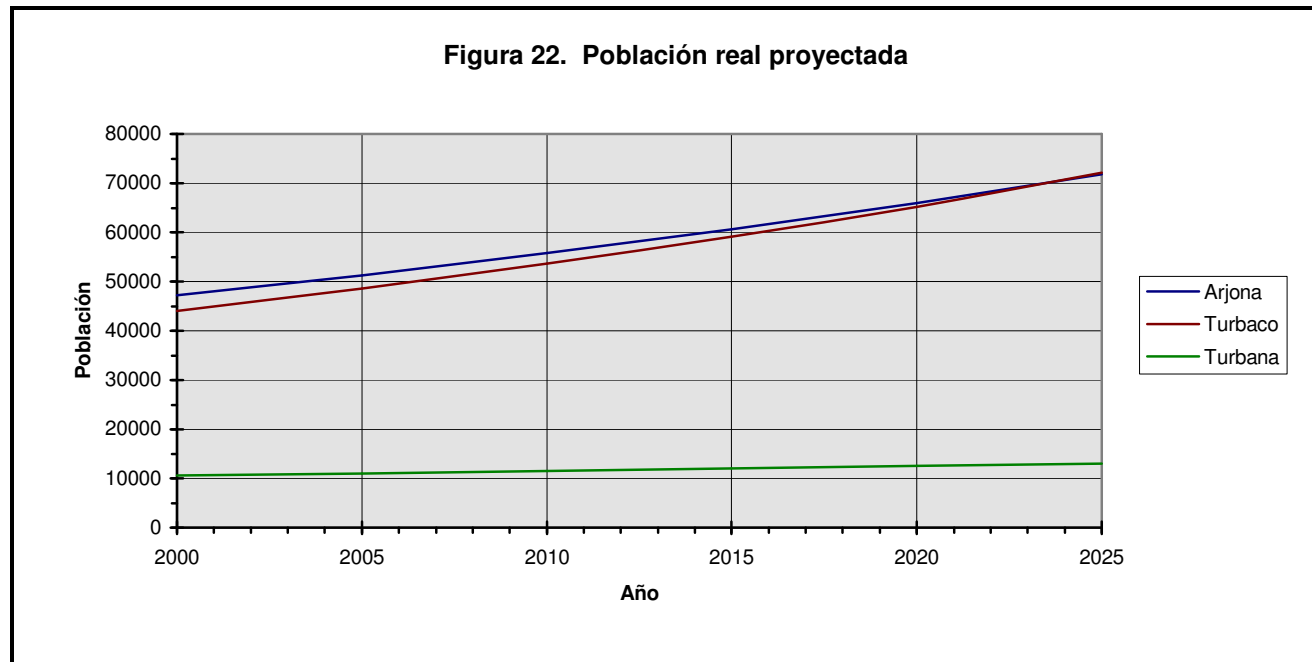
<b>Cuadro 23.</b> Proyecciones de la población desplazada residente en cada municipio (promedios)						
Municipio	Año					
	2000	2005	2010	2015	2020	2025
Arjona	1167	1273	1388	1513	1650	1799
Turbaco	870	958	1055	1162	1280	1411

Con las proyecciones de población obtenidas con el método de las relaciones de residencia y con las proyecciones de la población desplazada, calculamos la población total en los municipios

<b>Cuadro 24.</b> Proyecciones de la población residente en cada municipio						
Municipio	Año					
	2000	2005	2010	2015	2020	2025
Arjona						
Proyec Rel de res	46045	50026	54417	59183	64362	70020
Pob desp	1167	1273	1388	1513	1650	1799
Total	47212	51299	55805	60696	66012	71819
Turbaco						
Proyec Rel de Res	43167	47642	52558	57974	63933	70700
Pob desp	870	958	1055	1162	1280	1411
Total	44037	48600	53613	59136	65213	72111
Turbana						
Proyec Rel de Res	10624	11038	11562	11976	12560	13030
Pob desp	no regist	no regist	no regist	no regist	no regist	no regist
Total	10624	11038	11562	11976	12560	13030

En resumen:

<b>Cuadro 25.</b>						
Proyecciones de la población residente en cada municipio, incluyendo desplazados						
Municipio	Año					
	2000	2005	2010	2015	2020	2025
Arjona	47212	51299	55805	60696	66012	71819
Turbaco	44037	48600	53613	59136	65213	72111
Turbana	10624	11038	11562	11976	12560	13030







### 13.CONSUMO DE AGUA

Procedemos ahora a estimar el consumo de agua tomando en cuenta los factores que lo afectan, ver capítulo 4, numeral 4.1, y Cuadro 1.

Teniendo en cuenta las características de la población, numeral 4.1.3.; se toman a consideración datos de consumo clasificados de acuerdo al estrato socioeconómico suministrados por la empresa Aguas de Cartagena. También se hacen proyecciones del consumo en función de la población de acuerdo con la fórmula de Planeación Nacional; numeral 4.3, Ecuación 4.1.

Luego con los valores de consumo estimados, se calculan los caudales de diseño: medio, máximo diario y máximo horario; Ecuaciones 4.3, 4.4 y 4.5

<b>Cuadro 26.</b>						
Consumos de acuerdo a estrato socioeconómico, empresa Aguas de Cartagena						
	Estrato					
Dotaciones (L/hab. d)	1	2	3	4	5	6
Dotación real con restricción de servicio	104	139	125	150	160	
Dotación real con servicio normal	158	209	191	151	225	404

<b>Cuadro 27.</b>
Estimación del Consumo Doméstico. Calculo de la Demanda Promedio, Demanda Máxima diaria y

Demanda Máxima horaria							
Municipio	Año	Población	Consumo (L/hab.d)		Caudales (L/seg)		
			Formula de planeación	Estimado	Qpromedio	Qmáximo diario	Qmaximo horario
Arjona	2000	47212	205	250	137	164	246
	2005	51299	208	250	148	178	267
	2010	55805	210	250	161	194	291
	2015	60696	213	250	176	211	316
	2020	66012	216	250	191	229	344
	2025	71819	218	250	208	249	374
Turbaco	2000	44037	203	300	153	183	275
	2005	48600	206	300	169	203	304
	2010	53613	209	300	186	223	335
	2015	59136	212	300	205	246	370
	2020	65213	215	300	226	272	408
	2025	72111	218	300	250	300	451
Turbana	2000	10624	159	200	25	30	44
	2005	11038	160	200	26	31	46
	2010	11562	162	200	27	32	48
	2015	11976	163	200	28	33	50
	2020	12560	164	200	29	35	52
	2025	13030	165	200	30	36	54
Totales 2000					314	377	565
Totales 2020					447	536	804
Totales 2025					488	586	879

### 13.1. DEMANDA INDUSTRIAL, COMERCIAL Y PÚBLICA

La demanda industrial y comercial se calcula con base en la siguiente información suministrada por Planeación en cada municipio:

<b>Cuadro 28.</b>				
Arjona, Establecimientos Comerciales, Industriales y Públicos				
Tipo de establecimiento	Cantidad	Clasificación de acuerdo al consumo	Unidad	Total
Tiendas	110	FG	1	110
Graneros	30	FG	1	30
Centros Médicos	3	Med (cama)	20	60
Almacén de Variedades	26	Dep	1	26
Droguerías	12	FG	1	12
Almacén de Ropas	10	Dep	1	10
Almacén de Electrodomésticos	3	Dep	1	3
Kioscos	22	Fs	1	22
Ferreterías	7	Dep	1	7
Consultorios Radiológicos	1	Med (cama)	2	2
Compra Venta	4	Dep	1	4
Peluquerías	12	FG	1	12
Veterinaria	2	Med (cama)	4	8
Almacén Agropecuario	3	FG	1	3
Estaciones de Gasolina	1	Ind (empleado)	6	6
Ópticas	1	Med (cama)	1	1
Videos	3	Of (empleado)	1	3
Almacén de Plásticos	2	Dep	1	2
Floristerías	2	Dep	1	2
Confiterías	1	Of (empleado)	2	2
Laboratorios Clínicos	3	Med (cama)	1	3
Venta de Helados	1	Fs	1	1
Papelerías y Librerías	3	Dep	1	3
Panaderías	5	Ind (empleado)	5	25
Billar	8	Fs	1	8
Discoteca	3	Fs	1	3
Estanco	2	Dep	1	2
Almacén de Calzado	2	Dep	1	2
Cancha de Tejo	6	Fs	1	6

<b>Cuadro 28.</b> (continuación)				
Arjona, Establecimientos Comerciales, Industriales y Públicos				
Tipo de establecimiento	Cantidad	Clasificación de acuerdo al consumo	Unidad	Total
Hospedaje	2	Hot (habitación)	25	50
Funerarias	2	Of (empleado)	3	6
Terrazas	5	Fs	1	5
Estaderos	5	Fs	1	5
Institutos Técnicos	2	Esc	1	2
Colegios	40	Esc	1	40
Refresquerías	2	Fs	1	2
Almacén de Repuestos	4	Dep	1	4
Llanterías	3	Ind (empleado)	5	15
Ventorro	20	Dep	1	20
Restaurantes	3	Rest	1	3
Restaurante Discoteca	1	Rest	1	1
Gril	3	Fs	1	3
Taller de Soldadura	2	Ind (empleado)	4	8
Almacén de Discos	1	Dep	1	1
Minitiendas	10	Dep	1	10
Fábrica de Queso	1	Ind (empleado)	10	10
Almacén de Confecciones	10	Ind (empleado)	5	50
Taller de Ebanistería	3	Ind (empleado)	5	15
Almacén de Repuestos de Moto	1	Dep	1	1
Almacén de Repuestos de Bicicleta	2	Dep	1	2
Taller de Herrería	2	Ind (empleado)	4	8
Distribuidora de Maderas	1	Dep	1	1
Galleras	4	Fs	1	4
Asadero	1	Rest	1	1

<b>Cuadro 29.</b>				
Turbaco, Establecimientos Comerciales, Industriales y Públicos				
Tipo de establecimiento	Cantidad	Clasificación de acuerdo al consumo	Unidad	Total
Tiendas	62	FG	1	62
Graneros	13	FG	1	13
Supertiendas	6	FG	1	6
Distribuidora	4	FG	1	4
Abastos y Supermercado	12	FG	1	12
Minitienda	4	Dep	1	4
Comercializadora	2	FG	1	2
Kioscos	27	Fs	1	27
Billares	8	Fs	1	8
Estaderos	6	Fs	1	6
Cancha de tejo	3	Fs	1	3
Estancos	10	Fs	1	10
Minicantinas	4	Fs	1	4
Terrazas	5	Fs	1	5
Gallera	3	Fs	1	3
Taberna	2	Fs	1	2
Boutique	4	Dep	1	4
Baratillos	2	Dep	1	2
Variedades	14	Dep	1	14
Almacenes	20	Dep	1	20
Refresquerías	2	Fs	1	2
Pizzerías	3	Rest	1	3
Restaurante	16	Rest	1	16
Heladerías	2	Fs	1	2
Coctelería	2	Rest	1	2
Agropecuarias	4	Dep	1	4
Piladoras	1	Ind (empleado)	4	4
Expendios Form	6	FG	1	6
Expendios Inform	20	FG	1	20
Matadero	1	FG	1	1
Esparcimientos	10	Fs	1	10
Viveros	5	Fs	1	5
Floristería	2	Dep	1	2
Videotiendas	8	Of (empleado)	1	8

<b>Cuadro 29.</b> (continuación)				
Turbaco, Establecimientos Comerciales, Industriales y Públicos				
Tipo de establecimiento	Cantidad	Clasificación de acuerdo al consumo	Unidad	Total
Emisoras	3	Of (empleado)	2	6
Parabólicas	2	Of (empleado)	2	4
Canales locales	1	Of (empleado)	2	2
Computación	7	Of (empleado)	2	14
Telefonía	2	Of (empleado)	2	4
Correo	2	Of (empleado)	3	6
Fotocópias	10	Of (empleado)	2	20
Educación Superior	6	Esc	1	6
Economía Informal	129	Of (empleado)	1	129
Escuela	34	Esc	1	34
Talleres	8	Ind (empleado)	4	32
Ferretería	24	Dep	1	24
Estación de servicios	2	Ind (empleado)	6	12
Financieros	20	Of (empleado)	6	120
Residencias	4	Hot (habitación)	25	100
Peluquerías	15	FG	1	15
Panadería	15	Ind (empleado)	5	75
Carpinterías	30	Ind (empleado)	5	150
Marquetería	3	Ind (empleado)	3	9
Calzado	10	Ind (empleado)	3	30
Tapicería	2	Ind (empleado)	3	6
Fabrica de Bloques	5	Ind (empleado)	10	50
Taller de Herrería	8	Ind (empleado)	4	32
Transformación piedra	3	Ind (empleado)	5	15
Plásticos	1	Ind (empleado)	5	5
Químicos	1	Ind (empleado)	5	5
Bancario	1	Of (empleado)	10	10
Baldosas	2	Ind (empleado)	10	20
Carrocerías	2	Ind (empleado)	10	20
Taller Industrial	1	Ind (empleado)	5	5
Consultorio Médico	6	Med (cama)	1	6
Hospital	1	Med (cama)	1	1
E.P.S. - A.R.S.	3	Med (cama)	20	60
Laboratorio	2	Med (cama)	20	40
Droguerías Y Farmacias	20	FG	1	20
Lacteos	1	Ind (empleado)	10	10

<b>Cuadro 30.</b>				
Turbana, Establecimientos Comerciales, Industriales y Públicos				
Tipo de establecimiento	Cantidad	Clasificación de acuerdo al consumo	Unidad	Total
Hoteles		Hot(habitación)		0
Escuelas	10	Esc	1	10
Industrias		Ind(empleado)		0
Depósitos de materiales	5	Dep	1	5
Farmacias	40	FG	1	40
Heladerías	2	Fs	1	2
Restaurantes	2	Rest	1	2
Oficina	1	Of (empleado)	20	20
Hospitales	1	Med (cama)	20	20

Los establecimientos comerciales, industriales fueron catalogados de acuerdo a las entidades enunciadas en el cuadro2. de la siguiente manera:

- Hoteles (**Hot**): Hospedajes
- Escuelas (**Esc**): Colegios, Institutos Técnicos
- Industrias (**Ind**): Panadería, Talleres de Soldadura, Fábricas de Alimento, Almacenes de Confecciones, Taller de Herrería, Llanterías.
- Depósitos de Materiales (**Dep**): Almacenes de Variedades, Ropa, Electrodomésticos, Ferreterías, Compraventas, Estación de Gasolina, Almacén de Plásticos, Floristerías, Librerías, Papelerías, Estancos, Almacén de Repuestos, Discos, Repuestos de Moto, Repuestos de Bicicleta, Distribuidora de Madera.
- Farmacias o Graneros (**FG**): Tiendas, Graneros, Droguerías, Almacén Agropecuario, Peluquerías.
- Fuentes de Soda y Heladerías (**Fs**): Ventas de Helado, Billar, Discoteca, Cancha de Tejo, Estaderos, Refresquerías, Gril, Galleras, Terrasas.
- Restaurantes (**Rest**): Kioscos, Restaurantes, Asaderos.
- Oficinas: (**Of**): Videos, Funerarias, Confiterías.
- Hospitales (**Med**): Centros Médicos, Consultorios Radiológicos, Veterinarias, Ópticas, Laboratorio Clínico.

Organizando la información anterior según el cuadro 2., tenemos:



<b>Cuadro 31.</b>					
Demanda Industrial, Comercial y Pública (valores promedio para fecha actual, 1999)					
Entidad	Consumo (L/d)	Cantidad (*hab,*pers,*cama)			L/d
		Arjona	Turbaco	Turbana	
Hoteles (por habitación)	500	50	100		75000
Escuelas	1300	42	40	10	119600
Industrias (por persona empleada)	80	137	480		49360
Depósito de materiales	100	100	74	5	17900
Farmacias o Graneros	500	167	161	40	184000
Fuentes de soda y heladerías	200	59	87	2	29600
Restaurantes	1000	5	21	2	28000
Oficina (por empleado)	80	11	323	20	28320
Hospitales (por cama)	400	74	88	20	72800
<b>Total</b>					<b>604580</b>

Procedemos a calcular la demanda máxima diaria y máxima horaria ya que este valor representa el caudal promedio, ver numeral 4.2.2.

Para calcular el caudal en litros por segundo (L/s), estimamos la demanda durante 8 horas diarias, ver numeral 4.1.2.

Luego según las ecuaciones 4.3 y 4.4:

$$Demanda Industrial (Q_{promedio} 1999) = 604580(L/d) / (60 * 60 * 8 \text{ seg} / \text{dia}) = 21 L / \text{seg}$$

$$Demanda Industrial Q_{maximo diario} = 1.2 * Q_{promedio} = 1.2 * 21 = 25.2 L / \text{seg}$$

$$Demanda Industrial Q_{maximo horario} = 1.8 * Q_{promedio} = 1.8 * 21 = 37.8 L / \text{seg}$$

Con la Demanda Industrial Comercial y Pública Promedio calculada en el cuadro anterior (Cuadro 31), y la Demanda Doméstica Promedio calculada en el cuadro 27 calculamos el Consumo Promedio Total.

Los valores de demanda Industrial Comercial y Pública Promedio para los años venideros se aproximan de acuerdo al crecimiento de la población. Calculamos entonces en la fecha actual los porcentajes que representan cada uno con respecto a la Demanda Promedio Total, estos porcentajes nos servirán para estimar la Demanda Industrial Comercial y Pública Promedio en los años siguientes.

De acuerdo a las demandas promedio calculadas en los cuadros 27y 31, actualmente tenemos:

<b>Cuadro 32.</b>			
Demandas Promedio Actuales			
	Demanda Doméstica (Cuadro 27)	Demanda Ind, Com y Público (Cuadro 31)	Total
Caudal (L/seg)	314	21	335
Porcentaje %	93.73	6.27	100

Los valores de el cuadro 31 los podemos agrupar de la siguiente manera para obtener la Demanda Industrial Comercial y Pública Promedio en cada municipio:

<b>Cuadro 33.</b>								
Demanda Industrial Comercial y Pública Promedio								
Entidad	Demanda (L/d)	Cantidad (*hab,*pers,*cama)						Total
		Arjona	L/d	Turbaco	L/d	Turbana	L/d	
Hoteles (por habitación)	500	50	25000	100	50000		0	75000
Escuelas	1300	42	54600	40	52000	10	13000	119600
Industrias (por persona empleada)	80	137	10960	480	38400		0	49360
Depósito de materiales	100	100	10000	74	7400	5	500	17900
Farmacias o Graneros	500	167	83500	161	80500	40	20000	184000
Fuentes de soda y heladerías	200	59	11800	87	17400	2	400	29600
Restaurantes	1000	5	5000	21	21000	2	2000	28000
Oficina (por empleado)	80	11	880	323	25840	20	1600	28320
Hospitales (por cama)	400	74	29600	88	35200	20	8000	72800
Totales (L/d)			231340		327740		45500	604580
Totales para 8 horas diarias (L/s)			8		11		2	21
Porcentajes %			38.1		52.38		9.52	100

Con los porcentajes anteriormente hallados en los cuadro 32 y 33 calculamos la Demanda Industrial Comercial y Pública Promedio en cada municipio y la Demanda Promedio Total:

<b>Cuadro 34. Demandas Promedio</b>								
Año	Municipio	Doméstico	Total Doméstico 93.73%	Total Indust, Comerc, Púb. 6.27%	Demanda Ind, Comerc y Pública		Demanda Total 100%	Demanda Total en cada Municipio
					Porcentajes %	L/seg		
2000	Arjona	137	315	21	38.1	8	336	145
	Turbaco	153			52.38	11		164
	Turbana	25			9.52	2		27
2005	Arjona	148	343	23	38.1	9	366	157
	Turbaco	169			52.38	12		181
	Turbana	26			9.52	2		28
2010	Arjona	161	374	25	38.1	10	399	171
	Turbaco	186			52.38	13		199
	Turbana	27			9.52	2		29
2015	Arjona	176	409	27	38.1	10	436	186
	Turbaco	205			52.38	14		219
	Turbana	28			9.52	3		31
2020	Arjona	191	446	30	38.1	11	476	202
	Turbaco	226			52.38	16		242
	Turbana	29			9.52	3		32
2025	Arjona	208	488	33	38.1	12	521	220
	Turbaco	250			52.38	17		267
	Turbana	30			9.52	4		34

Con las Demandas Promedio calculamos los caudales Máximos diarios y Máximos horarios utilizando las ecuaciones 4.3 y 4.4.

<b>Cuadro 35. Caudales Máximos diarios y Máximos horarios</b>							
Año	Municipio	Demanda Promedio en cada Municipio	Total Promedio	Demanda Máxima diaria en cada municipio	Total máximo diario	Demanda Máxima horaria en cada municipio	Total máximo horario
2000	Arjona	145	336	174	403	261	605
	Turbaco	164		197		295	
	Turbana	27		32		49	
2005	Arjona	157	366	188	439	282	659
	Turbaco	181		217		326	
	Turbana	28		34		51	
2010	Arjona	171	399	205	479	307	718
	Turbaco	199		239		358	
	Turbana	29		35		53	
2015	Arjona	186	436	224	524	336	785
	Turbaco	219		263		395	
	Turbana	31		37		55	
2020	Arjona	202	476	243	571	364	857
	Turbaco	242		290		435	
	Turbana	32		38		57	
2025	Arjona	220	522	265	626	397	939
	Turbaco	267		321		481	
	Turbana	34		41		61	

El caudal que ha de transportar la conducción es el caudal máximo diario. Calculamos entonces de el cuadro anterior la cantidad de agua a transportar en los diferentes tramos de la conducción:

<b>Cuadro 36</b> Cantidad de agua a transportar para los diferentes tramos de la conducción		
Año	Tramo de conducción	Caudal a transportar (L/seg)
2000	Gambote - Arjona	403
	Arjona - Turbaco	229
	Turbaco - Turbana	32
2005	Gambote - Arjona	439
	Arjona - Turbaco	251
	Turbaco - Turbana	34
2010	Gambote - Arjona	479
	Arjona - Turbaco	274
	Turbaco - Turbana	35
2015	Gambote - Arjona	524
	Arjona - Turbaco	300
	Turbaco - Turbana	37
2020	Gambote - Arjona	571
	Arjona - Turbaco	328
	Turbaco - Turbana	38
2025	Gambote - Arjona	626
	Arjona - Turbaco	361
	Turbaco - Turbana	41

## 14. CÁLCULO DE TUBERÍAS

Habiéndose obtenido los caudales de punta futuro del proyecto (año 2025) que han de transportar los diferentes tramos de la conducción, ver cuadro 36, procedemos a calcular el diámetro de tubería a utilizar.

Atendiendo las recomendaciones hechas sobre velocidad\* (ver capítulo 5, numeral 5.6) y el control sobre el golpe de ariete\*\*, utilizamos para tanteos previos una velocidad de 1.5 m/seg.

De la ecuación de continuidad (Ec 7.2) tenemos:

$$D = 2\sqrt{\frac{Q}{V\pi}}$$

Utilizando los tamaños de tubería estándar (ver apéndice):

<b>Cuadro 37. Diámetros de tubería utilizados</b>					
Tramo	Q (L/seg)	D (m)	D (pulg)	D <sub>estandar</sub> (pulg)	V (m/seg)
Gambote - Arjona	626	0.72895	28.7	30	1.37
Arjona - Turbaco	361	0.5535	21.8	24	1.24
Turbaco - Turbana	41	0.18655	7.34	8	1.26







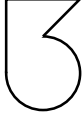

\* McGhee Terence, *Abastecimiento de agua y alcantarillado*, sexta edición, Editorial McGraw-Hill, Colombia, 1999

\*\* López Ricardo, *Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados*, Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería, Bogotá, 1999

## 15. ESTACIONES DE BOMBEO Y LÍNEAS DE CONDUCCIÓN

### 15.1 DISGREGACIÓN DE EQUIPOS

Tomando en cuenta que el período típico de diseño en plantas de bombeo es diez años, ver capítulo 2, y la posibilidad de trabajo a menos de su capacidad total (menor eficiencia)\* teniendo una sola bomba. Se optó por considerar los siguientes arreglos en paralelo:

	Q(L/seg) 2010	Opción		
Gambote - Arjona	479			
	(÷2) 239.5	C/Bomba 239.5		Stand by
Arjona - Turbaco	274			
	(÷2) 137	C/Bomba 137		Stand by
Turbaco - Turbana	35			
		C/Bomba 35	Stand by	

\* McNaughton Kenneth, *Bombas Selección, uso y mantenimiento*, McGraw-Hill, Mexico, 1996



## 15.2 DISEÑO DE ESTACIÓN DE BOMBEO

En la figura se presenta el esquema de los elementos constitutivos más importantes de las estaciones de bombeo convencionales ajustadas para éstas aplicaciones.

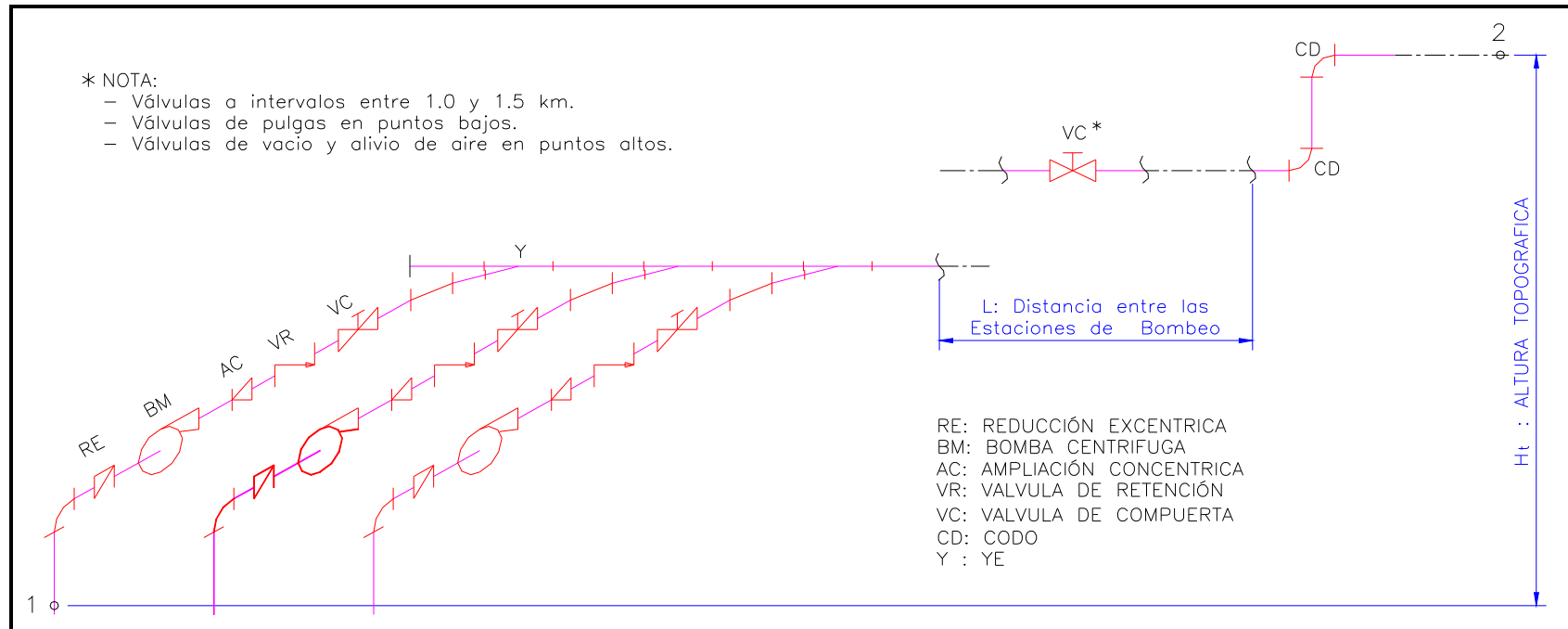


Figura 23. Esquema de la Estación de Bombeo.

Aplicando la ecuación entre los puntos 1 y 2:

$$\frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} + z_1 - h_f - h_m + H_t = \frac{P_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} + z_2$$

reorganizando:  $H_t = h_f + h_m + z_2 - z_1$  (Ec 15.1)

en donde:  $h_f = f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g}$  y  $h_m = \sum k_m \frac{V^2}{2g}$

Resumiendo los coeficientes para pérdidas en accesorios mediante la siguiente cuadro tenemos:

Cuadro 38. Resumen de Coeficientes para pérdidas menores.			
Accesorio	$k_m$	No	$\sum k_m$
Entrada con boca acampanada	0.1	1	0.1
Contracción	0.07	1	0.07
Expansión	0.1	1	0.1
Válvula de Retención	2.5	1	2.5
Válvula de compuerta	0.2	15	3
Codo 90°	0.75 - 0.8	3	2.4
Codo 45°	0.4 - 0.42	1	0.42
Unión Y salida lateral	0.8	1	0.8
Salida	1.0	1	1.0
Total			10.39

## 15.2 CÁLCULO DE LA CABEZA DE BOMBEO

Los problemas en la hidráulica de tuberías simples se pueden clasificar de acuerdo con la variable desconocida en el problema, los tipos de problema son: Comprobación de Diseño, Cálculo de Potencia Requerida, y Diseño en sí de Tubería.

Este diseño requiere de una aplicación particular: **El Cálculo de la Potencia Requerida.**

Para estos problemas se conoce el caudal demandado, la tubería (se conoce tanto la longitud como el diámetro, la rugosidad absoluta, los coeficientes de pérdidas menores de los accesorios) y las propiedades del fluido (densidad y viscosidad dinámica). Se tiene que calcular la potencia necesaria (bomba o diferencia de nivel) para mover dicho caudal a través de la tubería. Este problema se plantea cuando se quiere utilizar una tubería existente para mover un cierto caudal demandado y se desea conocer la bomba que debe ser colocada o la diferencia de nivel entre la entrada y la salida de la tubería.

Los cálculos se realizan utilizando la ecuación de Colebrook-White mediante el siguiente diagrama de flujo\* :

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log_{10} \left( \frac{e}{3.7D} + \frac{2.51}{N_R \sqrt{f}} \right) \quad \text{Colebrook-White} \quad (\text{Ec 7.8})$$

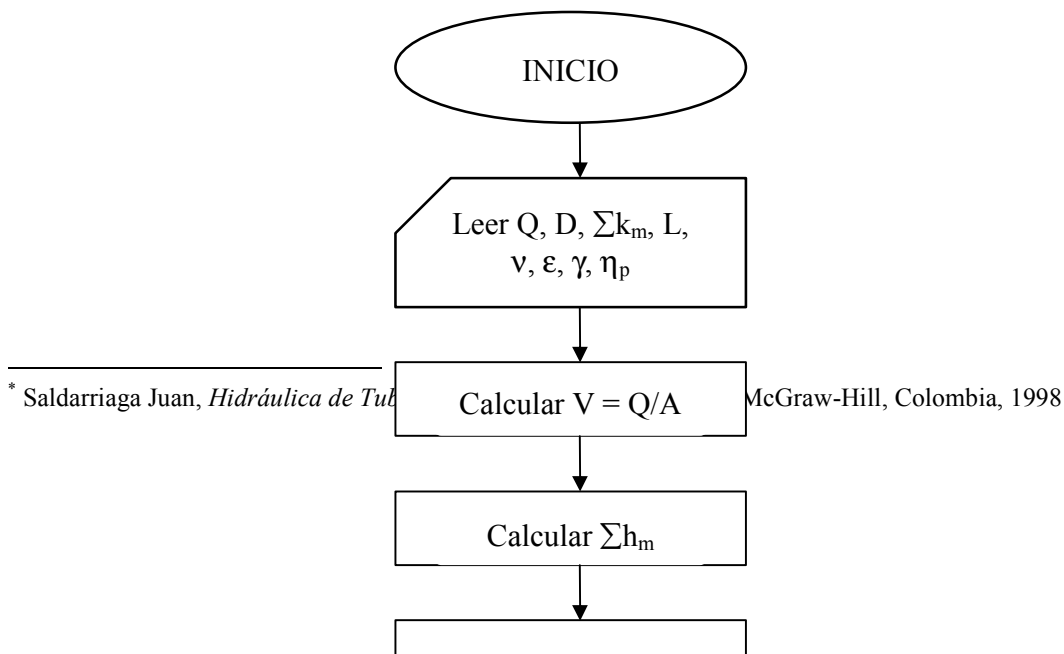


Figura 24. Cálculo de  
Potencia en tuberías  
simples

### **15.3 PERÍODOS DE DISEÑO EN EQUIPOS DE BOMBEO Y TUBERÍAS DE IMPULSIÓN**

Los equipos de bombeo se seleccionan para un período inicial de 5 a 10 años, mientras que los diámetros de las tuberías de impulsión y succión se determinan con base en el caudal necesario para el período de diseño final\*.

En el presente proyecto los años correspondientes a los períodos de diseño; 10 años en los equipos de bombeo, y el caudal de punta del proyecto para las tuberías de impulsión son: 2010 y 2025 respectivamente.

#### **15.4 TUBERÍA SELECCIONADA**

Dadas las condiciones del terreno se recomienda la utilización de tubería de Acero o Hierro Forjado (ver anexo C) con sus respectivas canalizaciones (ver capítulo 5, numeral 5.3). Con lo cual se daría solución a las continuas fallas presentadas en la tubería ocasionadas por las numerosas depresiones del terreno que son los cauces de los arroyos naturales.

#### **15.5 CÁLCULO DE LA CABEZA MANOMÉTRICA TOTAL Y PRESIÓN EN LA TUBERÍA**

Para el cálculo de la cabeza manométrica total utilizamos los siguientes valores:

$\epsilon = 0.00015 \text{ ft} = 45.72 \cdot 10^{-6} \text{ m}$	Tubería de acero Fundido (ver anexo C)
$\nu$ (viscosidad cinemática) = $1.14 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{seg}$	Para el agua a 15°C

---

\* López Ricardo, *Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados*, Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería, Bogotá, 1999

### 15.5.1 Tramo Gambote - Arjona

#### 15.5.1.1 Año 2025 (Tuberías De Impulsión)

Siguiendo el diagrama de flujo mostrado en la figura 24 tenemos:

#### Según planos del perfil de la conducción:

$$z_1 (\text{E. B. Gambote}) = 4.80 \text{ mts}$$

$$z_2 (\text{P. T. Arjona}) = 63.70 \text{ mts}$$

$$L = 12744 \text{ mts}$$

#### Del cuadro 37:

$$Q = 626 \text{ L/seg} = 0.626 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$D = 30'' = 0.762 \text{ mts}$$

$$V = 1.373 \text{ m/seg}$$

Para el esquema de la estación de bombeo seleccionada, según el cuadro 38 tenemos:

$$\sum k_m = 10.39$$

$$N_R = \frac{VD}{\nu} = 917742.10$$

$$\epsilon/D = 0.00006$$

$f = 0.0129415$  Con ( $N_R$ ,  $\epsilon$  y  $D$ ) Utilizando Moody o iteraciones con Colebrook-

White

$$h_f = f \frac{L V^2}{D 2g} = 20.82 \text{ mts}$$

$$h_m = \sum k_m \frac{V^2}{2g} = 0.999 \cong 1 \text{ mts}$$

$$H_t = h_f + h_m + z_2 - z_1 = 80.72 \text{ mts} \quad \text{Equivalentes a: } 791.056 \text{ kN/m}^2, 114.7 \text{ Psi}$$

### 15.5.1.2 Año 2010 (Equipos De Bombeo)

Siguiendo el diagrama de flujo mostrado en la figura 24 tenemos:

#### Según planos del perfil de la conducción:

$$z_1 \text{ (E. B. Gambote)} = 4.80 \text{ mts}$$

$$z_2 \text{ (P. T. Arjona)} = 63.70 \text{ mts}$$

$$L = 12744 \text{ mts}$$

#### Del cuadro 37 y según los arreglos para equipos en paralelo presentados en el numeral 15.1:

$$Q = 479 \text{ L/seg} = 0.479 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$D = 30'' = 0.762 \text{ mts}$$

$$V = 1.05 \text{ m/seg}$$

Para el esquema de la estación de bombeo seleccionada, según el cuadro 38 tenemos:

$$\sum k_m = 10.39$$

$$N_R = \frac{VD}{\nu} = 701842.1$$

$$\epsilon/D = 0.00006$$

$f = 0.013357$  Con ( $N_R$ ,  $\epsilon$  y  $D$ ) Utilizando Moody o iteraciones con Colebrook-

White

$$h_f = f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} = 12.57 \text{ mts}$$

$$h_m = \sum k_m \frac{V^2}{2g} = 0.584 \text{ mts}$$

$$H_t = h_f + h_m + z_2 - z_1 = 72.054 \text{ mts}$$

## 15.5.2 Tramo Arjona - Turbaco

### 15.5.2.1 Año 2025 (Tuberías De Impulsión)

Siguiendo el diagrama de flujo mostrado en la figura 24 tenemos:

#### Según planos del perfil de la conducción:

$$z_1 (\text{P. T. Arjona}) = 64 \text{ mts}$$

$$z_2 (\text{E. B. Turbaco}) = 177.5 \text{ mts}$$

$$L = 11715 \text{ mts}$$

#### Del cuadro 37:

$$Q = 361 \text{ L/seg} = 0.361 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$D = 24'' = 0.6096 \text{ mts}$$

$$V = 1.24 \text{ m/seg}$$

Para el esquema de la estación de bombeo seleccionada, según el cuadro 38 tenemos:

$$\sum k_m = 10.39$$

$$N_R = \frac{VD}{\nu} = 663073.68$$

$$\epsilon/D = 0.000075$$

$f = 0.0136571$  Con ( $N_R$ ,  $\epsilon$  y  $D$ ) Utilizando Moody o iteraciones con Colebrook-

White

$$h_f = f \frac{L V^2}{D 2g} = 20.59 \text{ mts}$$

$$h_m = \sum k_m \frac{V^2}{2g} = 0.815 \text{ mts}$$

$$H_t = h_f + h_m + z_2 - z_1 = 134.905 \text{ mts} \text{ Equivalentes a: } 1322.07 \text{ kN/m}^2, 191.7 \text{ Psi}$$



### 15.5.2.2 Año 2010 (Equipos De Bombeo)

Siguiendo el diagrama de flujo mostrado en la figura 15.2 tenemos:

#### Según planos del perfil de la conducción:

$$z_1 \text{ (P. T. Arjona)} = 64 \text{ mts}$$

$$z_2 \text{ (E. B. Turbaco)} = 177.5 \text{ mts}$$

$$L = 11715 \text{ mts}$$

#### Del cuadro 37 y según los arreglos para equipos en paralelo presentados en el numeral 15.1:

$$Q = 274 \text{ L/seg} = 0.274 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$D = 24'' = 0.6096 \text{ mts}$$

$$V = 0.9388 \text{ m/seg}$$

Para el esquema de la estación de bombeo seleccionada, según el cuadro 38 tenemos:

$$\sum k_m = 10.39$$

$$N_R = \frac{VD}{\nu} = 502010.95$$

$$\epsilon/D = 0.000075$$

$f = 0.0141374$  Con ( $N_R$ ,  $\epsilon$  y  $D$ ) Utilizando Moody o iteraciones con Colebrook-

White

$$h_f = f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} = 12.22 \text{ mts}$$

$$h_m = \sum k_m \frac{V^2}{2g} = 0.467 \text{ mts}$$

$$H_t = h_f + h_m + z_2 - z_1 = 126.19 \text{ mts}$$

### 15.5.3 Tramo Turbaco - Turbana

#### 15.5.3.1 Año 2025 (Tuberías De Impulsión)

Siguiendo el diagrama de flujo mostrado en la figura 24 tenemos:

#### Según planos del perfil de la conducción:

$$z_1 (\text{E. B. Turbaco}) = 179 \text{ mts}$$

$$z_2 (\text{Punto Máximo Conducción}) = 207.35 \text{ mts}$$

$$L = 7401 \text{ mts}$$

#### Del cuadro 37:

$$Q = 41 \text{ L/seg} = 0.041 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$D = 8'' = 0.2032 \text{ mts}$$

$$V = 1.2643 \text{ m/seg}$$

Para el esquema de la estación de bombeo seleccionada, según el cuadro 38 tenemos:

$$\sum k_m = 10.39$$

$$N_R = \frac{VD}{\nu} = 225355.93$$

$$\epsilon/D = 0.000225$$

$f = 0.0169983$  Con ( $N_R$ ,  $\epsilon$  y  $D$ ) Utilizando Moody o iteraciones con Colebrook-

White

$$h_f = f \frac{L V^2}{D 2g} = 50.49 \text{ mts}$$

$$h_m = \sum k_m \frac{V^2}{2g} = 0.847 \text{ mts}$$

$$H_t = h_f + h_m + z_2 - z_1 = 79.69 \text{ mts} \text{ Equivalentes a: } 780.962 \text{ kN/m}^2, 113.24 \text{ Psi}$$

### 15.5.3.2 Año 2010 (Equipos De Bombeo)

Siguiendo el diagrama de flujo mostrado en la figura 24 tenemos:

**Según planos del perfil de la conducción:**

$$z_1 \text{ (E. B. Turbaco)} = 179 \text{ mts}$$

$$z_2 \text{ (Punto Máximo Conducción)} = 207.35 \text{ mts}$$

$$L = 7401 \text{ mts}$$

**Del cuadro 37 y según los arreglos para equipos en paralelo presentados en el numeral 15.1:**

$$Q = 35 \text{ L/seg} = 0.035 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$D = 8'' = 0.2032 \text{ mts}$$

$$V = 1.0793 \text{ m/seg}$$

Para el esquema de la estación de bombeo seleccionada, según el cuadro 38 tenemos:

$$\sum k_m = 10.39$$

$$N_R = \frac{VD}{\nu} = 192380.5$$

$$\epsilon/D = 0.000225$$

$f = 0.0173476$  Con ( $N_R$ ,  $\epsilon$  y  $D$ ) Utilizando Moody o iteraciones con Colebrook-

White

$$h_f = f \frac{L V^2}{D 2g} = 37.55 \text{ mts}$$

$$h_m = \sum k_m \frac{V^2}{2g} = 0.6175 \text{ mts}$$

$$H_t = h_f + h_m + z_2 - z_1 = 66.52 \text{ mts}$$

## 15.6 SELECCIÓN DEL TIPO EFICIENTE DE BOMBA Y ESTIMACIÓN DEL RENDIMIENTO ESPERADO MEDIANTE EL PARAMETRO ADIMENSIONAL VELOCIDAD ESPECÍFICA

Con la información obtenida en el numeral anterior (15.5) calculamos el parámetro *velocidad específica* para establecer la forma del rodete o el tipo de bomba a utilizar.

### 15.6.1 Equipos De Bombeo Gambote - Arjona

$$Q = 239.5 \text{ L/seg} = 0.2395 \text{ m}^3/\text{seg} = 3796.075 \text{ GPM}$$

$$H_p = 72.054 \text{ m} = 236.4 \text{ ft}$$

$N = 1750 \text{ RPM}$  evitando reducir desgaste del impulsor\*

$$N_s = \frac{NQ^{1/2}}{H^{3/4}} = \frac{1750\sqrt{0.2395}}{72.04^{3/4}} = 34.63$$

Con  $N_s = 34.63$  obtenemos mediante el gráfico de la Fig. 8.:

Impulsor tipo Francis

Eficiencia máxima esperada:  $\eta_p$ : 87%

### 15.6.2 Equipos De Bombeo Arjona - Turbaco

$$Q = 137 \text{ L/seg} = 0.137 \text{ m}^3/\text{seg} = 2171.45 \text{ GPM}$$

$$H_p = 126.19 \text{ m} = 414 \text{ ft}$$

$N = 1750 \text{ RPM}$  evitando reducir desgaste del impulsor

$$N_s = \frac{NQ^{1/2}}{H^{3/4}} = \frac{1750\sqrt{0.137}}{126.19^{3/4}} = 17.2$$

Con  $N_s = 17.2$  obtenemos mediante el gráfico de la Fig. 8.:

Impulsor tipo Radial

Eficiencia máxima esperada:  $\eta_p$ : 78%

---

\* McNaughton Kenneth, *Bombas Selección, uso y mantenimiento*, pag 26, McGraw-Hill, Mexico, 1996

### 15.6.3 Equipos De Bombeo Turbaco - Turbana

$$Q = 35 \text{ L/seg} = 0.035 \text{ m}^3/\text{seg} = 554.75 \text{ GPM}$$

$$H_p = 66.52 \text{ m} = 218.2 \text{ ft}$$

$N = 1750 \text{ RPM}$  evitando reducir desgaste del impulsor

$$N_s = \frac{NQ^{1/2}}{H^{3/4}} = \frac{1750\sqrt{0.035}}{66.52^{3/4}} = 14$$

Con  $N_s = 14$  obtenemos mediante el gráfico de la Fig. 8.:

Impulsor tipo Radial

Eficiencia máxima esperada:  $\eta_p$ : 69%

Utilizando el gráfico de la figura 9 con los valores de Caudal (GPM) y carga total (pies) para los tres tipos de bombas. Obtuvimos zona 1 en los tres casos.

Con lo anterior corroboramos la estimación de las **RPM en 1750**, al tiempo que se sugieren bombas de **una sola etapa**.

## 15.7 TIPO DE TUBERÍA

Con los cálculos de cabeza manométrica total para el caudal de punta del proyecto efectuados en el numeral 15.5, seleccionamos el tipo de tubería con base en la presión admisible. Utilizando el tipo de tubería seleccionada y su espesor de pared (Tubería de Acero o Hierro Forjado, ver anexo C), se hacen las comprobaciones de sobrepresión para golpe de ariete.

### 15.7.1 CONDUCCIÓN GAMBOTE - ARJONA

$$L = 12744 \text{ mts}, V = 1.373 \text{ m/seg}$$

$$\text{Presión de trabajo} = 114.7 \text{ Psi}$$

**Tubería correspondiente: Clase C, 130 Libras de Presión,**

**Espesor de Pared = 1.2" = 0.03048 m**

Celeridad:  $C = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + k \frac{D}{e}}}$  Con  $k = 0.5$  para el acero (cuadro 6.) y  $e = 0.03048$  m

$C = 1269.65$  m/seg

Para la longitud total de la tubería, Tiempo límite para sobrepresión máxima, Tiempo crítico:

$T = \frac{2L}{C} = 20.1$  seg

Al ocurrir cierre instantáneo en la tubería el valor de la sobrepresión será:

$h_h = \frac{CV}{g} = 177.88$  mts  $\gg 80.72$  mts

Presión que excede por si sola la presión de trabajo de la tubería. Por tanto es necesario tomar medidas contra golpe de ariete como el cierre lento de las válvulas, empleo de válvulas especiales contra golpe de ariete, entre otras.

### 15.7.2 Conducción Arjona - Turbaco

$L = 11715$  mts,  $V = 1.24$  m/seg

Presión de trabajo = 191.7 Psi

**Tubería correspondiente: Clase E, 217 Libras de Presión,**

**Espesor de Pared = 1.31" = 0.033274 m**

Celeridad:  $C = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + k \frac{D}{e}}}$  Con  $k = 0.5$  para el acero (cuadro 6.) y  $e = 0.033274$  m

$C = 1306.02$  m/seg

Para la longitud total de la tubería, Tiempo límite para sobrepresión máxima Tiempo crítico:

$$T = \frac{2L}{C} = 17.94 \text{ seg}$$

Al ocurrir cierre instantáneo en la tubería el valor de la sobrepresión será:

$$h_h = \frac{CV}{g} = 165.25 \text{ mts} \gg 134.905 \text{ mts}$$

Presión que excede por si sola la presión de trabajo de la tubería. Por tanto es necesario tomar medidas contra golpe de ariete como el cierre lento de las válvulas, empleo de válvulas especiales contra golpe de ariete, entre otras.

### 15.7.3 Conducción Turbaco - Turbana

$$L = 7401 \text{ mts}, V = 1.2643 \text{ m/seg}$$

$$\text{Presión de trabajo} = 113.24 \text{ Psi}$$

**Tubería correspondiente: Clase C, 130 Libras de Presión,**

$$\text{Espesor de Pared} = 0.56'' = 0.014224 \text{ m}$$

$$\text{Celeridad: } C = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + k \frac{D}{e}}} \quad \text{Con } k = 0.5 \text{ para el acero (cuadro 6.) y } e = 0.014224 \text{ m}$$

$$C = 1329.57 \text{ m/seg}$$

Para la longitud total de la tubería, Tiempo límite para sobrepresión máxima Tiempo crítico:

$$T = \frac{2L}{C} = 11.13 \text{ seg}$$

Al ocurrir cierre instantáneo en la tubería el valor de la sobrepresión será:

$$h_h = \frac{CV}{g} = 171.53 \text{ mts} \gg 79.69 \text{ mts}$$

Presión que excede por si sola la presión de trabajo de la tubería. Por tanto es necesario tomar medidas contra golpe de ariete como el cierre lento de las válvulas, empleo de válvulas especiales contra golpe de ariete, entre otras.

## 15.8 CURVAS CARACTERÍSTICAS DE BOMBAS, COMBINACIÓN DE BOMBAS Y DEL SISTEMA

### 15.8.1 Curvas Del Sistema

Teniendo la ecuación 15.1:

$$H_t = h_f + h_m + z_2 - z_1 \quad z_2 - z_1 = h_{top} \text{ :cabeza topográfica que debe ser vencida por la bomba}$$

$$H_t = h_{top} + f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} + \sum k_m \frac{V^2}{2g}$$

$$H_t = h_{top} + \left( f \frac{L}{D} + \sum k_m \right) \frac{V^2}{2g} = h_{top} + \left( f \frac{L}{D} + \sum k_m \right) \frac{Q^2}{2gA^2}$$

$$H_t = h_{top} + \left( f \frac{L}{D} + \sum k_m \right) \frac{4^2 Q^2}{2g\pi^2 D^4} = h_{top} + \left( f \frac{L}{D} + \sum k_m \right) \frac{8Q^2}{g\pi^2 D^4}$$

#### ■ Sistema Gambote - Arjona

$$H_t = 58.9 + \left( 0.0129415 \frac{12744}{0.762} + 10.39 \right) \frac{8Q^2}{9.8\pi^2 0.762^4}$$

$$H_t = 58.9 + 55.647Q^2 \quad H_t \text{ (mts), } Q \text{ (m}^3\text{/seg)}$$

$$H_t = \left[ 58.9 + 55.647(Q * 63.09 * 10^{-6})^2 \right] * 3.2808 \quad H_t \text{ (ft), } Q \text{ (GPM US)}$$



■ Sistema Arjona - Turbaco

$$H_t = 113.5 + \left( 0.0136571 \frac{11715}{0.6096} + 10.39 \right) \frac{8Q^2}{9.8\pi^2 0.6096^4}$$

$$H_t = 113.5 + 163.4185Q^2 \quad H_t \text{ (mts), } Q \text{ (m}^3\text{/seg)}$$

$$H_t = \left[ 113.5 + 163.4185(Q * 63.09 * 10^{-6})^2 \right] * 3.2808 \quad H_t \text{ (ft), } Q \text{ (GPM US)}$$

■ Sistema Turbaco - Turbana

$$H_t = 28.35 + \left( 0.0169983 \frac{7401}{0.2032} + 10.39 \right) \frac{8Q^2}{9.8\pi^2 0.2032^4}$$

$$H_t = 28.35 + 30540.0248Q^2 \quad H_t \text{ (mts), } Q \text{ (m}^3\text{/seg)}$$

$$H_t = \left[ 28.35 + 30540.0248(Q * 63.09 * 10^{-6})^2 \right] * 3.2808 \quad H_t \text{ (ft), } Q \text{ (GPM US)}$$

**15.8.2 Curvas Y Combinación De Bombas.** Calculadas las especificaciones de las bombas seleccionamos las bombas que más se ajustan a nuestra necesidad, teniendo en cuenta los futuros ensanches de las estaciones.

Con las curvas suministradas por el fabricante obtenemos mediante la toma tres puntos (Q, Ht) la ecuación de la curva de la bomba, ver numeral 8.4 .

Finalmente, utilizando las curva del sistema y la curva de la bomba suministrada por el fabricante, se puede construir la que ilustra el punto de operación del sistema tubería - 2 bombas, ver numeral 8.8.

## **Características de las bombas centrífugas del acueducto regional Arjona, Turbaco, Turbana**

### ■ Estación Gambote

Caudal: 239.5 lts/seg = 3796.075 GPM

Ht = 72.054 mts = 236.4 ft

RPM = 1750

Rendimiento esperado (Eficiencia) = 87 %

Diseño de Impulsor: Alabes tipo Francis

Número de Etapas: 1

Observación: En lo posible bomba vertical

### ■ Estación Arjona

Caudal: 137 lts/seg = 2171.45 GPM

Ht = 126.19 mts = 414 ft

RPM = 1750

Rendimiento esperado (Eficiencia) = 78 %

Diseño de Impulsor: Alabes tipo Radial

Número de Etapas: 1

### ■ Estación Turbaco

Caudal: 35 lts/seg = 554.75 GPM

Ht = 66.52 mts = 218.2 ft

RPM = 1750

Rendimiento esperado (Eficiencia) = 69 %

Diseño de Impulsor: Alabes tipo Radial

Número de Etapas: 1

### 15.8.2.1 Equipo De Bombeo Gambote - Arjona

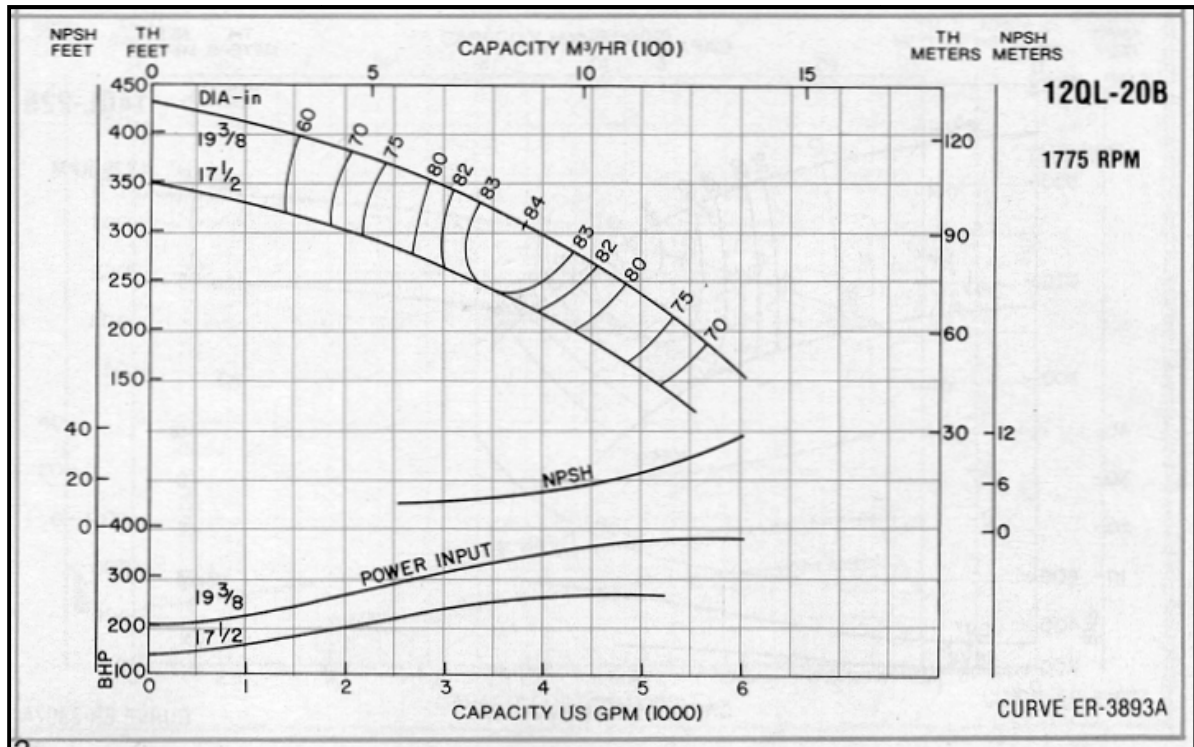


Figura 25. Curva característica bombas Gambote - Arjona

Diámetro de impulsor seleccionado: 19 3/8"

$H_m = A Q^2 + B Q + C$  (Curva de operación de la bomba)

Con los siguientes puntos:

Q	H
1500	400
4000	300
5500	200

$$A(1500)^2 + B(1500) + C = 400$$

$$A(4000)^2 + B(4000) + C = 300$$

$$A(5500)^2 + B(5500) + C = 200$$

Resolviendo el sistema:

$$A = -6.666 \cdot 10^{-6}$$

$$B = -3.333 \cdot 10^{-3}$$

$$C = 420$$

Luego la ecuación nos queda:

$$H_m = -6.666 \cdot 10^{-6} Q^2 - 3.333 \cdot 10^{-3} Q + 420$$

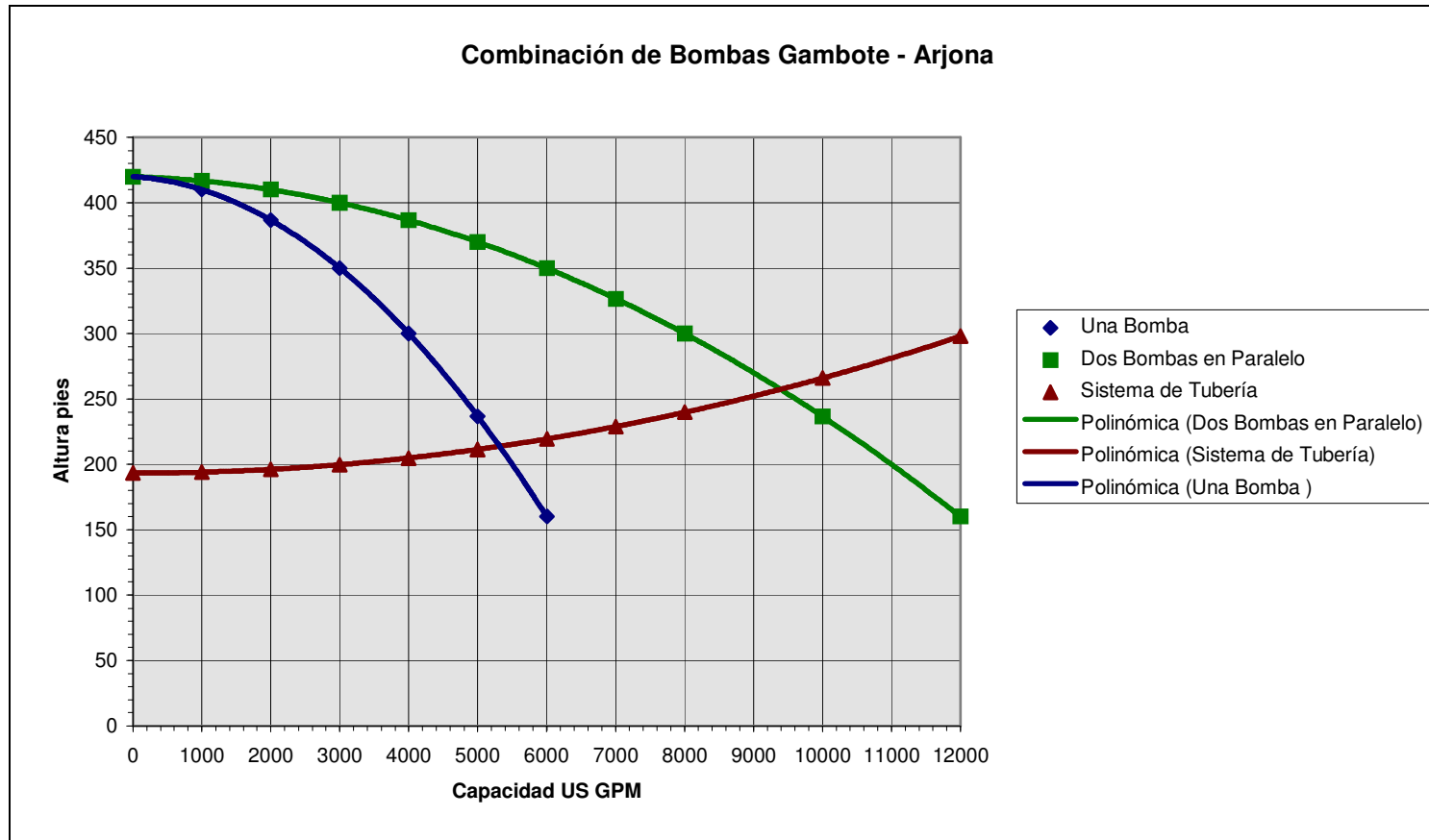


Figura 26. Curvas Conjunto Bombas - Sistema de Tubería (Gambote - Arjona)

15.8.2.2 Equipo De Bombeo Arjona - Turbaco

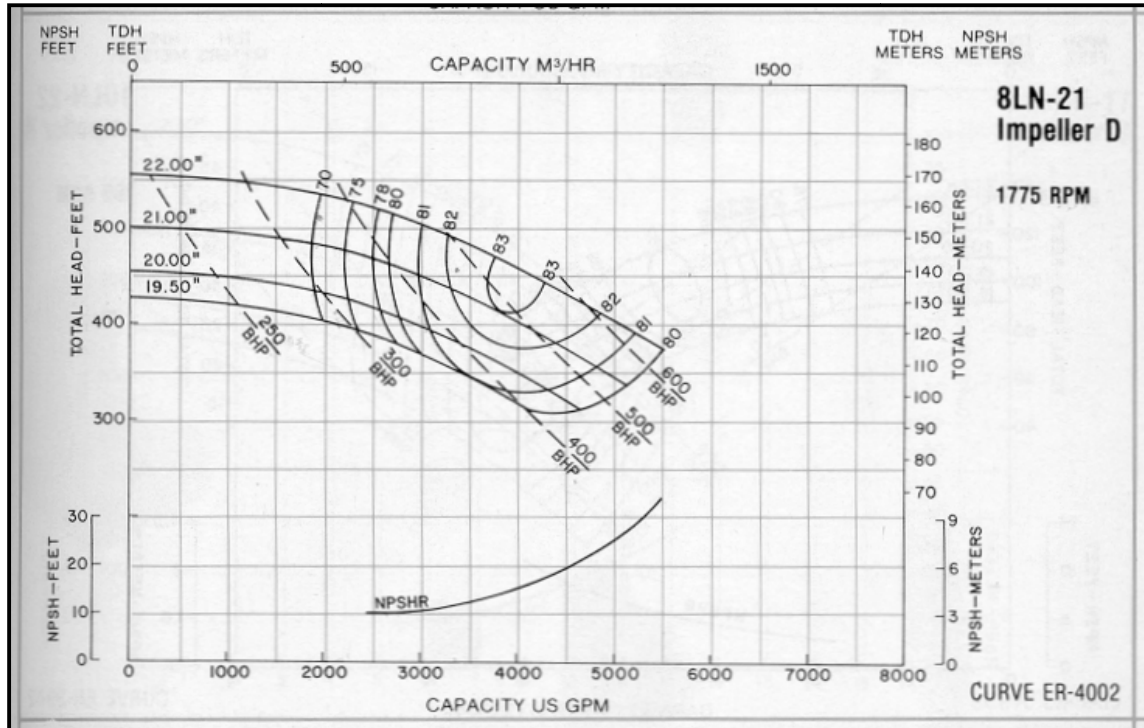


Figura 27. Curva característica bombas Arjona - Turbaco.

Diámetro de impulsor seleccionado: 20"

$$H_m = A Q^2 + B Q + C \text{ (Curva de operación de la bomba)}$$

Con los siguientes puntos:

Q	H
1000	450
3000	400
4000	350

$$A(1000)^2 + B(1000) + C = 450$$

$$A(3000)^2 + B(3000) + C = 400$$

$$A(4000)^2 + B(4000) + C = 350$$

Resolviendo el sistema:

$$A = -8.333 \cdot 10^{-6}$$

$$B = 8.333 \cdot 10^{-3}$$

$$C = 450$$

Luego la ecuación nos queda:

$$H_m = -8.333 \cdot 10^{-6} Q^2 - 8.333 \cdot 10^{-3} Q + 450$$

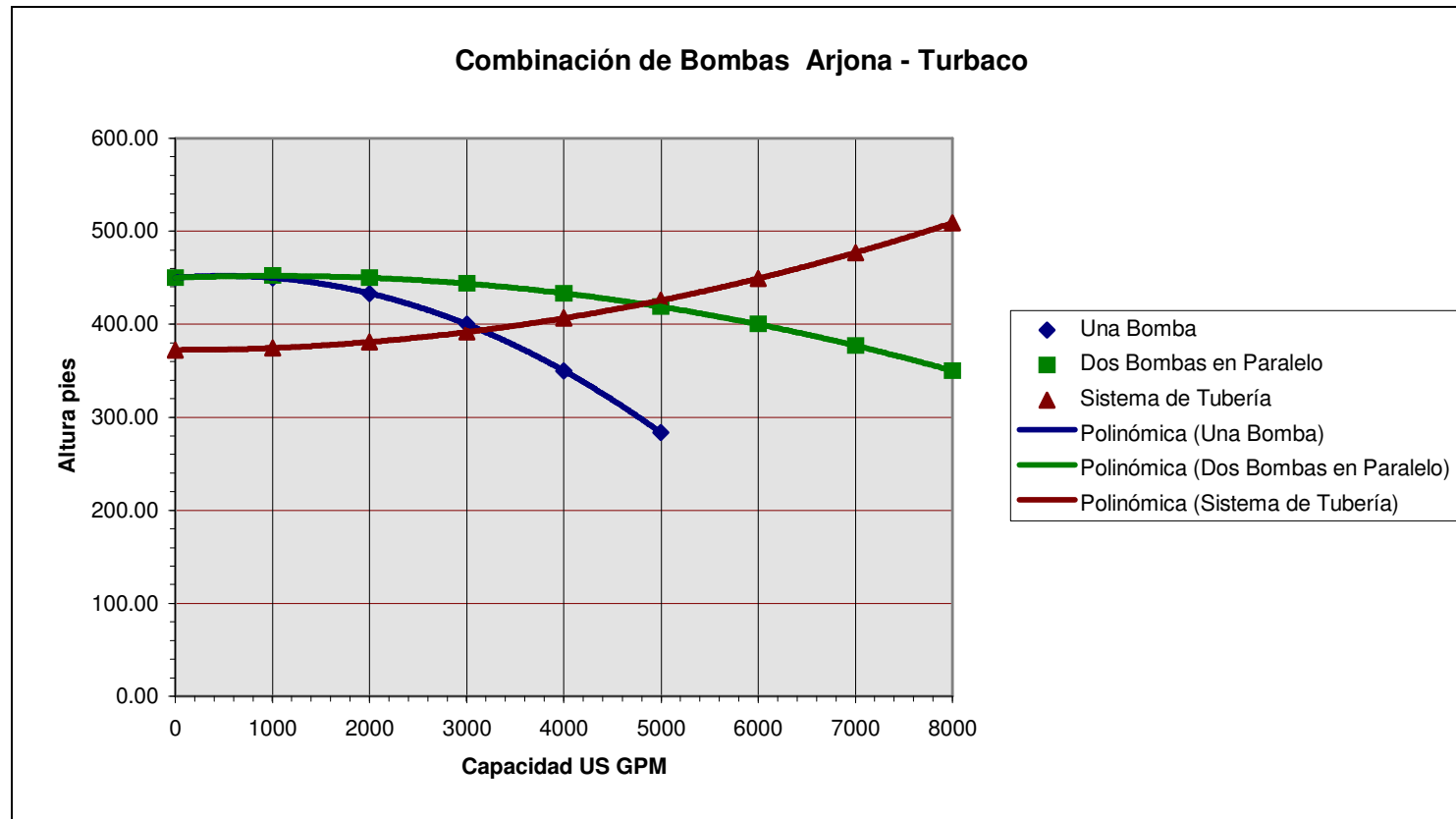


Figura 28. Curvas Conjunto Bombas - Sistema de Tubería (Arjona - Turbaco)

15.8.2.3 EQUIPO DE BOMBEO TURBACO - TURBANA

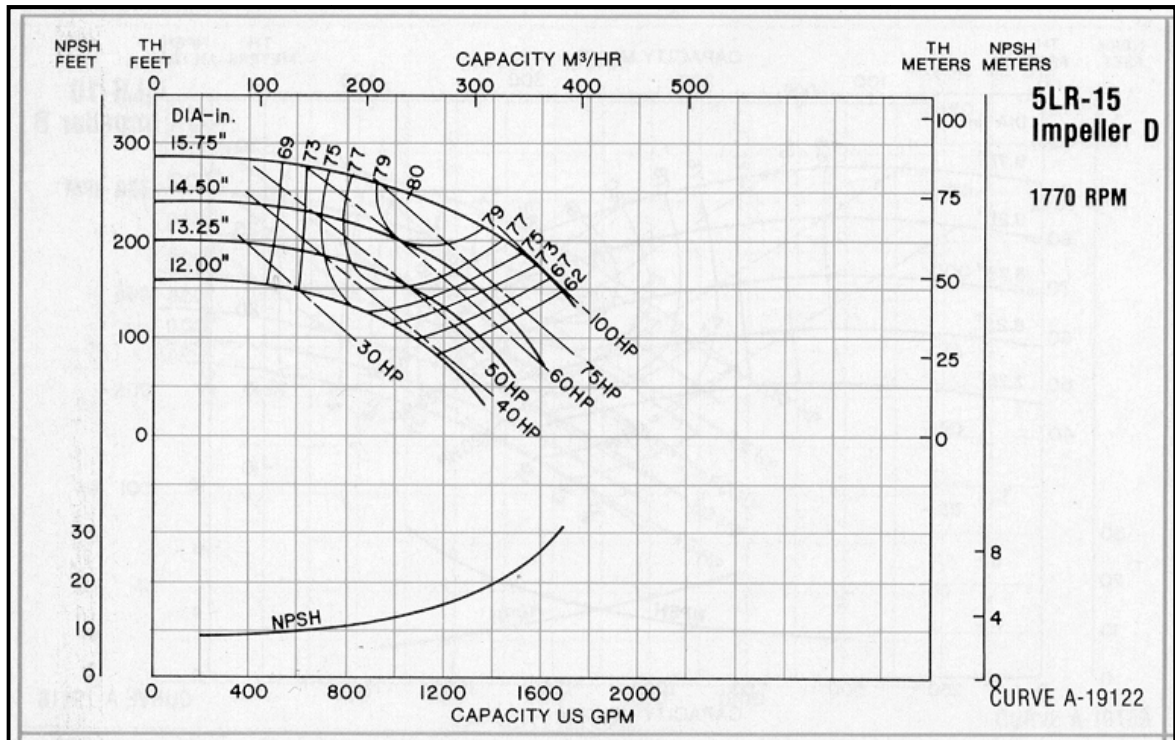


Figura 29. Curva característica bombas Turbaco - Turbana.

Diámetro de impulsor seleccionado: 14.50”

$$H_m = A Q^2 + B Q + C \text{ (Curva de operación de la bomba)}$$

Con los siguientes puntos:

Q	H
200	240
800	220
1340	150

$$A(200)^2 + B(200) + C = 240$$

$$A(800)^2 + B(800) + C = 220$$

$$A(1340)^2 + B(1340) + C = 150$$

Resolviendo el sistema:

$$A = -84.4704 \cdot 10^{-6}$$

$$B = 0.0511371$$

$$C = 233.151$$

Luego la ecuación nos queda:

$$H_m = -84.4704 \cdot 10^{-6} Q^2 - 0.0511371 Q + 233.151$$

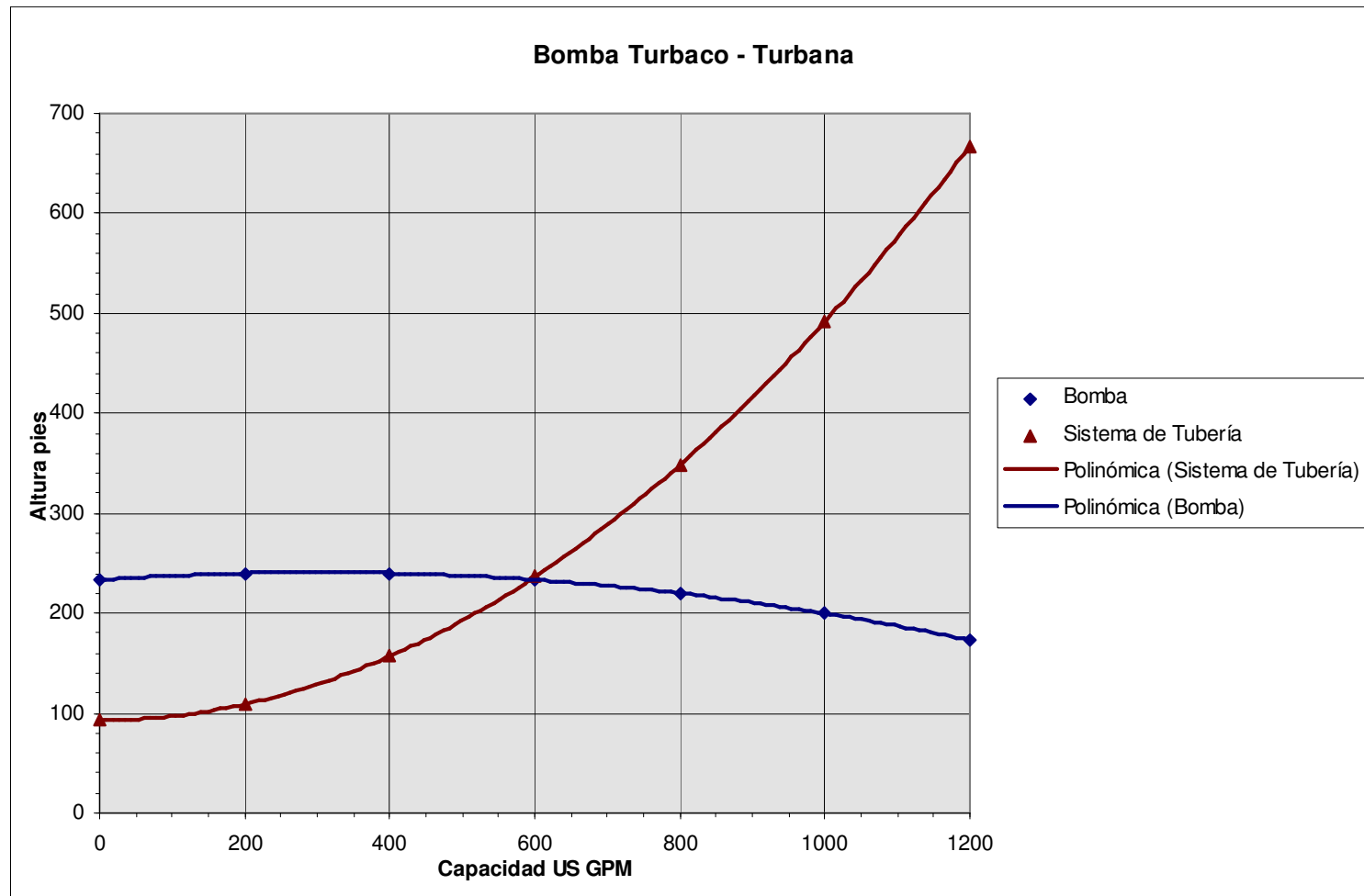


Figura 30. Curvas Conjunto Bombas - Sistema de Tubería (Turbaco - Turbana)



### 15.9 POTENCIA ABSORBIDA POR LA BOMBA

Una vez determinado el punto de funcionamiento de la bomba en las curvas Conjunto Bomba—Sistema Tubería, entramos con las alturas en cada una de las curvas características de cada bomba para conocer su eficiencia.

Con los valores de eficiencia determinada, calculamos entonces la potencia absorbida por cada bomba en las estaciones de bombeo.

Potencia absorbida por la bomba:

$$P_i = \frac{\gamma Q H_t}{\eta_p} \quad (\text{Ec 8.6})$$

Cuadro 39. Potencia absorbida por la bomba							
Estación de Bombeo	Q L/seg Estación 2010	No Bombas	Q L/seg Cada bomba	H	$\eta_p$	kW	HP
Gambote-Arjona	479	2	239.5	72.054	81 %	208.79	271.43
Arjona-Turbaco	274	2	137	126.19	76 %	222.92	289.8
Turbaco-Turbana	35	1	35	66.52	69 %	33.07	43

## 16. CAPTACIÓN

Las captaciones en sí constan de una abertura (a menudo con rejillas de alguna forma) y un conducto que transporta el flujo a un colector de agua desde el cual puede ser bombeado a la planta de tratamiento. Para localizar las captaciones se debe considerar con anticipación las variaciones de nivel del agua, requerimientos de navegación, corrientes locales, patrones de deposición y de socavación de sedimentos, variaciones espacio - temporales en la calidad del agua, y la cantidad de desechos flotantes.

Las *presas de embalse* están sujetas a grandes variaciones en profundidad, requiriendo por ello estructuras de captación que permitan la toma de agua sobre un amplio rango de niveles. Por lo general, no es satisfactorio colocar una entrada sencilla en el fondo, ya que la calidad de agua varía con el tiempo y la profundidad. Es usual que la calidad sea mejor cerca de la superficie.

El término genérico utilizado para las obras de captación, derivación o toma en ríos es “bocatoma”.

### 16.1 TIPOS DE BOCATOMA

Los factores determinantes para la selección de la bocatoma más adecuada son la naturaleza del cauce y la topografía general del proyecto. A continuación se ilustran los diferentes tipos de bocatomas:

**16.1.1 Toma Lateral con Muro Transversal:** Es utilizada en ríos relativamente pequeños o quebradas, en donde la profundidad del cauce no es muy grande. Como se indica en la

figura, un muro transversal a manera de presa eleva la lámina de agua y ésta es captada lateralmente a través de una rejilla colocada en uno de los muros laterales.

Una desventaja de este tipo de bocatomas es que cuando la corriente arrastra mucho material en la época de lluvias, éste se deposita en el pié del muro transversal, llegando a tapar completamente la rejilla y el desagüe.

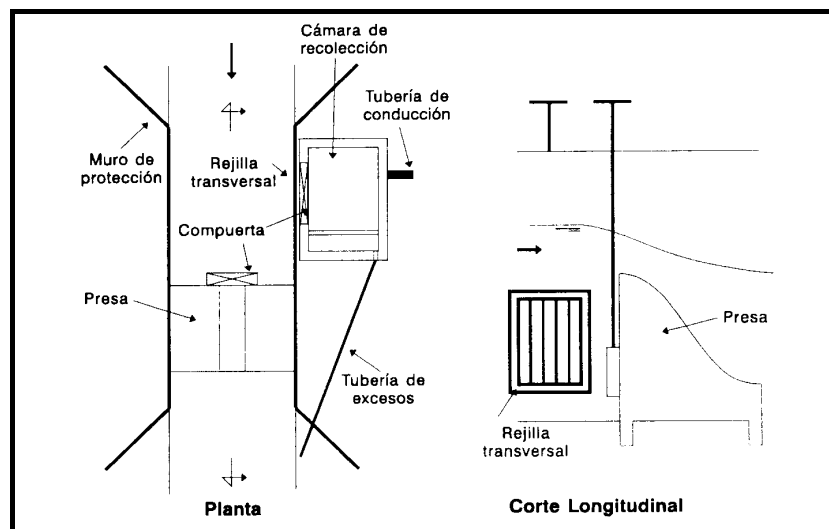


Figura 31. Bocatoma con muro transversal

**16.1.2 Bocatoma lateral con bombeo:** Son empleadas para ríos con caudales grandes y de una sección relativamente ancha. Como se muestra en la figura, el número mínimo de bombas es de dos, de manera que una de ellas está en reserva. La rejilla tiene por objeto evitar el paso de elementos grandes que puedan llegar a obstruir la entrada al pozo de succión o la misma coladera de la tubería de succión. Se le debe dar protección al talud mediante muros de contención.

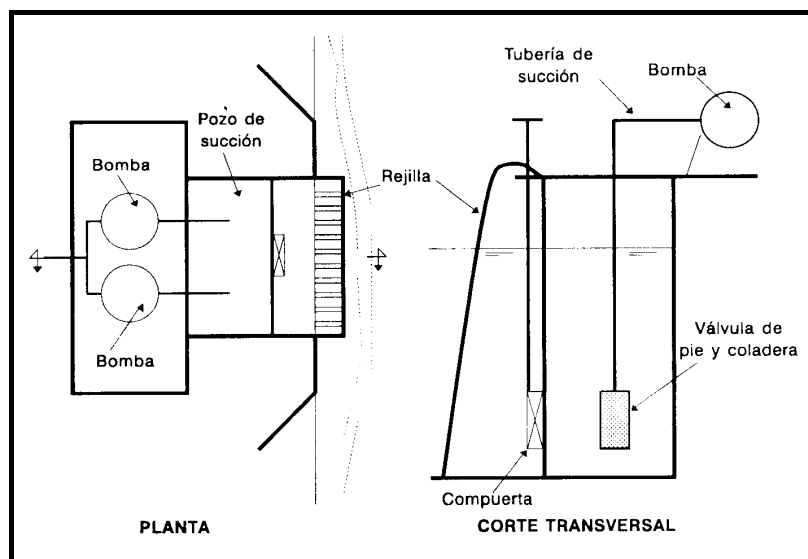


Figura 32. Bocatoma lateral con bombeo

**16.1.3 Bocatoma lateral por gravedad:** Si se dispone de las condiciones hidráulicas y topográficas suficientes, la captación en ríos profundos puede hacerse por gravedad de manera similar a la toma con muro transversal, reemplazando el muro por compuertas y la rejilla por otra de mayores dimensiones. En este caso se puede hacer el tratamiento primario de desarenador de manera inmediata.

**16.1.4 Estaciones de bombeo flotantes:** Son utilizadas para la captación de agua en ríos o embalses en los que la fluctuación de niveles es muy grande.

En el caso de la estación flotante, la bomba se coloca sobre un planchón el cual se desliza verticalmente sobre unos rieles según el nivel del agua.

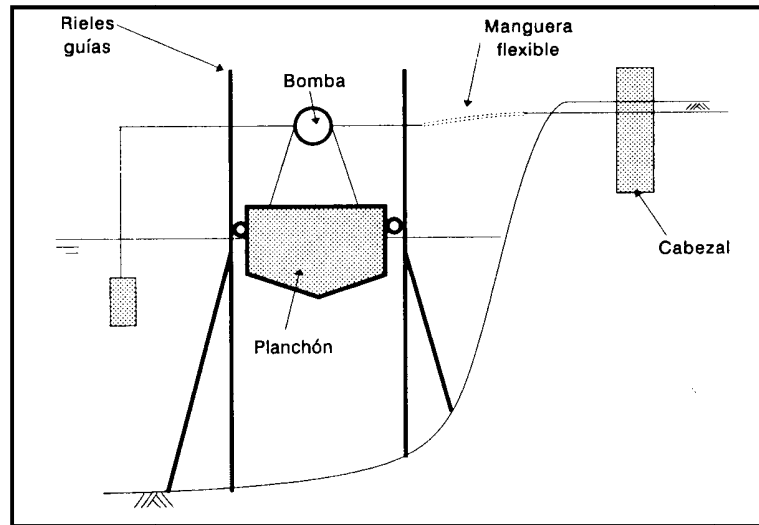


Figura 33. Estación de bombeo flotante

**16.1.5 Bocatoma de Fondo.** Es utilizada en ríos de gran caudal y poca velocidad o en lagos. En el caso de los ríos, éstos deben ser de baja turbiedad con el fin de no colmatarse muy rápidamente los filtros de grava. Se debe disponer de un sistema de retrolavado de filtros.

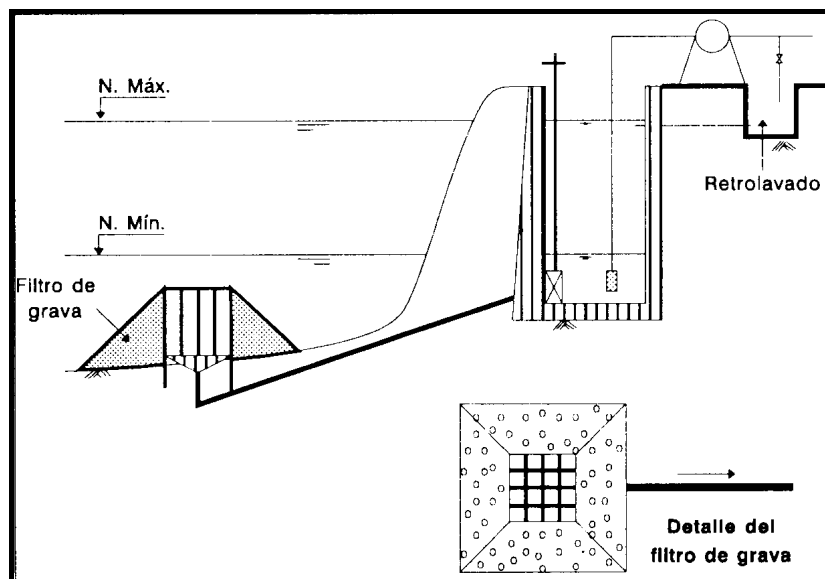


Figura 34. Toma de fondo en ríos o lagos

## 16.2 BOCATOMA GAMBOTE

El acueducto regional en su sistema de captación cuenta con una *bocatoma de orilla* dotada con bombas tipo horizontal.

Las fotos muestran el aspecto externo de la captación:

A.



B.

C.

Figura 35. Aspecto externo de la captación

Los inconvenientes que presenta el sistema de captación instalado son:

- Ausencia de succión en tiempos de verano.
- Intromisión de partículas vegetales extrañas las cuales son arrastradas por el caudal hasta la Planta de Tratamiento.
- Ausencia de documentación sobre el sistema instalado: planos, manuales de operación de equipos y registro de variaciones en el nivel del agua.

Por tanto se hace imposible un diagnóstico más objetivo sobre el sistema de captación instalado.

### **16.3 RECOMENDACIONES PARA TRABAJOS FUTUROS**

Para proporcionar una defensa continua contra la amenaza de algas, musgo, ramitas y otros organismos orgánicos se recomienda la adopción del sistema *TrashBlaster* que soluciona los problemas de pérdida de succión y operación de la bomba.

El sistema consta de una malla estacionaria que requiere poco mantenimiento e instalación, y un método para la limpieza de esta. El mecanismo de limpieza está constituido por las *boquillas de impulso de motor de reacción*, las cuales, mediante un chorro que extrae energía de la descarga de la bomba, expulsan lejos de la malla o canasta la basura que se pudiera adherir a ésta; permitiendo que el agua fluya libremente hacia la bomba

Figura 36. Sistema de limpieza *TrashBlaster*.

Este sistema suele emplearse en bocatoma situadas en ríos, dársenas, lagos, pozos de succión y arrollos, donde exista la posibilidad de admisión de residuos orgánicos.

Para el tipo de bocatoma actualmente instalado el esquema de instalación es el siguiente:



Figura 37. Instalación para *bocatoma de orilla* del sistema *TrashBlaster*.

Para la solución de los problemas de succión se recomienda la adopción del tipo de *bocatoma lateral con bombeo*; instalándose para este caso bombas verticales, con lo cual se puede brindar ventajas en el costo de total de construcción, porque ahorra espacio, requiere tubería más sencilla y se eliminan las condiciones de NPSH. Al utilizarse el sistema *TrashBlaster* en este tipo de bocatoma, el esquema de instalación es el siguiente:

Figura 38. Sistema *TrashBlaster* instalado en *bocatoma lateral con bombeo*.

## **17. ASPECTOS AMBIENTALES**

## **17.1 PLAN DE ORDENAMIENTO TERRITORIAL**

El plan de ordenamiento territorial es un instrumento técnico y normativo para ordenar el territorio municipal. Comprende el conjunto de objetivos, directrices, política, estrategias, metas, programas, actuaciones y normas, derivadas a orientar y administrar el desarrollo físico del territorio y la utilización del suelo.

El proyecto por su ubicación y componentes que lo componen hace que se tengan en cuenta diferentes aspectos como son la captación, conducción, tratamiento y distribución.

La captación, está ubicada en el área rural del municipio y se comparte con la del Distrito turístico y cultural de Cartagena. Por no haber existido ordenamiento territorial, se encuentra un asentamiento humano aguas arriba de este sitio, que carece de un sistema de eliminación de sus aguas servidas y residuos sólidos, los cuales al ser vertidos al cuerpo de agua afectan en forma directa la calidad del agua que se capte.

Conducción; esta tubería por su dimensión y ubicación, la cual es a un lado de la vía que comunica al interior del país con Cartagena, en el tramo inicial el ancho de la banca hace que este sometida a las vibraciones de los vehículos especialmente los pesados que transitan por la vía. Por otro lado las conexiones irregulares hechas por los propietarios de fincas ubicadas a su paso sin el debido sello hermético, son motivo de problema cuando hay presiones negativas por cese de bombeo, filtrándose el agua que se encuentra en la zona adyacente a la tubería disminuyendo la calidad del agua conducida.

Planta de tratamiento; esta estructura se ubica en una zona poblada, y por tanto cuando la distribución de agua no es continua, se ve afectada por el ingreso de los habitantes a ella para la obtención del líquido, y hacer otras actividades como bañarse o recrearse. Otro aspecto es el que se presenta en los procesos realizados en la planta, como son la estimación de sus residuos sólidos, especialmente los empaques de los productos químicos que se utilizan; y los residuos, lodos proveniente del lavado de zonas del proceso, como

filtros, floculadores, decantadores, que por no tener un sitio para su eliminación en el municipio son enterrados sin ningún tipo de condiciones y prevención.

Distribución. La condición económica de la población del municipio y el deficiente suministro, hace que las convecciones fraudulentas sean un número que afecten la estructura de costo de la empresa y deterioren la calidad del agua que ya ha sido tratada.

Todos estos aspectos se presentan, por que no se elaboran planes de desarrollo municipal que le permitirán al ente territorial equiparse con los servicios públicos fundamentales. Con la promulgación de la Constitución política 1991 la ley 99 de 1993 y su decreto reglamentario, la ley 388 de 1997, el decreto 879 de 1998 que señalan que el estado es responsable del medio ambiente y se debe conservar, se crea el Ministerio del Medio Ambiente que dicta la política sobre el Medio Ambiente, se ordenan que los entes territoriales municipales deben elaborar sus planes de ordenamiento y se les indica cuales son sus obligaciones, prioridades, componentes, programas y se les da un tiempo perentorio para su elaboración, ha hecho que estos inicien a ordenar e integrar todo aspecto que constituyen la vida municipal.

En el municipio de Arjona, que es el ente donde el proyecto esta ubicado en gran parte, el plan de ordenamiento territorial, está en proceso de elaboración por consultores externos, haciendo que esta información se restrinja.

Debido a la situación que se presenta se recomienda que en las etapas del sistema de suministro de agua, se tenga en cuenta aspectos como:

1. En el corregimiento de Gambote, ubicado en inmediaciones ampliación, equiparlo con:
  - Sistema de alcantarillado y tratamiento de sus agua residuales.
  - Diseñar y ejecutar un plan de residuos sólidos.
  - La sedimentación del canal de acceso a la bomba disponerlo en un sitio, adecuado y con protección para su secado y disposición final.
  - Control de los residuos del funcionamiento de la planta.

## 2. Condiciones.

- Definir control de la medición de envío del agua y recibida en planta para conocer por diferencia las conexiones fraudulentas.

## 3. Planta de tratamiento.

- Protección de la instalaciones.
- Definir dentro del plan de O. T., la zona como un área de protección

## 4. Contribución.

- Definir los estratos socio-económico para elaborar una estructura de tarifas acorde con sus condiciones económica

### **17.2 PLAN DE MANEJO AMBIENTAL.**

Los procesos que se realizan en el proyecto hacen que se deban definir un plan de manejo ambiental de actividades como:

#### a. Lodo y arena del dragado del canal de conducción en la captación.

Estos lodos y arena por su sedimentación en este área, su movimiento es lento hace que se produzcan procesos anaerobios del material orgánico sedimentado, al ser sacado para obtener el nivel necesario para la aplicación en estos residuos se produce un proceso de descomposición por lo que se deben tratar en una zona restringida a la población vecina, para luego de su secado que pueda ser por medio de los rayos del sol, y su ubicación en un sitio dispuesto para tal fin.

#### b. Residuos sólidos de los productos químicos utilizados para la potabilización del agua.

Estos residuos deben ser dispuestos en un sitio para un tratamiento adecuado, por que al ser un producto químico no debe ser utilizado para otra actividad.

c. Lodo del lavado del floculador, decantador y filtro .

Estos residuos por ser el resultado de decantación de todo los minerales en suspensión que trae el agua trae una gran cantidad de contaminante biológico que al ser secado debe ser tratado por que es considerado dentro de la norma como residuo peligroso.

El proceso que se debe seguir es luego del secado de estos residuos es llevarlo a un sitio para su secado en un lugar que pueden ser dentro de la planta para un tratamiento y contral ya que en el municipio por carecer de un relleno sedimentario, no pueden ser llevados al sitio donde se depositan los residuos sólidos.

## **CONCLUSIONES**

Las recomendaciones y conclusiones obtenidas en este proyecto se resumen en el siguiente orden de prioridad de la siguiente manera:

### **1. SUMINISTRO**

Analizando los valores de suministro y cobertura, ver cap 10, num 10.1, y 10.2

Capacidad Nominal Teórica:	290 L/seg
Capacidad Actual:	200 L/seg
Demanda Urbana:	165.67 L/seg (Cuadro 10)
Demanda Potencial Urbana:	224.70 L/seg (Cuadro 11)
Demanda Potencial Urbana y Rural:	256.40 L/seg (Cuadro 11)

se llega a la siguiente conclusión:

La empresa de acueducto se encuentra en capacidad de abastecer la Demanda Urbana, esto se lograría al solucionar dos importantes problemas que son ajenos a la parte de infraestructura básica. De un lado tenemos la suspensión del bombeo por cortes diarios en el suministro de energía; y por otro la detección de las conexiones fraudulentas mediante la adecuación del sistema de medición, permitiéndose de esta manera, determinar la cantidad de agua producida, transportada y entregada a los usuarios. En el sistema de medición es esencial la macromedición y micromedición o sea la instalación de contadores de agua.

El sistema de medición también sirve para establecer los hábitos de consumo de la población; con lo cual es posible obtener la curva de distribución horaria del consumo (hidrograma) que constituye la base de cálculo para los sistemas de almacenamiento.

## **2. CONDUCCIÓN GAMBOTE-ARJONA**

Para evitar las continuas fallas presentadas en la tubería, ocasionadas por el paso de esta a través de un terreno con numerosas depresiones las cuales corresponden a los arroyos naturales; se propone el cambio de la conducción de Asbesto-Cemento, compuesta por dos tuberías (16" y 14"), por una sola tubería de Acero o Hierro Forjado con sus respectivas canalizaciones; calculada según la demanda de agua proyectada hasta el año 2025 (caudal de punta del proyecto).

Las especificaciones de esta tubería son:

Caudal a transportar (caudal de punta)	626 L/seg
Diámetro:	30" (pulgadas)
Longitud:	12744 mts
Presión de Trabajo:	114.7 Psi
Material:	Acero o Hierro Forjado
Tipo de Tubería:	Clase C, 130 Libras de Presión
Espesor de Pared:	1.2" (pulgadas)

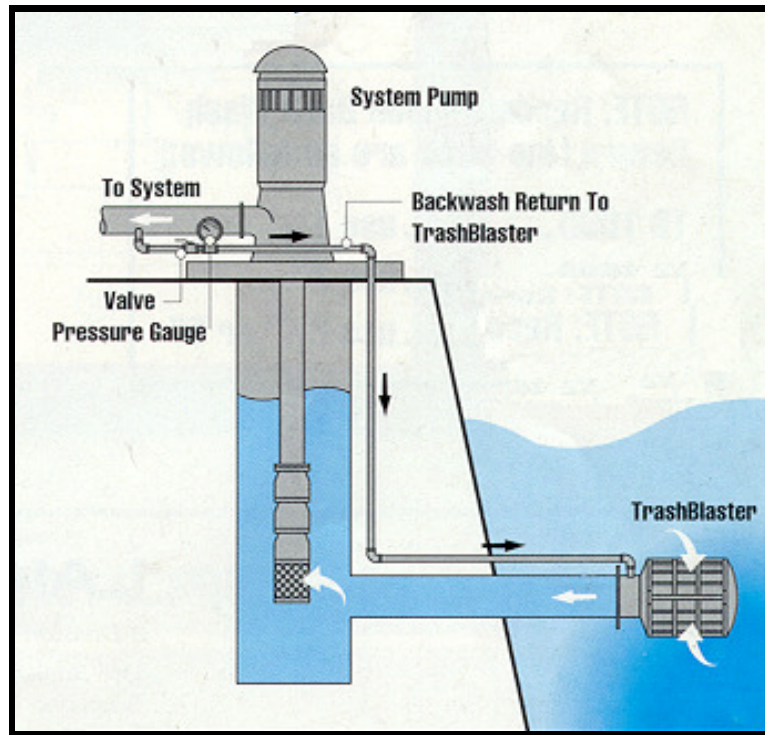
Con la finalidad de evitar fuertes golpes en la tubería, originados por los cambios de velocidad del fluido, los cuales pueden llegar a aflojar las juntas y cierres y originar pérdidas; se debe efectuar un minucioso análisis del golpe de ariete para emplear el sistema de control y seguridad más adecuado.

Es importante antes de proceder a la licitación de las obras revisar si es necesario especificar en los puntos críticos, donde la topografía presenta depresiones (puntos más bajos del terreno), un tipo de tubería con mayor presión; puesto que estas fueron seleccionadas con la altura manométrica de la bomba para el caudal de punta del proyecto (año 2025).

### 3. CAPTACIÓN

Para la solución de los problemas de succión se recomienda cambiar el sistema de captación existente (*bocatoma de orilla*) adoptando el tipo de *bocatoma lateral con bombeo*; instalándose para este caso bombas verticales, con lo cual se puede brindar ventajas en el costo de total de construcción, porque ahorra espacio, requiere tubería más sencilla y se eliminan las condiciones de NPSH.





*Bocatoma Lateral con Bombeo.*

Tomando en cuenta que el período típico de diseño en plantas de bombeo es diez años, ver capítulo 2, y la posibilidad de trabajo a menos de su capacidad total (menor eficiencia) teniendo una sola bomba. Se optó por considerar el siguientes arreglo en paralelo:

	Q(L/seg) 2010	Opción
Gambote - Arjona	479	
	(÷2) 239.5	

Las especificaciones de cada bomba son:

Caudal:	239.5 L/seg
H:	72.054 mts
Potencia:	271.43 hp
Revoluciones:	1750 RPM
Eficiencia:	81%
Marca:	Wortington
Tipo de Bomba:	Vertical
Modelo:	12 QL - 20 B
Diámetro Impulsor:	19 3/8"

### Diámetros de impulsor especificado.

En cada bomba seleccionada es posible encontrar el diámetro exacto de rodete para el cual funcionará de acuerdo a las especificaciones iniciales.

Para determinar el efecto producido por la variación del diámetro pueden emplearse las leyes de afinidad:

$$\frac{H_1}{H_2} = \frac{D_1^2}{D_2^2} \quad \text{Reorganizando} \quad D_2 = D_1 \sqrt{\frac{H_2}{H_1}}$$

- Estación Gambote



$Q = 3796.075 \text{ gpm}$ $H_t = 236.4 \text{ ft}$	Especificaciones Iniciales		
$D_1 = 17 \frac{1}{2}''$ $H_1 = 225 \text{ ft}$	Curva de la Bomba (Punto)	$D_2 = ?$ $H_2 = 236.4$	Necesidad $D_2 = 17.94''$
• Estación Arjona			
$Q = 2171.45 \text{ gpm}$ $H_t = 414 \text{ ft}$	Especificaciones Iniciales		
$D_1 = 19.5''$ $H_1 = 400 \text{ ft}$	Curva de la Bomba (Punto)	$D_2 = ?$ $H_2 = 414 \text{ ft}$	Necesidad $D_2 = 19.84''$
• Estación Gambote			
$Q = 554.75 \text{ gpm}$ $H_t = 218.2 \text{ ft}$	Especificaciones Iniciales		
$D_1 = 14.5''$ $H_1 = 230 \text{ ft}$	Curva de la Bomba (Punto)	$D_2 = ?$ $H_2 = 218.2 \text{ ft}$	Necesidad $D_2 = 14.12''$

#### 4. PLANTA DE TRATAMIENTO

Considerando que las plantas de tratamiento son comúnmente diseñadas para períodos de diez a quince años, ver capítulo 2; y teniendo en cuenta que la capacidad real de la actualmente existente es 200 L/seg; con lo cual no se puede satisfacer la Demanda Potencial Urbana, que es de 224.70 L/seg, se hace la siguiente recomendación:

Dejar en funcionamiento la planta existente para el suministro de la población de Arjona, la cual abastecería a esta población satisfactoriamente hasta el año 2010 aproximadamente. Proponiéndose entonces que cada municipio tenga su sistema de tratamiento; evitándose de esta manera la contaminación del agua tratada a través de las largas conducciones.

Las proyecciones de la capacidad de cada sistema de tratamiento se dan en el cuadro 30 ya que el diseño de estas se basa en la Demanda Máxima Diaria.

Año	Municipio	Capacidad (L/seg)
2010	Arjona	205
	Turbaco	239
	Turbana	35
2025	Arjona	265
	Turbaco	321
	Turbana	41

## 5. ALMACENAMIENTO DE AGUA

EL almacenamiento actualmente se encuentra de la siguiente manera:

Municipio	Tanques de Succión	Tanques Elevados
Arjona	250 m <sup>3</sup> (Planta de Tratamiento)	750 m <sup>3</sup>
Turbaco	129 m <sup>3</sup>	500 m <sup>3</sup> (Centro) 400 m <sup>3</sup> (Sector de Altamira)

Considerando las necesidades de abastecimiento hasta el año 2010, evaluamos la capacidad de los tanques de succión teniendo en cuenta que el período de retención del agua en el tanque no debe ser superior a cinco minutos\* ( $Vol = Q\theta$ , donde  $\theta = 5 \text{ min}$ ).

En Arjona:

$$Q_{(\text{Gambote} - \text{Arjona}) 2010} = 479 \text{ L/seg}$$

$$Vol = 0.479 \text{ m}^3/\text{seg} (5 \cdot 60 \text{ seg})$$

$$Vol = 143.7 \text{ m}^3$$

En Turbaco:

$$Q_{(\text{Arjona} - \text{Turbaco}) 2010} = 274 \text{ L/seg}$$

$$Vol = 0.274 \text{ m}^3/\text{seg} (5 \cdot 60 \text{ seg})$$

$$Vol = 82.2 \text{ m}^3$$

Es necesario efectuar un análisis más exacto para evaluar el sistema de almacenamiento mediante el cálculo del volumen de almacenamiento de los tanques o cámaras de aspiración (tanques enterrados) y tanques elevados de distribución y compensación.

Para lograr lo anterior, en los tanques de succión, debe consultarse con el fabricante el tiempo de arranque en los motores el cual es función del caudal de bombeo y del entrante en la estación; con el fin de constatar que el volumen de almacenamiento es el suficiente para evitar ciclos de funcionamiento demasiado cortos.

En los tanques elevados, como se había mencionado anteriormente, se debe obtener la curva de distribución horaria del consumo para realizar los cálculos; o estimar esta curva a partir de la extrapolación de datos conocidos en poblaciones semejantes.

---

\* López Ricardo, *Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados*, Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería, Bogotá, 1999

## BIBLIOGRAGIA

CRANE. Flujo de fluidos en válvulas, accesorios y tuberías. México. Mc Graw Hill. 1992: Pag. 10 a 120

LÓPEZ Cuella Ricardo Alfredo. Elementos de diseño para acueducto y alcantarillados. Primera Edición, Cuarta reimpresión. Santafé de Bogotá, Escuela Colombiana de Ingeniería Colombia: 1999 pag. 17 a 233

McGHEE Ternce J. Abastecimiento de agua y alcantarillado. Ingeniería ambiental. Sexta edición, Traducción Santafé de Bogotá. Mc Graw Hill. Impreso Enero 1999: p. 1 a 563

McNAUGHTON Kenneth J. Bombas, Selección, uso y mantenimiento. México: Mc Graw Hill. 1992 7 a 245

METCAF & Eddy, Inc. Ingeniería de aguas residuales. Redes de alcantarillado y bombeo. Segunda edición revisada Vol. 3. Madrid. Mc Graw Hill: 1998. Pag. 1 a 444

SALDARRIAGA V. Juan G. Hidráulica de Tuberías. Primera edición. Santafé de Bogotá. Mc Graw Hill: 1998 Pag. 1 a 510

STREETER Victor L. y Wyle E. Benjamin. Mecánica de los fluidos. Octava edición. México. Mc Graw Hill. 1988 Pag. 3 a 548

WAYNE W. Daniel. Estadística con aplicaciones a las ciencias sociales y a la educación. México 1990: Mc Graw Hill.

WORTHINGTON Pump. PSI Pump Selector for Industry. McGraw - Edinson Company.

[www.dane.gov.co](http://www.dane.gov.co)

[www.Pump.Net](http://www.Pump.Net)

[www.pipingtech.com](http://www.pipingtech.com)

[www.builnet.es](http://www.builnet.es)