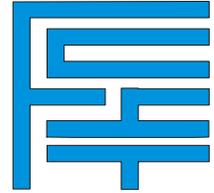


UNIVERSIDAD MAYOR DE SAN SIMÓN
FACULTAD DE CIENCIAS Y TECNOLOGÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL



ABASTECIMIENTO, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN
DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE
MODERNIZANDO EL APRENDIZAJE Y
ENSEÑANZA EN LA ASIGNATURA DE
INGENIERÍA SANITARIA I

**TRABAJO DIRIGIDO, POR ADSCRIPCIÓN, PARA OBTENER EL DIPLOMA
ACADÉMICO DE LICENCIATURA EN INGENIERÍA CIVIL.**

Presentado por: FREDDY MARLO MAGNE AYLLÓN

Tutor: Ing. Msc. Juan Carlos Rocha Cuadros

COCHABAMBA – BOLIVIA

Diciembre, 2008

*A los que me inspiraron en este trabajo
“Mis padres Freddy (†) y Gladis (†)”,
que viven en el cielo ignoto y
trascendental de mi alma; y que
siempre vivirán latentes en mi ser a
través de miles de tiempos...*

Freddy

AGRADECIMIENTOS

A Dios por darme la luz y guía espiritual para mi crecimiento tanto intelectual como moral.

A mis padres Freddy y Gladis por darme la vida, el amor y todo su apoyo hasta le ultimo día de sus vidas.

A mis hermanos Orlando y Miriam que siempre han estado conmigo compartiendo buenos y malos momentos.

A mis cuñados Ricardo y Maria, a mis sobrinos, a mis familiares por su apoyo y consejos.

A Yesenia (mi amor), por todo el cariño y apoyo que supo darme impulsándome siempre a ser mejor cada día.

A mi tutor Ing. Msc. Juan Carlos Rocha por su tiempo, su ayuda incondicional y sus consejos en todo momento.

Al Ing. Msc. Armando Escalera por la enseñanza, la ayuda incondicional y consejos brindados.

Expreso un reconocimiento especial a la motivación intelectual y a la crítica constructiva, a los miembros del tribunal: Ing. Armando Escalera, Ing. Oscar Saca e Ing. Yamir Villazón.

A los docentes por sus consejos y enseñanzas, haciendo de mí una persona de bien.

A la Universidad por abrirme las puertas y cobijarme hasta la culminación mis estudios.

Y a todos mis amigos que me ayudaron y me apoyaron.

¡Muchas Gracias!

FICHA RESUMEN

La Universidad Mayor de San Simón U.M.S.S., establece la necesidad de modernizar los métodos de enseñanza y aprendizaje, aplicando nuevas metodologías en los que el estudiante es el elemento primordial del proceso, de manera que se puedan mejorar sus aptitudes a la resolución de problemas reales específicos, que posteriormente le permitirán un mejor desenvolvimiento en su carrera profesional. Es decir, se trata de cambiar el enfoque tradicional de enseñanza – aprendizaje a un enfoque de aprendizaje basado en la resolución de problemas reales de la sociedad. Es por eso que este trabajo referido a Ingeniería Sanitaria I (Abastecimiento, Diseño y Construcción de Sistemas de Agua Potable) de la carrera de Ingeniería Civil surge como una necesidad ante las exigencias de estudiantes y de la Universidad como un instrumento académico de información y consulta.

El presente trabajo, es un compendio de condiciones y actualidades que responden a nuevas exigencias científico - tecnológicas del avance propio de Sistemas de Agua Potable, combinando libros usados en universidades extranjeras, la experiencia de Docentes y la herramienta indispensable del Internet, trabajadas con dedicación por el coautor, que ha tenido a bien compilar todo este bagaje de conocimiento y tecnologías en un trabajo que resume lo que el alumno debe conocer y que también puede ser usado como una ayuda en el contexto de la consulta profesional para tópicos seleccionados.

El esquema del presente trabajo, inicia en un sistema básico de abastecimiento de agua potable incluye la infraestructura necesaria para captar agua superficial o subterránea desde la fuente que reúna condiciones aceptables, realizar un tratamiento previo para luego conducirla, almacenarla y distribuirla a la comunidad con una presión adecuada y una calidad aceptable, desde la fuente de suministro hasta los consumidores en forma regular.

INDICE

Pág.

CAPITULO I INTRODUCCIÓN

1.1.	INTRODUCCIÓN	1
1.2.	HISTORIA	2
1.3.	CUMBRES MUNDIALES Y SU RELACIÓN CON EL AGUA	5
1.3.1.	DECENIOS INTERNACIONALES DEL AGUA DE LAS N.N.U.U.	6
1.3.2.	OBJETIVOS DE DESARROLLO DEL MILENIO A NIVEL MUNDIAL	11
1.3.3.	REPERCUSSIONES EN BOLIVIA	12
1.3.3.1.	FUNDASAB	12
1.4.	COBERTURAS DE SERVICIOS EXISTENTES	14
1.4.1.	SITUACIÓN ACTUAL	14
1.4.2.	METAS DEL MILENIO	17
1.5.	AGUA Y ENFERMEDAD	18
1.5.1.	AGUA PARA LA VIDA	19
1.5.2.	ENFERMEDADES RELACIONADAS CON EL AGUA	19
1.5.3.	FUENTES CONTAMINANTES DEL AGUA	20
1.5.4.	CONTAMINANTES DEL AGUA	21
1.5.5.	ROL DE UN INGENIERO SANITARIO	24

CAPITULO II ESTUDIO Y PARÁMETROS BÁSICOS DE DISEÑO

2.1.	POBLACIÓN Y PLANIFICACIÓN	25
2.1.1.	HECHOS DEMOGRÁFICOS	26
2.1.2.	VARIABLES DEMOGRÁFICAS	26
2.1.3.	FENOMENOS DEMOGRÁFICOS	27
2.2.	PROYECCIONES DE POBLACIÓN	28
2.2.1.	CRECIMIENTO DE LA POBLACIÓN	29
2.2.1.1.	TASA PROMEDIO ANUAL DE CRECIMIENTO	29
2.2.1.2.	POBLACIÓN FUTURA	29
2.2.1.3.	APLICACIONES DE LOS MÉTODOS	31
2.2.1.4.	CORRECCIONES DE LA POBLACIÓN CALCULADA	32
2.2.2.	PERIODO DE DISEÑO	32
2.3.	ESTUDIO GEOTÉCNICO	33
2.4.	TOPOGRAFIA	34
2.4.1.	CONTROL TOPOGRÁFICO EN ZONAS RURALES	37
2.4.2.	CONTROL TOPOGRÁFICO EN ZONAS URBANAS	38

2.5.	ESTUDIOS SOCIOECONÓMICOS	41
2.5.1.	ASPECTOS DEMOGRÁFICOS	41
2.5.2.	ASPECTOS SOCIOECONÓMICOS	41
2.5.3.	ANÁLISIS SOCIOECONÓMICOS DE LA POBLACIÓN	43
2.5.4.	DISPONIBILIDAD DE MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN Y MANO DE OBRA LOCAL	43
2.5.5.	EVALUACIÓN SOCIOECONÓMICA	44
2.5.5.1.	VALOR ACTUAL NETO SOCIOECONÓMICO (VANS)	44
2.5.5.2.	COSTO EFICIENCIA SOCIOECONÓMICO (CES)	45

CAPITULO III FUENTES DE AGUA

3.1.	DISTRIBUCIÓN DEL AGUA EN LA TIERRA	46
3.2.	AGUAS SUPERFICIALES	48
3.2.1.	CAPTACIONES SUPERFICIALES	49
3.2.1.1.	TOMA LATERAL	49
3.2.1.2.	TOMA DE FONDO O TIROLESA	53
3.2.2.	CURVA DE DURACIÓN DE CAUDALES	58
3.3.	AGUAS SUBTERRÁNEAS	60
3.3.1.	ACUÍFEROS	62
3.3.1.1.	PARÁMETROS DE USO GENERAL EN ACUÍFEROS	64
3.3.1.1.1.	POROSIDAD	64
3.3.1.1.2.	PERMEABILIDAD O CONDUCTIVIDAD HIDRÁULICA	65
3.3.1.1.3.	TRANSMISIVIDAD	66
3.3.1.1.4.	COEFICIENTE DE ALMACENAMIENTO	67
3.3.1.1.5.	GRADIENTES Y CARGAS	67
3.4.	HIDRÁULICA DE POZOS	68
3.4.1.	RÉGIMEN PERMANENTE DE UN POZO	68
3.4.1.1.	ACUÍFERO CONFINADO	68
3.4.1.2.	ACUÍFERO NO CONFINADO	71
3.4.2.	RÉGIMEN NO PERMANENTE DE UN POZO	73
3.4.2.1.	MÉTODO DE THIES	73
3.4.2.2.	MÉTODO DE JACOBS	74
3.5.	PERFORACIÓN DE POZOS	75
3.5.1.	MÉTODOS DE PERFORACIÓN	77
3.5.1.1.	PERFORACIÓN POR PERCUCIÓN	77
3.5.1.2.	PERFORACIÓN POR ROTACIÓN	78
3.5.1.3.	PERFORACIÓN MANUAL	81
3.5.2.	PROCEDIMIENTO PARA LA PERFORACIÓN DE UN POZO	84
3.5.3.	ENSAYO DE RECUPERACIÓN DE UN POZO	89
3.6.	GALERÍAS FILTRANTES	91
3.7.	VERTIENTE	95

CAPITULO IV ADUCCIÓN

4.1.	INTRODUCCIÓN	97
4.2.	TIPOS DE ADUCCIÓN	97
4.3.	ADUCCIÓN POR GRAVEDAD	97
4.3.1.	TIPOS DE ADUCCIÓN POR GRAVEDAD	98
4.3.2.	CAUDALES DE DISEÑO	98
4.3.2.1.	CAUDAL NATURAL	99
4.3.3.	PRESIÓN NEGATIVA	100
4.3.4.	CÁLCULO HIDRÁULICO DE TUBERIAS A PRESIÓN	100
4.3.4.1.	DISEÑO DE TUBERIAS A PRESIÓN	100
4.3.4.1.1.	TRAZADO DE LA ADUCCIÓN	101
4.3.4.1.2.	CAUDAL DE DISEÑO	102
4.3.4.1.3.	MATERIAL DE TUBERÍA	102
4.3.4.1.4.	VELOCIDADES DE DISEÑO	103
4.3.4.1.5.	DIÁMETROS MÍNIMOS	103
4.3.4.1.6.	PENDIENTES	104
4.3.4.2.	PÉRDIDAS DE CARGA	104
4.3.4.2.1.	FORMULA DE DARCY-WEISBACH (1850)	105
4.3.4.2.2.	FORMULA DE FLAMANT (1892)	108
4.3.4.2.3.	FORMULA DE HAZEN – WILLIAMS (1906)	109
4.3.4.2.4.	RANGO DE VALIDEZ DE LA FÓRMULA DE HAZEN WILLIAMS	111
4.3.4.3.	PRESIONES MÁXIMAS Y MÍNIMAS	112
4.3.4.4.	TUBERIAS	113
4.3.4.5.	PROFUNDIDAD DE INSTALACIÓN	114
4.3.4.6.	PUENTES COLGANTES	114
4.3.4.7.	SIFÓN INVERTIDO	115
4.3.4.8.	CÁMARAS ROMPE PRESIÓN	116
4.4.	ADUCCIÓN POR BOMBEO	118
4.4.1.	DISEÑO HIDRÁULICO DE ADUCCIÓN POR BOMBEO	118
4.4.1.1.	CAUDAL DE BOMBEO	120
4.4.1.2.	TUBERÍA DE SUCCIÓN	121
4.4.1.3.	TUBERÍA DE IMPULSIÓN	122
4.4.1.4.	DIMENSIONAMIENTO TUBERÍA ADUCCIÓN POR BOMBEO	123
4.4.2.	GOLPE DE ARIETE	123
4.4.3.	ESTACIONES DE BOMBEO	125
4.4.3.1.	CLASIFICACIÓN DE LAS ESTACIONES DE BOMBEO	125
4.4.3.2.	CRITERIOS DE DISEÑO	126
4.4.3.2.1.	ESTIMACIÓN DE CAUDALES	126
4.4.3.2.2.	CAVITACIÓN	127
4.4.3.2.3.	CARGA NETA POSITIVA DE SUCCIÓN (CNPS)	128
4.4.3.2.4.	SUMERGENCIA MÍNIMA	130
4.4.4.	AIRE Y VACIO DENTRO LAS TUBERIAS	131
4.5.	BOMBAS	134
4.5.1.	POTENCIA DEL EQUIPO DE BOMBEO	135
4.5.2.	TIPOS DE BOMBAS	136
4.5.2.1.	BOMBAS CENTRÍFUGAS	137
4.5.2.2.	BOMBAS AXIALES	138
4.5.2.3.	BOMBAS MIXTAS	139
4.5.2.4.	BOMBAS SUMERGIBLES	140

4.5.3.	CURVAS CARACTERÍSTICAS	
4.5.3.1.	CURVA CARGA – GASTO	141
4.5.3.2.	CURVA POTENCIA – GASTO	141
4.5.3.3.	PUNTO DE FUNCIONAMIENTO DE UNA BOMBA	143
4.5.4.	BOMBAS EN SERIE	145
4.5.5.	BOMBAS EN PARALELO	146
4.5.6.	BOMBEO POR ETAPAS	148
4.5.7.	NÚMERO DE BOMBAS A INSTALAR	150
		151

CAPITULO V TANQUES DE ALMACENAMIENTO

5.1.	INTRODUCCIÓN	
5.2.	CONSUMO DE AGUA	153
5.2.1.	DOTACIÓN MEDIA DIARIA	153
5.2.2.	DOTACION FUTURA DE AGUA	154
5.3.	VARIACIÓN DE CONSUMO	154
5.3.1.	CAUDAL MEDIO DIARIO	155
5.3.2.	CAUDAL MÁXIMO DIARIO	155
5.3.3.	CAUDAL MÁXIMO HORARIO	155
5.4.	TANQUES DE ALMACENAMIENTO	156
5.4.1.	CAPACIDAD DEL TANQUE DE ALMACENAMIENTO	156
5.4.2.	VOLUMEN DE REGULACIÓN	157
5.4.2.1.	VOLUMEN DE REGULACIÓN POR CURVAS DE CONSUMO	158
5.4.2.1.1.	MÉTODO ANÁLITICO	158
5.4.2.1.2.	MÉTODO GRÁFICO	159
5.4.2.2.	VOLUMEN DE REGULACIÓN POR HIDROGRAMA GRÁFICO	163
5.4.2.3.	VOLUMEN DE REGULACIÓN POR COEFICIENTES EMPÍRICOS	166
5.4.3.	VOLUMEN CONTRA INCENDIOS	169
5.4.4.	VOLUMEN DE RESERVA	170
5.4.5.	REDUCCIÓN DE LA CAPACIDAD DEL TANQUE	171
5.4.6.	UBICACIÓN DEL TANQUE	171
5.5.	TIPOS DE TANQUES	172
5.5.1	TANQUES DE CABECERA (REGULACIÓN)	173
5.5.2.	TANQUES SUPERFICIALES	173
5.5.3.	TANQUES ELEVADOS	173
5.5.4.	TANQUES DE COMPENSACIÓN (COLA)	174
5.5.5.	TIPO DE MATERIAL	174
5.6.	ACCESORIOS DE UN TANQUE DE ALMACENAMIENTO	175
5.6.1.	TUBERÍA DE ENTRADA	175
5.6.2.	TUBERÍA DE PASO DIRECTO (BY- PASS)	175
5.6.3.	TUBERÍA DE SALIDA	176
5.6.4.	TUBERÍA DE LIMPIEZA	176
5.6.5.	TUBERÍA DE REBOSE	176
5.6.6.	ACCESORIOS COMPLEMENTARIOS	177
5.6.6.1.	VENTILACIÓN	178
5.6.6.2.	LIMITADORES DE NIVEL	178
5.6.6.3.	MEDIDOR DE CAUDAL	178
		178

5.6.6.4.	BORDE LIBRE	179
5.6.6.5.	TAPA DE ACCESO	179
5.6.6.6.	ESCALERAS	179
5.6.6.7.	PROTECCIÓN CONTRA LA LUZ NATURAL	180
5.6.6.8.	SEÑALIZACIÓN	180
5.6.6.9.	CERCO DE PROTECCIÓN	180

CAPITULO VI REDES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE

6.1.	INTRODUCCIÓN	182
6.2.	PARÁMETROS DE DISEÑO	182
6.2.1.	ÁREA DEL PROYECTO	183
6.2.2.	TRAZADO DE LA RED	183
6.2.3.	PRESIONES DE SERVICIO	184
6.2.4.	VELOCIDADES DE DISEÑO	184
6.2.5.	DIÁMETROS MÍNIMOS	185
6.2.6.	CAUDALES DE DISEÑO	185
6.2.7.	UBICACIÓN Y PROFUNDIDAD DE LAS TUBERIAS	186
6.2.8.	VÁLVULAS REGULADORAS E HIDRANTES	188
6.2.9.	PENDIENTES	191
6.3.	TIPOS DE REDES	192
6.4.	RED ABIERTA O RAMIFICADA	192
6.4.1.	DETERMINACIÓN DE CAUDALES EN REDES ABIERTAS	192
6.4.1.1.	MÉTODO DE LONGITUD UNITARIA	193
6.4.1.2.	MÉTODO DE LA REPARTICIÓN MEDIA	195
6.4.1.3.	MÉTODO DE SIMULTANEIDAD Y NÚMERO DE GRIFOS	195
6.4.2.	DISEÑO HIDRÁULICO	196
6.5.	RED CERRADA O ANILLADA	197
6.5.1.	DETERMINACIÓN DE CAUDALES EN REDES CERRADAS	199
6.5.1.1.	MÉTODO DE ÁREA UNITARIA	199
6.5.1.2.	MÉTODO DE DENSIDAD POBLACIONAL	201
6.5.1.3.	MÉTODO DEL NÚMERO DE FAMILIAS	201
6.5.2.	DISEÑO HIDRÁULICO DE REDES CERRADAS	201
6.5.2.1.	MÉTODO DE HARDY – CROSS	202
6.5.3.	MODELOS COMPUTACIONALES	204
6.6.	CONEXIONES DOMICILIARIAS	205
6.6.1.	MEDIDORES DE AGUA POTABLE	206
6.6.2.	PILETAS PÚBLICAS	207
6.6.3.	CAUDAL EN PILETAS PÚBLICAS	207
6.7.	FORMAS DE DISTRIBUCIÓN	208
6.7.1.	DISTRIBUCIÓN POR GRAVEDAD	208
6.7.2.	DISTRIBUCIÓN POR BOMBEO DIRECTO	208

CAPITULO VII MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

7.1.	VÁLVULAS	210
7.1.1.	VÁLVULA DE COMPUERTA	210
7.1.2.	VÁLVULA MARIPOSA	211
7.1.3.	VÁLVULA DE ESFERA O BOLA	212
7.1.4.	VÁLVULA DE GLOBO	213
7.1.5.	VÁLVULA DE RETENCIÓN CHECK	214
7.1.6.	VÁLVULA DE ALIVIO	215
7.1.7.	VÁLVULA DE PURGA DE AIRE	216
7.1.8.	VÁLVULA DE PIE	217
7.1.9.	VÁLVULA FLOTADOR	218
7.1.10.	VÁLVULA REGULADORA DE PRESIÓN	219
7.2.	TUBERIAS	220
7.2.1.	SELECCIÓN DE MATERIAL	220
7.2.2.	PLAMAT	223
7.2.2.1.	VENTAJAS	223
7.2.2.2.	APLICACIONES	224
7.2.3.	TIGRE PLASMAR	224
7.2.3.1.	VENTAJAS	225
7.2.3.2.	APLICACIONES	226
7.2.4.	PLASTIFORTE	227
7.2.4.1.	VENTAJAS	228
7.2.4.2.	APLICACIONES	228
7.3.	ACCESORIOS	229
7.4.	ANCLAJES	230
7.5.	CONTROL EN OBRA	233
7.5.1.	PRUEBA DE PRESIÓN	233
7.5.2.	PRUEBA DE LAS TRES CUCHILLAS	234
7.5.3.	PRUEBAS DE FLEXIÓN	236
7.5.3.1.	PRUEBAS DE FLEXIÓN TRANSVERSAL	237
7.5.3.2.	PRUEBAS DE FLEXIÓN LONGITUDINAL	238
7.5.4.	PRUEBA DE COMPACTACIÓN EN EL RELLENO DE ZANJA	240

CAPITULO VIII

ASPECTOS AMBIENTALES

8.1.	TRATAMIENTO DE AGUAS (ETAP)	245
8.1.1.	CAPTACIÓN	247
8.1.2.	PRE SEDIMENTACIÓN	247
8.1.3.	COAGULACIÓN	247
8.1.4.	FLOCULACIÓN	248
8.1.5.	SEDIMENTACIÓN	248
8.1.6.	FILTRACIÓN	248
8.1.7.	DESINFECCIÓN	250
8.2.	EVALUACIÓN DE IMPACTOS AMBIENTALES	251
8.2.1.	METODOLOGÍA	251
8.2.2.	ETAPAS DE DESARROLLO DEL PROYECTO	252
8.2.2.1	PLANEAMIENTO Y DISEÑO	252

8.2.2.2.	CONSTRUCCIÓN	253
8.2.2.3.	OPERACIÓN	253
8.2.3.	MATRIZ DE IDENTIFICACIÓN DE IMPACTOS AMBIENTALES	253
8.2.3.1.	MEDIOS RECEPTORES	253
8.2.3.1.1.	FACTOR HÍDRICO	253
8.2.3.1.2.	FACTOR SUELO	254
8.2.3.1.3.	FACTOR ATMOSFÉRICO	255
8.2.3.1.4.	FACTOR VEGETACIÓN	255
8.2.3.4.5.	FACTOR FAUNA	256
8.2.3.1.6.	FACTOR SOCIO-CULTURAL ECONÓMICO	256
8.2.3.1.7.	FACTOR URBANO	258
8.2.4.	MONITOREO AMBIENTAL	259
8.2.4.1.	INSPECCIÓN SANITARIA	259
8.2.4.2.	EDUCACIÓN SANITARIA	259

EJERCICIOS RESUELTOS Y PROPUESTOS	260
--	------------

ANEXOS

ANEXO A	332
ANEXO B	334
ANEXO C	340
ANEXO D	342
ANEXO E	345
ANEXO F	365
ANEXO G	374
REFERENCIAS	378
BIBLIOGRAFÍA	381

INDICE DE FIGURAS

	Pág.
CAPITULO I	
FIGURA 1.1: Primeros dispositivos para llevar el agua hasta los campos que se localizan en terrenos elevados.	2
FIGURA 1.2: Cañerías de ánforas ensambladas por un sistema de macho-hembrado conducían las aguas sobrantes en la Cartagena romana.	2
FIGURA 1.3: Tuberías de plomo romanas y ánforas destinadas a la conducción de agua. Museo Arqueológico de Cartagena.	3
FIGURA 1.4: Los aljibes de Fuente Álamo fueron prácticamente las únicas fuentes de abastecimiento de la población de los alrededores hasta finales de los años 50.	3
FIGURA 1.5: Acueducto romano siglo XVII.	4
FIGURA 1.6: Personas sin cobertura de servicios de agua potable y alcantarillado sanitario.	14
FIGURA 1.7: Mapas de déficit de agua potable y alcantarillado sanitario en Bolivia (%).	15
FIGURA 1.8: Mapa de viviendas según tipo de servicio de agua potable (%).	15
FIGURA 1.9: Metas del milenio en términos de cobertura (%).	17
FIGURA 1.10: El cuerpo humano tiene casi el 70% de agua.	19
FIGURA 1.11: Fuentes de contaminación del agua.	20
FIGURA 1.12: Contaminantes en el agua.	21
FIGURA 1.13: Enfermedades transmitidas por agua sucia.	22
FIGURA 1.14: Patógenos que transmiten enfermedades en el Agua.	22
FIGURA 1.15: Ingeniero Sanitario ejecutando una Obra.	24
CAPITULO II	
FIGURA 2.1: Eclímetro de mano.	38
FIGURA 2.2: GPS navegador.	38
FIGURA 2.3: Medición del tramo con un Eclímetro.	38
FIGURA 2.4: Utilización de un Teodolito moderno.	39
FIGURA 2.5: Estación total electrónico.	39
FIGURA 2.6: Medición de tramos con una Estación Total Electrónico.	40
CAPITULO III	
FIGURA 3.1: Ciclo hidrológico de la tierra.	46
FIGURA 3.2: Distribución global del agua en la tierra, en barras.	47
FIGURA 3.3: Toma lateral visto de planta y corte.	51
FIGURA 3.4: Detalles de las rejillas.	52
FIGURA 3.5: Toma Tirolesa vista de planta y corte.	54
FIGURA 3.6: Esquema y dimensionamiento de la boca de toma.	55
FIGURA 3.7: Sección rejilla.	56

FIGURA 3.8: Curva de duración de caudales: a) Río de alta pendiente. b) Río de llanura.	59
FIGURA 3.9: Curva típica de duración de caudales.	60
FIGURA 3.10: Ciclo hidrogeológico.	61
FIGURA 3.11: Acuíferos libres.	63
FIGURA 3.12: Acuíferos confinados.	63
FIGURA 3.13: Acuíferos semiconfinados.	64
FIGURA 3.14: Acuífero confinado en régimen permeable.	68
FIGURA 3.15: Niveles de descensos en dos puntos de observación.	70
FIGURA 3.16: Acuífero no confinado en régimen permeable.	71
FIGURA 3.17: Niveles de descensos en un punto de observación.	72
FIGURA 3.18: Características de un pozo.	75
FIGURA 3.19: a) Equipo motorizado de perforación de percusión. b) El trepano es la herramienta de rotura.	78
FIGURA 3.20: a) Equipo motorizado de perforación por rotación. b) El tricono es la herramienta de perforación.	81
FIGURA 3.21: Equipo de perforación manual.	83
FIGURA 3.22: Maquinaria de perforación de pozos de agua.	84
FIGURA 3.23: Gráfica de recuperación.	89
FIGURA 3.24: Galería filtrante abovedada.	91
FIGURA 3.25: Tubo de infiltración.	92
FIGURA 3.26: Detalles del tubo filtrante.	93
FIGURA 3.27: Vertiente para uso domestico.	95
FIGURA 3.28: Captación y detalles de una vertiente.	96

CAPITULO IV

FIGURA 4.1: Perfil de la línea de aducción.	98
FIGURA 4.2: Perfil de la línea de caudal natural.	99
FIGURA 4.3: Perfil de presión negativa.	100
FIGURA 4.4: Deflexión en una tubería.	113
FIGURA 4.5: Puente colgante cruzando un río o quebrada.	115
FIGURA 4.6: Sifón invertido cruzando una quebrada.	115
FIGURA 4.7: Cámara rompe presión.	117
FIGURA 4.8: Altura de bombeo, bomba sumergible.	118
FIGURA 4.9: Altura de bombeo, bomba no sumergible.	119
FIGURA 4.10: Estación de bombeo fija.	125
FIGURA 4.11: Estación de bombeo flotante.	126
FIGURA 4.12: Cavitación.	127
FIGURA 4.13: Carga neta positiva de succión.	129
FIGURA 4.14: Sumergencia mínima.	131
FIGURA 4.15: Bolsa de aire y vacío.	132
FIGURA 4.16: Cese el flujo debido a bolsas de aire en gravedad.	133
FIGURA 4.17: Cese el flujo debido a bolsas de aire en bombeo.	134
FIGURA 4.18: Bombas rotodinámicas.	136
FIGURA 4.19: a) Bomba centrífuga. b) Bombas centrífugas verticales.	137
FIGURA 4.20: a) Bomba axial. b) Corte esquemático de una bomba axial.	138
FIGURA 4.21: a) Bomba mixta. b) Corte esquemático de una bomba mixta.	139

FIGURA 4.22: a) Bombas sumergibles. b) Corte esquemático de unas bombas sumergibles.	141
FIGURA 4.23: Curva característica $H - Q$ de una bomba.	142
FIGURA 4.24: a) Curva estable. b) Curva inestable.	142
FIGURA 4.25: Curva característica $HP - Q$ de una bomba.	143
FIGURA 4.26: Curva característica $\eta - Q$ de una bomba.	144
FIGURA 4.27: Punto de funcionamiento de una bomba.	145
FIGURA 4.28: Bombas en serie.	147
FIGURA 4.29: Curvas características de bombas en serie.	147
FIGURA 4.30: Bombas en paralelo.	149
FIGURA 4.31: Curvas características de bombas en paralelo.	149
FIGURA 4.32: Bombas por etapas.	151

CAPITULO V

FIGURA 5.1: Volumen de un tanque de almacenamiento.	157
FIGURA 5.2: Hidrograma de Consumo de una Población menor a 2000 Habitantes.	159
FIGURA 5.3: Curva masa representa el caudal en ese instante.	163
FIGURA 5.4: Curva masa de suministro de 24 horas.	164
FIGURA 5.5: Curva masa de suministro de 10 horas.	165
FIGURA 5.6: Hidrograma gráfico en un sistema de gravedad.	167
FIGURA 5.7: Hidrograma gráfico en un sistema de bombeo con periodos de bombeo.	168
FIGURA 5.8: Ubicación del tanque.	172
FIGURA 5.9: Tanque de almacenamiento Superficial de cabecera.	173
FIGURA 5.10: Tanque de almacenamiento Elevado.	174
FIGURA 5.11: Tanque de almacenamiento Compensación.	175
FIGURA 5.12: Detalles de tanque de almacenamiento.	181

CAPITULO VI

FIGURA 6.1: Ubicación y profundidad de las tuberías.	186
FIGURA 6.2: Caso en que la válvula reductora de presión se cierra.	189
FIGURA 6.3: Caso en que la válvula actúa totalmente abierta.	189
FIGURA 6.4: Caso en que la válvula actúa parcialmente abierta.	190
FIGURA 6.5: Válvula cercana al nodo aguas arriba.	190
FIGURA 6.6: Válvula cercana al nodo aguas abajo.	191
FIGURA 6.7: Esquema de una red abierta o ramificada.	192
FIGURA 6.8: Esquema de longitud virtual.	193
FIGURA 6.9: Esquema de una red cerrada con tuberías secundarias interconectadas.	197
FIGURA 6.10: Esquema de una red cerrada con tuberías secundarias sin conexión.	198
FIGURA 6.11: Esquema de una red cerrada por el método de área unitaria.	200
FIGURA 6.12: Esquema de la ley de continuidad de la masa en los nudos.	202
FIGURA 6.13: Conexión domiciliaria tipo.	205
FIGURA 6.14: Micromedidor domiciliario.	206
FIGURA 6.15: Pileta pública.	207
FIGURA 6.16: Distribución por gravedad.	209
FIGURA 6.17: Distribución por bombeo.	209

CAPITULO VII

FIGURA 7.1: Válvula de compuerta.	211
FIGURA 7.2: Válvula mariposa.	212
FIGURA 7.3: Válvula de esfera o bola.	213
FIGURA 7.4: Válvula de globo.	214
FIGURA 7.5: Válvula de retención Check.	215
FIGURA 7.6: Válvula de alivio.	216
FIGURA 7.7: Válvula de purga de aire.	217
FIGURA 7.8: Válvula de pie.	218
FIGURA 7.9: Válvula flotador.	218
FIGURA 7.10: Válvula reguladora de presión.	219
FIGURA 7.11: Planos de carga.	222
FIGURA 7.12: Tipo de tubería y el logo de la empresa.	223
FIGURA 7.13: Tipo de tubería y el logo de la empresa.	225
FIGURA 7.14: Tipo de tubería y el logo de la empresa.	227
FIGURA 7.15: Accesorios de P.V.C.: Codo 90, Reducción, Tee, Cruceta, Tapón Hembra, Brida Campana, Collar de Derivación, Copla.	229
FIGURA 7.16: Accesorios de Fierro Galvanizado: Codo 90, Tee, Reducción, Codo45, Brida Ciega, Manguito.	230
FIGURA 7.17: Accesorios Superjunta PEAD: Tee, Tee Reducción, Collar de Derivación, Adaptador Macho, Reducción, Acople, Codo Hembra.	230
FIGURA 7.18: Anclaje en curva o deflexión.	231
FIGURA 7.19: Anclaje en tee.	232
FIGURA 7.20: Grafica para determinación de empuje en tuberías.	232
FIGURA 7.21: Prueba de presión.	234
FIGURA 7.22: Prueba de las tres cuchillas visto de transversal.	235
FIGURA 7.23: Prueba de las tres cuchillas.	236
FIGURA 7.24: Prueba flexión transversal.	237
FIGURA 7.25: Prueba flexión longitudinal.	239
FIGURA 7.26: Ensayo del proctor estándar y proctor modificado.	241
FIGURA 7.27: Compactación de zanja.	241
FIGURA 7.28: Apostillado de la tubería.	242
FIGURA 7.29: Compactación con equipo de tipo pata-pata.	243

CAPITULO VIII

FIGURA 8.1: Planta de tratamiento (ETAP).	246
---	-----

INDICE DE TABLAS

	Pág.
CAPITULO I	
TABLA 1.1: Cobertura por tipo de servicios de agua potable y alcantarillado sanitario de 1996 al 2005 (%).	16
TABLA 1.2: Metas de Desarrollo del Milenio, según categoría poblacional.	18
TABLA 1.3: Enfermedades relacionadas con el agua y sus organismos causales.	23
CAPITULO II	
TABLA 2.1: Diagrama de relación entre población y planificación.	25
TABLA 2.2: Aplicación de los métodos.	31
TABLA 2.3: Periodo de Diseño (años).	33
TABLA 2.4: Tipo de estudio de suelo y geotécnico.	34
TABLA 2.5: Curvas de nivel según la pendiente.	40
CAPITULO III	
TABLA 3.1: Distribución global del agua en la tierra.	48
TABLA 3.2: Coeficiente de forma.	53
TABLA 3.3: Factor de reducción en función de la pendiente según Frank.	57
TABLA 3.4: Algunos materiales de los acuíferos.	65
CAPITULO IV	
TABLA 4.1: Velocidades máximas permisibles en tuberías.	103
TABLA 4.2: Valores del coeficiente k de Colebrook.	107
TABLA 4.3: Coeficiente k_0 .	108
TABLA 4.4: Coeficiente k_1 .	108
TABLA 4.5: Coeficiente b de Flamant.	109
TABLA 4.6: Valores del coeficiente C_{HW} de Hazen-Williams.	110
TABLA 4.7: Pérdidas localizadas en longitudes equivalentes (En metros de tubería recta).	111
TABLA 4.8: Deflexión máxima en tuberías.	113
TABLA 4.9: Tipos de bombas eléctricas recomendadas por tipo de fuente.	140
CAPITULO V	
TABLA 5.1: Dotación media diaria (1/hab-d).	154
TABLA 5.2: Valores del Coeficiente k_2 .	156
TABLA 5.3: Volumen de regulación para el caso de suministro de las 24 horas.	160
TABLA 5.4: Volumen de regulación para el caso de suministro de las 10 horas de bombeo.	162

CAPITULO VI

TABLA 6.1: Profundidad y ancho de zanja.	188
TABLA 6.2: Valores del coeficiente K de simultaneidad.	196
TABLA 6.3: Cronología de los métodos para el análisis de redes de distribución de agua potable.	204

CAPITULO VII

TABLA 7.1: Tipos de materiales para tuberías de abastecimiento de agua potable.	221
TABLA 7.2: Presión Nominal.	222

CAPITULO I

INTRODUCCIÓN



1.1. INTRODUCCIÓN

El servicio de abastecimiento de agua potable es la captación de agua bruta, potabilización, almacenamiento y distribución. Se considerarán instalaciones de abastecimiento, aquellas que, respondiendo a alguno de los tipos que se relacionan a continuación, se encuentran en uso permanente en la prestación del servicio de abastecimiento:

- ✓ Captaciones.
- ✓ Estaciones de tratamiento de agua potable.
- ✓ Depósitos de almacenamiento.
- ✓ Estaciones de bombeo.
- ✓ Red de distribución: es el conjunto de tuberías y sus elementos de maniobra y control, que conducen el agua a presión y de la que derivan las acometidas de abastecimiento a los usuarios.
- ✓ Acometidas de abastecimiento: son las instalaciones que enlazan las instalaciones interiores del inmueble con la red de distribución. Su instalación será con cargo al propietario y sus características se fijarán de acuerdo con la presión del agua, caudal contratado, consumo previsible, situación del local y servicios que comprenda, de acuerdo con las normas básicas de aplicación para instalaciones interiores de suministro de agua. Se considerarán elementos de la acometida de abastecimiento: el dispositivo de toma, el ramal, la llave y la arqueta de registro.
- ✓ Instalaciones interiores de los edificios.

La conservación y explotación de los elementos materiales del servicio público de abastecimiento (captaciones, estaciones de tratamiento de agua potable, depósitos de almacenamiento, estaciones de bombeo, red de distribución y acometidas) es competencia exclusiva del prestador del mismo.

1.2. HISTORIA

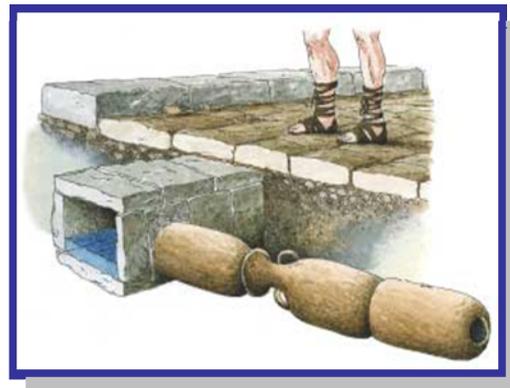
Como hemos visto, desde los primeros asentamientos, el hombre ha intentado permanecer cerca del agua. Su existencia es condición indispensable para la vida y, por ello, no podía establecerse lejos de una fuente, un manantial, un lago, un arroyo o un río que satisficiera sus necesidades en este sentido. Esta verdad cobra una especial importancia en una región como la nuestra, tan escasa siempre de precipitaciones.

A medida que se hicieron los establecimientos más estables y crecieron en número fue haciéndose necesario complementar lo aportado por la naturaleza con obras realizadas por el hombre. Surgieron así los primeros intentos de almacenar y conducir el agua a determinados asentamientos a través de incipientes redes de suministro (ver Figura 1.1 y Figura 1.2).

Figura 1.1: Primeros dispositivos para llevar el agua hasta los campos que se localizan en terrenos elevados [Ref. 1]



Figura 1.2: Cañerías de ánforas ensambladas por sistema de macho-hembrado conducían las aguas sobrantes en la Cartagena romana [Ref. 1]



Se trataba de acercar y asegurar al hombre lo que la naturaleza había dispuesto, pero también de protegerlo. Probablemente las primeras obras de los primitivos habitantes de la región en relación con el agua fuesen de defensa, para protegerse de la propia energía de los canales fluviales o de las mismas fuentes. Y también de conservación: debían asegurar su carácter fluente liberándolas de partículas y obstáculos de todo tipo que impidiesen su normal discurrir. Por último, también debieron intentar almacenarla en distintos depósitos más o menos elaborados que permitiesen disponer de ella en períodos de carencia. Surgirían así los pozos y las cisternas (ver Figura 1.3 y Figura 1.4).

Figura 1.3: Tuberías de plomo romanas y ánforas destinadas a la conducción de agua. Museo Arqueológico de Cartagena [Ref. 1]



Figura 1.4: Los aljibes de Fuente Álamo fueron prácticamente las únicas fuentes de abastecimiento de la población de los alrededores hasta finales de los años 50 [Ref. 1]



Aproximadamente en el año 7000 a.C. en Jericó (*Israel*) el agua almacenada en los pozos se utilizaba como fuente de recursos de agua, además se empezó a desarrollar los sistemas de transporte y distribución del agua. Este transporte se realizaba mediante canales sencillos, excavados en la arena o las rocas y más tarde se comenzarían a utilizar tubos huecos. Por ejemplo en Egipto se utilizan árboles huecos de palmera mientras en China y Japón utilizaba troncos de bambú y mas tarde, se comenzó a utilizar cerámica, madera y metal.

En Persia la gente buscaba recursos subterráneos. El agua pasaba por los agujeros de las rocas a los pozos.

Alrededor del año 3000 a.C., la ciudad de Mohenjo-Daro (Pakistán) utilizaba instalaciones y necesitaba un suministro de agua muy grande. En esta ciudad existían servicios de baño público, instalaciones de agua caliente y baños.

En la antigua Grecia el agua de esorrentía, agua de pozos y agua de lluvia eran utilizadas en épocas muy tempranas. Debido al crecimiento de la población se vieron obligados al almacenamiento y distribución (mediante la construcción de una red de distribución) del agua.

Los acueductos un elemento que jugó un papel muy importante en la cultura Romana fue el agua, de hecho su uso en los diversos ámbitos culturales de la época del imperio romano, influyó en la salud de muchos pueblos conquistados. La palabra acueducto deriva del vocablo latino conducción de agua.

Los acueductos fueron una invención romana; éstos eran canales largos de piedras que permitían movilizar el agua de un lugar a otro. El suministro de agua era necesario para los desagües y los baños públicos en ciudades y pueblos. El agua se utilizaba también para la propulsión de ruedas hidráulicas que movían cadenas e impulsaban la maquinaria. Los romanos aprovecharon los manantiales de aguas térmicas para diversas terapias, porque fue una cultura que se ocupó también de la medicina, esto los hizo ser buenos doctores (ver Figura 1.5).

Figura 1.5: Acueducto romano siglo XVII [Ref. 1]



Los sistemas de distribución de agua en el imperio romano pertenecen a una época que va del año 300 antes de Cristo al siglo XVII. Muchos de los acueductos construidos para transportar el agua eran verdaderamente avanzados. Los Romanos eran maestros en el arte de la construcción y la administración, le daban tal importancia al agua que eran capaces de construir acueductos tan grandes que llevaban agua a una ciudad de un millón de habitantes, desde una distancia de hasta 90 Km. Pero lo más importante era que sus ingenieros estaban preparados para seleccionar el agua. Separaban el agua de alta calidad, usada para beber y cocinar, del agua que serviría para regar o limpiar.

El invento de la bomba moderna en Inglaterra a mediados del siglo XVI, impulsó las posibilidades de desarrollo de sistemas de suministro de agua. En Londres la primera obra de bombeo de aguas se finalizó en el año 1562. Se bombeaba agua de río a un embalse a unos 37 m por encima del nivel del Támesis, y desde el embalse se distribuía a los edificios vecinos a través de tuberías, aprovechando la fuerza de la gravedad.

A partir del siglo XIX el aumento de la población en las zonas urbanas obligó a realizar grandes obras de captación, conducción y de tratamiento de aguas, que fueron posibles gracias al desarrollo de la ingeniería, la geología y ciencias conexas.

A partir de 1896, las vertientes de Arocagua, proveían de agua a la ciudad de Cochabamba. Éstas, junto a las de Rigol, Quintanilla y Rivero constituían las más importantes fuentes de abastecimiento a los pobladores de la época. El agua de las vertientes se distribuía en cantaros a través de piletas publicas hasta que a fines de la década de los 20 se construyeron los pozos de hundimiento de Arocagua y la galería filtrante de Chungara. Las aguas de estas captaciones llegaban a través de dos líneas de aducción a un tanque de almacenamiento construido en las faldas del cerro San Pedro.

Los inicios de SEMAPA se remontan a la primera red de distribución tuberías de acero, que fue construida en 1928 y dotaba 165 litros por persona/día a una población de 80.000 habitantes en época de lluvias, y 20 litros por persona/día en época de estiaje. En tiempos de sequía, esta dotación disminuía a la octava parte. Desde entonces, se impuso la necesidad de restringir la distribución a unas cuantas horas diarias.

Las lagunas privadas de Escalerani y Toro que en un principio servían para el regadío de tierras de la zona de Tiquipaya, fueron adquiridas por el Estado para atender el mercado déficit existente. La construcción de una obra de toma con un desarenador en la zona de Tolapujro, un aductor de Tiquipaya a Cala Cala, una planta de tratamiento y un tanque de almacenamiento en Cala Cala, permitieron aprovechar estas aguas a partir de 1940.

Luego de la ampliación de las redes de distribución hasta 1942, se construyó la galería filtrante de Tirani en 1956 que recibe las aguas provenientes de San Juan y San Pablo.

1.3. CUMBRES MUNDIALES Y SU RELACIÓN CON EL AGUA

En los últimos 25 años se han organizado una serie de reuniones mundiales en las cuales la preocupación de los países ha girado en torno a diferentes temas, relacionados con la pobreza, la educación y la salud.

Las más influyentes han sido las Cumbres de las Naciones Unidas realizadas a partir del año 2000. Allí se formularon los Objetivos de Desarrollo del Milenio, que sintetizan los compromisos de las conferencias internacionales y las cumbres mundiales realizadas en los años noventa que contribuyan a promover la importancia del uso sostenible, la gestión y la protección del agua dulce.

1.3.1. DECENIOS INTERNACIONALES DEL AGUA DE LAS N.N.U.U.

Conferencia Internacional del agua (Mar del Plata, Argentina 1977)

La Conferencia sobre Asentamientos Humanos de Vancouver fijó en 1976 la meta de «agua para todos en 1990». Tres años después, la Conferencia de Naciones Unidas sobre el Agua, celebrada en Buenos Aires, Argentina, precisó los cauces para cumplir esa ambiciosa meta, disponiendo que el decenio 1981-1990 fuera el «decenio internacional del abastecimiento de agua y el saneamiento», este plan estaba estructurado en dos partes: recomendaciones que cubrían todos los componentes esenciales de la gestión del agua (evaluación de los recursos hídricos; medio ambiente, salud y control de la contaminación; aspectos de políticas, planificación y gestión; riesgos naturales; información pública, educación, capacitación e investigación; y cooperación regional e internacional), y 12 resoluciones en temas específicos; y que el trienio 1978-1980, fuera dedicado a la obtención de datos y a la «evaluación de la magnitud del problema». La revista mensual de la OMS dedica un espacio a este problema, sobre la base de estadísticas y prioridades que revela en un artículo Lain Guers, colaborador de la publicación de la Organización Mundial de la Salud.

Conferencia de las N.N.U.U. sobre el M. Ambiente y el Desarrollo (Río de Janeiro, Brasil 1992)

La Conferencia de las Naciones Unidas sobre el Medio Ambiente y el Desarrollo, habiéndose reunido en Río de Janeiro en junio de 1992, reafirmando la Declaración de la Conferencia de las Naciones Unidas sobre el Medio Humano, aprobada en Estocolmo el 16 de junio de 1972 a/, y tratando de basarse en ella, con el objetivo de establecer una alianza mundial nueva y equitativa mediante la creación de nuevos niveles de cooperación entre los Estados, los sectores claves de las sociedades y las personas. Además, en esta Conferencia de Río de Janeiro se aprobó la Agenda 21 o Programa 21, un plan de acción en el que se pretende

establecer de forma detallada la actividad a realizar por los gobiernos, organizaciones internacionales, gubernamentales y no gubernamentales, y a otros niveles, para integrar medio ambiente y desarrollo. En este documento se establecen los problemas medio ambientales y, entre otros aspectos, de modo general, los medios técnicos y tecnológicos, financieros e institucionales para desenvolver los programas específicos previstos para su solución.

La Agenda 21 situó al agua dulce en el centro del debate sobre el desarrollo sostenible, relanzando la idea de la necesidad de establecer una política mundial del agua, dedicándole al uso sostenible del agua la totalidad de su Capítulo 18 y realizando diversas propuestas relacionadas con las necesidades de acción sobre este elemento natural.

Segundo Foro Mundial sobre el Agua (La Haya, Holanda 2000)

El II Foro Mundial del Agua celebrado en La Haya (Holanda) en el año 2000 sirvió, junto con la previa Conferencia Internacional sobre Agua y Desarrollo Sostenible celebrada en París (Francia) en el año 1998, para fijar de una forma concreta y políticamente relevante los principios reconocidos y precisos para diseñar un enfoque moderno en la gestión del agua, que se pueden resumir en los siguientes: visión global e integrada del recurso; establecimiento de responsabilidades claras entre los diferentes agentes que tienen relación con el agua; establecimiento de una organización adecuada a la escala de las grandes cuencas hidrográficas y acuíferos; participación directa y activa de las administraciones y colectividades territoriales implicadas y, en general, de todas las categorías de usuarios del agua; lucha contra el despilfarro y prevención de la contaminación permanente o accidental; aplicación del principio “usuario- contaminador- pagador”, que se traduce en que cada usuario tenga una carga económica proporcional a los usos y a los daños que causa; creación de nuevas capacidades de formación; y mejor conocimiento del recurso.

El II Foro Mundial del Agua tenía como lema "Hacer del agua un problema de todos" y se fijó la tarea de crear un plan de acción para treinta años con la finalidad de garantizar un suministro suficiente de agua potable a un precio razonable para cada habitante del planeta, para lo cual se instó a la comunidad internacional a invertir en proyectos y tecnología del agua. El 8 de septiembre del año 2000 la Asamblea General de Naciones Unidas, en la

denominada Cumbre del Milenio, aprobó la Declaración del Milenio (Resolución nº 55/2) en la que los firmantes, entre otras cosas, decidieron establecer como objetivo (punto 19 de la declaración) el de reducir a la mitad, para el año 2015, el porcentaje de personas que carezcan de acceso a agua potable o que no puedan costearlo. Y también (punto 23.4) el de poner fin a la explotación no sostenible de los recursos hídricos formulando estrategias de ordenación de estos recursos en los planos regional, nacional y local, que promuevan un acceso equitativo y un abastecimiento adecuado.

Cumbre Mundial sobre Desarrollo Sostenible Río + 10 (Johannesburgo, Sudáfrica 2002)

En la señalada Cumbre Mundial sobre el Desarrollo Sostenible (Río + 10), celebrada en Johannesburgo (Sudáfrica) entre el 26 de agosto y el 4 de septiembre de 2002, los líderes del mundo avanzaron un poco más en los objetivos de desarrollo contenidos en la Declaración del Milenio relativos al agua potable, y aprobaron un Plan de Aplicación de las decisiones adoptadas en la propia cumbre en el que, además de reiterar la pretensión antes señalada de reducir a la mitad para el año 2015 el porcentaje de personas que carezcan de acceso a agua potable o que no pueden costearlo (puntos 7.a y 8), también se acordó, como objetivo novedoso, la reducción a la mitad, para el mismo año 2015, del porcentaje de personas que no tienen acceso a servicios básicos de saneamiento. En esta cumbre el entonces Secretario General de las Naciones Unidas Kofi Annan identificó cinco grandes temas o áreas claves para un enfoque internacional coherente con el desarrollo sostenible, siendo el agua elemento esencial de todos ellos. Estos sectores o temas claves son los relativos a Agua y Saneamiento, Energía, Salud, Agricultura y Biodiversidad.

Año Internacional del Agua Dulce - Tercer Foro Mundial del Agua (Kyoto, Japón 2003)

En el III Foro Mundial del Agua celebrado en Kioto (y también en las ciudades japonesas de Osaka y Shiga) en el año 2003, entre otras acciones, se celebró una Conferencia Ministerial de dos días tras la cual 130 Ministros adoptaron una Declaración, subrayando el rol que cumple el agua como fuerza promotora del desarrollo sostenible, y lanzaron una Carpeta de Acciones sobre el Agua que contenía un inventario de más de 3.000 acciones locales con respecto a este recurso vital. También se presentó el documento “Financiar el agua para todos” y, el 22 de marzo, el Informe de las Naciones Unidas sobre el Desarrollo de los Recursos Hídricos titulado

“Agua para todos, Agua para la vida”, que mostró un panorama negativo sobre la temática que nos ocupa y señaló los desafíos a tener en cuenta en los años venideros.

En diciembre de 2003, la Asamblea General de las Naciones Unidas proclama el Decenio Internacional para la Acción, "El agua, fuente de vida" 2005 - 2015.

Un decenio para la acción. El principal objetivo del Decenio "El agua, fuente de vida" consiste en promover las actividades encaminadas a cumplir para los 2015 los compromisos contraídos en relación con el agua y cuestiones conexas.

Entre los temas que ocupan un lugar fundamental en el Decenio "El agua, fuente de vida" se encuentran: la escasez, el acceso al saneamiento y los servicios de salud, el agua y las cuestiones de género, el fomento de la capacidad, la financiación, la valoración, la ordenación integrada de los recursos hídricos, las cuestiones relativas a las aguas transfronterizas, el medio ambiente y la diversidad biológica, la prevención de los desastres, la agricultura y la alimentación, la contaminación y la energía.

ONU-Agua coordinó el Decenio "El agua, fuente de vida", 2005-2015. ONU-Agua es el mecanismo intergubernamental integrado por todos los organismos, departamentos y programas que se ocupan de cuestiones relativas al agua.

En el quincuagésimo octavo período de sesiones, la Asamblea General de las Naciones Unidas se aprobó la resolución 58/217, en que se proclama el período de 2005 a 2015 Decenio Internacional para la Acción "El agua, fuente de vida", que se daría comienzo el 22 de marzo de 2005. Se trataba del segundo decenio internacional que han organizado las Naciones Unidas sobre cuestiones relativas al agua, que sucede al Decenio Internacional del Agua Potable y del Saneamiento Ambiental, 1981 - 1990.

El principal objetivo del Decenio "El agua, fuente de vida" es promover, durante un decenio de acción, las actividades orientadas a lograr el cumplimiento de los compromisos contraídos en relación con el agua y cuestiones relativas al agua a más tardar en 2015.

Se hizo un especial hincapié en asegurar la participación de la mujer en estas actividades de desarrollo.

El logro de los objetivos de este Decenio Internacional exigirá una determinación, una cooperación y una inversión de fondos sostenidas.

El Día Mundial del Agua se celebra el 22 de marzo de cada año. El Día brinda la oportunidad de promover la concienciación del público y la difusión de información relacionada con la conservación y la ordenación de los recursos hídricos y la aplicación de las recomendaciones del Programa 21.

En 2005, el Día Mundial del Agua, coincidió con el inicio oficial del **Decenio Internacional para la Acción, "El agua, fuente de vida", 2005-2015.**

Cuarto Foro Mundial del Agua (México, México 2006)

El IV Foro Mundial del Agua celebrado en marzo de 2006 en Ciudad de México, tuvo como tema central el de las “Acciones Locales para un Reto Global” y bajo ese título se abordaron las problemáticas locales para afrontar el reto global del agua dentro de cinco ejes temáticos principales: agua para el desarrollo; instrumentación de la gestión integrada de los recursos hídricos; abastecimiento de agua y saneamiento para todos; agua para la alimentación y el medio ambiente; y seguridad hídrica. Además se presentó la segunda edición del Informe de las Naciones Unidas sobre el Desarrollo de los Recursos Hídricos con el título “Agua: una responsabilidad compartida”.

Por otro lado, se planteó formalmente, a instancias de varios países americanos (Bolivia, Cuba, Venezuela y Uruguay), el reconocimiento de que el acceso al agua dulce constituye un Derecho Humano fundamental y que los estados, con la participación de las comunidades, deben garantizar este derecho a sus ciudadanos, pero en la Conferencia Ministerial, en la que participaron ministros y funcionarios de alto nivel de 140 naciones, no hubo consenso en esta cuestión aunque en la Declaración Ministerial si se reconoció, como en ocasiones anteriores, la importancia crítica del agua dulce para todos los aspectos del desarrollo sostenible, incluyendo la erradicación de la pobreza y el hambre, la reducción de desastres relacionados con el agua, la salud, el desarrollo agrícola y rural, la hidroenergía, la seguridad alimentaria, la igualdad de género y la protección ambiental. También se subrayó la necesidad de incluir al agua y al saneamiento como prioridades en los procesos nacionales, en particular en las estrategias nacionales de desarrollo sustentable y

reducción de la pobreza, y se reafirmó el compromiso para alcanzar los objetivos pactados internacionalmente en la Agenda 21, la Declaración del Milenio y el Plan de Aplicación de Johannesburgo sobre la gestión integrada de los recursos hídricos, el acceso al agua potable y saneamiento básico.

1.3.2. OBJETIVOS DE DESARROLLO DEL MILENIO A NIVEL MUNDIAL

Los objetivos de desarrollo del Milenio, convenidos en la Cumbre del Milenio, celebrada en el año 2000, establecen metas concretas para reducir la pobreza, el hambre, las enfermedades, el analfabetismo, la degradación ambiental, y fomentar el empoderamiento de la mujer para 2015.

En relación con el abastecimiento de agua y el saneamiento, las metas pertinentes de los objetivos de desarrollo del Milenio son reducir a la mitad el porcentaje de personas sin acceso al agua potable y al saneamiento para 2015, el año en que concluye el Decenio "El agua, fuente de vida".

En la Declaración del Milenio también se exhorta a las naciones a poner fin a la explotación insostenible de los recursos hídricos. En respuesta, la Cumbre Mundial sobre el Desarrollo Sostenible (2002) exhortó a las naciones a elaborar planes de ordenación integrada y aprovechamiento eficiente de los recursos hídricos a más tardar en 2005. Esos planes pueden servir de marco al Decenio.

Como los objetivos de desarrollo del Milenio son intrínsecamente interdependientes, un mayor acceso al agua dulce y el saneamiento contribuirá a alcanzar las metas del Milenio en el ámbito de la salud, la igualdad entre los géneros (mediante el empoderamiento de la mujer) y el objetivo general de reducción de la pobreza.

El objetivo fundamental del Decenio "El agua, fuente de vida" es alcanzar esos objetivos de desarrollo convenidos internacionalmente durante un decenio de acción, a más tardar en 2015.

Queremos poner especial atención en el Objetivo 7, "Garantizar la sostenibilidad del medio ambiente", relacionado con el agua potable y el saneamiento y que plantea las siguientes metas para el 2015:

- ✓ Reducir a la mitad el porcentaje de personas que carezcan de acceso al agua potable.
- ✓ Reducir a la mitad el porcentaje de personas que carezcan de acceso al saneamiento.

1.3.3. REPERCUCIONES EN BOLIVIA

La declaración del Decenio Internacional del Agua Potable y el Saneamiento, el Gobierno de Bolivia, le asigna una alta prioridad a las acciones encomendadas y mediante resolución triministerial crea el Grupo Nacional del Decenio.

La declaración del Decenio Internacional del Agua Potable y el Saneamiento, el Gobierno de Bolivia, le asigna una alta prioridad a las acciones encomendadas y mediante resolución triministerial crea el Grupo Nacional del Decenio,

En Agosto de 1980, se firmó un convenio de cooperación técnica con la GTZ y la OPS/OMS para un proyecto de cooperación inter-regional sobre la Planificación Nacional para el abastecimiento del agua y saneamiento, el año 1986, se actualizó el Plan Nacional de Saneamiento, con proyecciones al año 2000 con apoyo de la OPS/OMS

El Decenio Internacional del Abastecimiento del Agua Potable y el Saneamiento llega a su fin en 1990, siendo necesario evaluar el progreso realizado y definir las acciones a cumplir en el post-decenio. En San Juan de Puerto Rico, convocó a la conferencia regional sobre Abastecimiento de Agua y Saneamiento asistieron 21 países de América Latina.

El Plan Nacional de Agua Potable y Saneamiento 1992-2000 "Programa Agua para todos" fue publicado en febrero de 1992 por el Ministerio de Asuntos Urbanos de Bolivia, ese mismo año, el Instituto Nacional de Estadística realizó el Censo Nacional de Población, se verificó que el crecimiento es mucho más bajo que los pronósticos del Plan Nacional.

1.3.3.1. FUNDASAB

Que de conformidad a lo previsto por el Artículo 4 de la Ley N° 2446 de 19 de marzo de 2003 - Ley de Organización del Poder Ejecutivo, es atribución del Ministro de Servicios y Obras Públicas formular, ejecutar, evaluar y fiscalizar políticas de servicios básicos, comunicaciones, energía, transporte terrestre, fluvial, lacustre y aeronáutica civil.

Que el Plan Nacional de Saneamiento Básico del Ministerio de Servicios y Obras Públicas 2001 - 2010 busca el mayor desarrollo del Sector Saneamiento Básico, a través de un apoyo sostenible tendiente a crear un ámbito operativo eficiente en el que se desempeñen las Entidades Prestadoras de Servicios de Agua Potable y Alcantarillado Sanitario – EPSA’s. Mediante el decreto supremo n° 27486 del 14 de mayo de 2004 se creó la Fundación para el Apoyo a la Sostenibilidad en Saneamiento Básico -FUNDASAB.

FUNDASAB tiene por objeto ser un mecanismo institucional sostenible de asistencia técnica, que brinde asesoramiento técnico y lidere e impulse los procesos de asistencia técnica para la ejecución de los Programas de Modernización Institucional del Sector Saneamiento Básico, promoviendo para el efecto modelos de gestión.

FUNDASAB, tendrá los siguientes fines:

- ✓ Promover la demanda por los servicios de agua y saneamiento.
- ✓ Promover la integración de las comunidades para generar economías de escala y sostenibilidad en el marco de los sistemas de agua y saneamiento.
- ✓ Apoyar el desarrollo institucional de las EPSA’s y operadores, así como a los Gobiernos Municipales que inicien un proceso de transformación de la gestión de los servicios que administran directamente en EPSA’s.
- ✓ Asesorar y capacitar a las EPSA’s, en políticas del Sector Saneamiento Básico.
- ✓ Prestar asistencia técnica para la sostenibilidad de los servicios, incorporando tareas relacionadas con la capacitación en las áreas de Recursos Humanos, Administrativas y Técnicas.
- ✓ Promover asistencia técnica para el desarrollo de tecnología apropiada, que incluye el diseño para la proposición de normas técnicas, planos tipo y desarrollo de tecnología.
- ✓ Orientar en políticas y estrategias con el fin de fortalecer la prestación de los servicios de agua potable y alcantarillado por parte de las EPSA’s.
- ✓ Proporcionar asistencia a los procesos de inversión, mediante el desarrollo de metodologías para toda la fase del proyecto (identificación, formulación, evaluación, seguimiento, monitoreo y otros).
- ✓ Lograr el fortalecimiento y consolidación de las EPSA’s, para que éstas puedan prestar servicios de calidad y eficiencia.

1.4. COBERTURAS DE SERVICIOS EXISTENTES

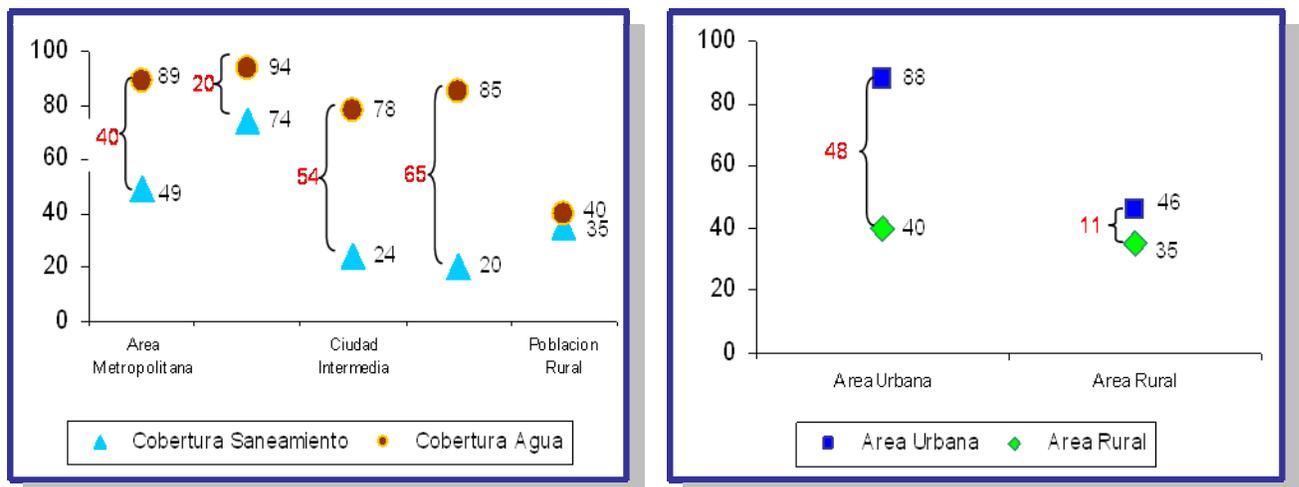
1.4.1. SITUACIÓN ACTUAL

Según el Plan Bolivia, plan para el quinquenio 2002-2007 para el sector de saneamiento básico: Más de 2.5 Millones de bolivianos no tienen acceso al servicio de Agua Potable y una parte importante del resto de bolivianos que están conectados a una red pública de agua reciben un servicio deficitario en calidad y continuidad.

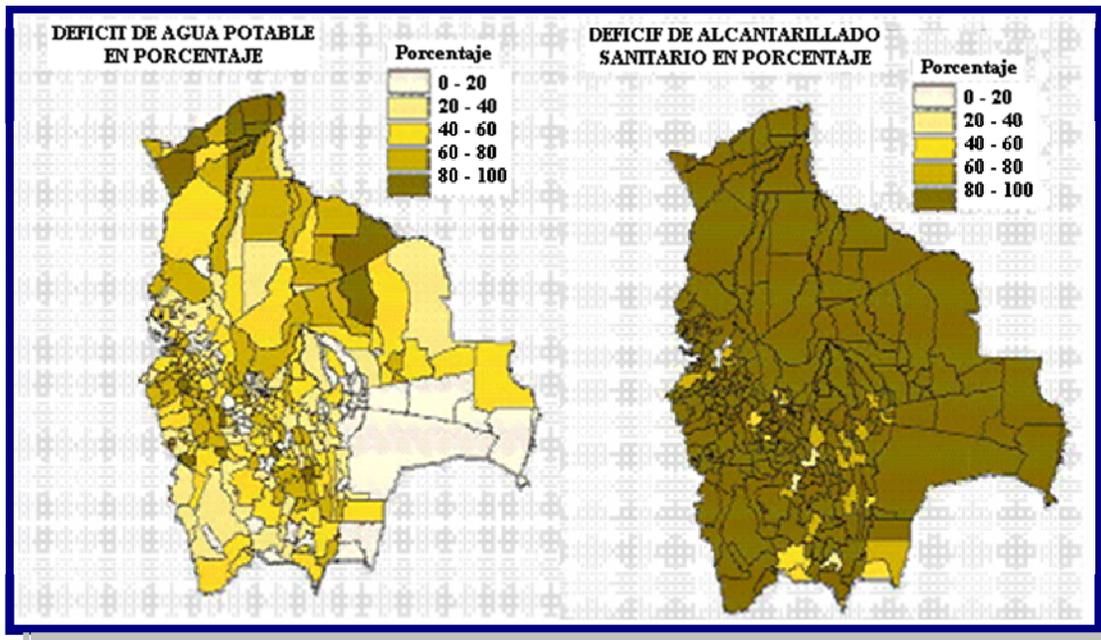
En lo referente al Alcantarillado la situación es más dramática; cerca de 5 Millones de Bolivianos no tienen acceso a un buen servicio de Alcantarillado y, adicionalmente, la contaminación ambiental es fuerte debido a que el grado de tratamiento de las

Aguas Servidas es mínimo. En el área rural (incluyendo a los pueblos indígenas) la situación es particularmente alarmante; alrededor del 43% de la población no tiene acceso al Agua Potable y el 75% no accede a un sistema de saneamiento adecuado, mientras que el tratamiento de las Aguas Servidas y la disposición sanitaria de excretas es prácticamente inexistente (ver Figura 1.6).

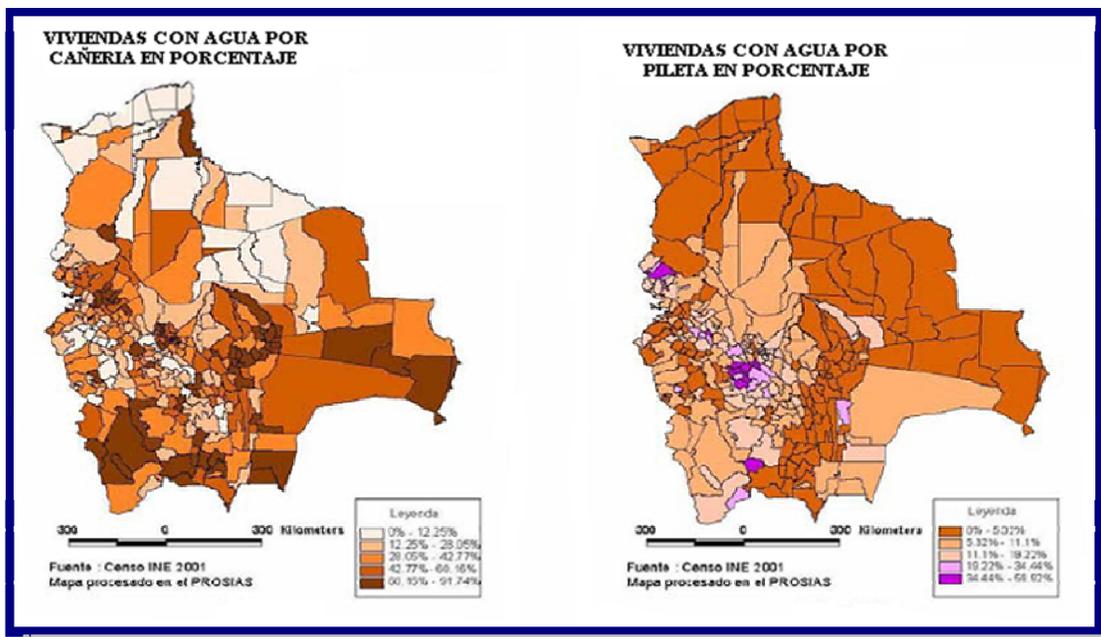
Figura 1.6: Personas sin cobertura de servicios de agua potable y alcantarillado sanitario [Ref. 2]



Tomando una perspectiva territorial estos datos se reflejan en los siguientes mapas (ver Figura 1.7):

Figura 1.7: Mapas de déficit de agua potable y alcantarillado sanitario en Bolivia (%) [Ref. 2]

En ambos mapas se ilustra el déficit de cobertura con un color más oscuro, en el primer caso de agua potable y en el segundo de alcantarillado sanitario, se observa que efectivamente existe un importante déficit de agua potable en la zona rural y de forma generalizada en el caso del servicio de alcantarillado. La cobertura según tipo de acceso al servicio de agua potable, se reflejan en mapas (ver Figura 1.8):

Figura 1.8: Mapa de viviendas según tipo de servicio de agua potable (%) [Ref. 2]

Según datos oficiales del Instituto Nacional de Estadística (INE) en base al anuario estadístico 2007 las coberturas según tipo de acceso al servicio de agua potable son los siguientes (ver Tabla 1.1):

Tabla 1.1: Cobertura por tipo de servicios de agua potable y alcantarillado sanitario de 1996 al 2005(%)

AGUA DE LA VIVIENDA	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003-2004	2005
PROCEDENCIA DE AGUA									
Bolivia	100.00								
Red por cañería	60.36	64.93	66.18	65.34	70.23	66.88	64.50	65.63	71.36
Pileta pública	9.67	6.18	8.60	5.00	4.55	4.38	5.20	5.52	2.86
Pozo o noria con bomba	10.07	11.49	10.59	3.02	2.25	3.56	2.90	2.58	3.33
Pozo o noria sin bomba				8.16	7.44	9.85	9.70	9.62	7.50
Río, vertiente o acequia	16.32	14.88	11.49	15.63	12.15	10.59	12.80	12.09	11.89
Lago, laguna o curiche				0.50	0.42	0.20	0.30	0.65	0.77
Carro repartidor (aguatero)	1.36	1.25	1.65	0.96	1.38	2.00	1.70	1.91	1.55
Otro (*)	2.21	1.27	1.48	1.39	1.59	2.54	2.90	1.99	0.74
Área Urbana	100.00								
Red por cañería	84.48	88.77	87.32	90.54	90.11	87.23	86.90	86.33	89.25
Pileta pública	7.87	4.89	5.67	2.03	2.73	1.55	2.50	2.98	1.59
Pozo o noria con bomba	3.83	3.17	2.96	1.36	1.30	1.12	0.90	1.37	2.70
Pozo o noria sin bomba				2.24	1.99	3.72	3.20	3.13	2.84
Río, vertiente o acequia	0.51	0.37	0.37	1.31	0.45	0.66	0.40	0.85	0.39
Lago, laguna o curiche							0.10	0.07	0.09
Carro repartidor (aguatero)	2.21	1.90	2.59	1.44	2.10	3.08	2.70	2.95	2.33
Otro (*)	1.11	0.90	1.09	1.07	1.32	2.65	3.30	2.32	0.81
Área Rural	100.00								
Red por cañería	26.00	29.13	30.34	22.96	35.59	33.56	27.30	33.60	38.83
Pileta pública	12.22	8.10	13.56	9.98	7.70	9.01	9.60	9.46	5.16
Pozo o noria con bomba	18.97	23.99	23.53	5.82	3.91	7.56	6.10	4.45	4.47
Pozo o noria sin bomba				18.12	16.94	19.89	20.60	19.66	15.99
Río, vertiente o acequia	38.85	36.68	30.35	39.70	32.54	26.86	33.40	29.49	32.81
Lago, laguna o curiche				1.35	1.14	0.53	0.70	1.56	2.00
Carro repartidor (aguatero)	0.16	0.28	0.07	0.16	0.12	0.23	0.10	0.31	0.12
Otro (*)	3.79	1.81	2.15	1.91	2.06	2.36	2.20	1.48	0.62

Fuente: Instituto Nacional de Estadística INE

Es importante mencionar que si bien ha existido un considerable incremento respecto a los datos del anterior censo poblacional, ha existido un pequeño decremento en el caso del agua potable principalmente en las áreas urbanas. Esto se debe a dos factores importantes a tomar en cuenta:

el crecimiento poblacional especialmente en las áreas periurbanas de los grandes centros poblados principalmente por la migración rural-urbano y como segundo factor la falta de reposición de sistemas de agua potable.

1.4.2. METAS DEL MILENIO

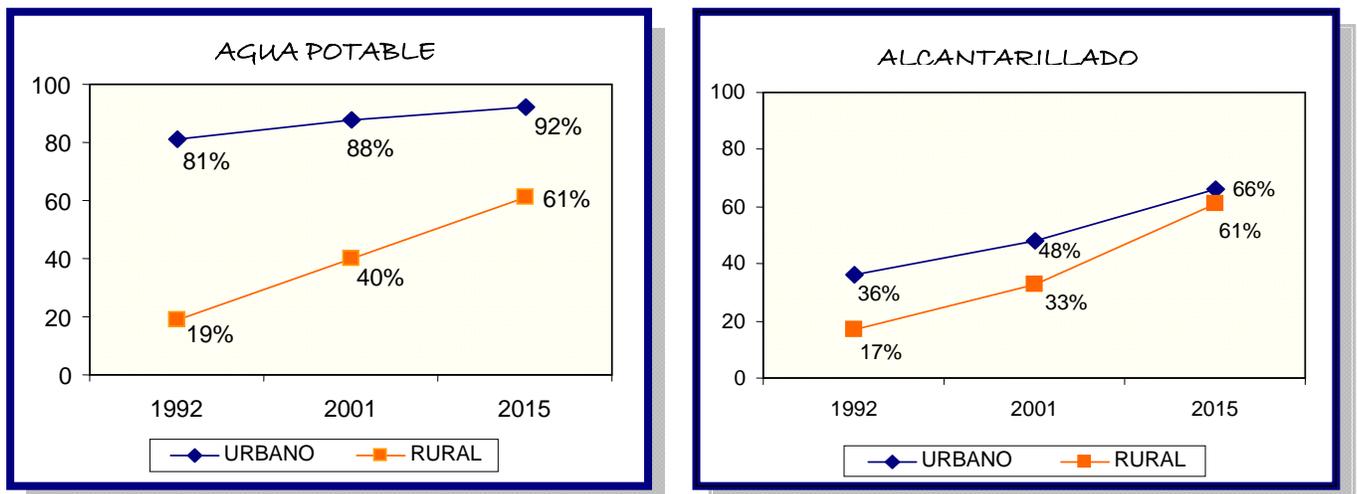
Una de las más importantes políticas en el sector de saneamiento básico que ha sido la principal base para la formulación de otras políticas y planes sectoriales son las denominadas metas del milenio.

Los principales Metas del Milenio para Bolivia son:

- ✓ Incrementar al 2011 la cobertura de servicios de agua potable hasta un 78% y en saneamiento hasta un 58%
- ✓ Mejorar la calidad de vida de la población del área rural y urbana, mediante el acceso universal y niveles tarifarios razonables y participación social.
- ✓ Mejorar el estado de salud y bienestar de la población de Bolivia, ampliando las coberturas y la calidad de los servicios, logrando entornos saludables.
- ✓ Coadyuvar en el logro de los Objetivos del Milenio

Las siguientes tablas y graficas nos mostraran las metas del milenio para Bolivia (ver Figura 1.9 y Tabla 1.2):

Figura 1.9: Metas del milenio en términos de cobertura [%] [Ref. 2]



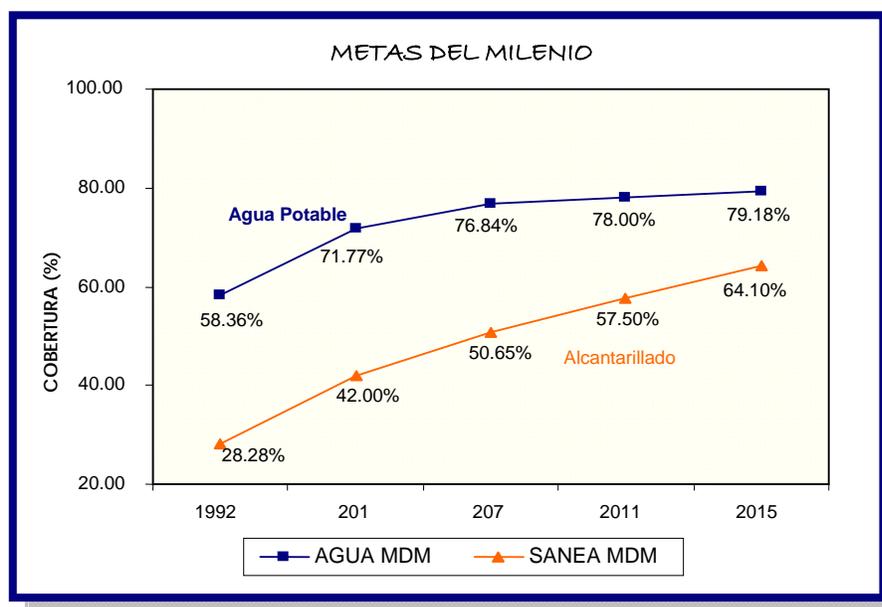


Tabla 1.2: Metas de Desarrollo del Milenio, según categoría poblacional

Categoría	GESTION 2015						
	Población	Coberturas		Incremento de la población con acceso		Tratamiento de Aguas Residuales	
		Agua	Saneamiento	Agua	Saneamiento	Colectadas	Tratadas
	(Hab)	(%)	(%)	(Hab)	(Hab)	(m ³ /día)	(m ³ /día)
Metropolitanas	5911696	90	69	2310949	2394694	504470	504442
Mayores	1003591	96	79	341475	309130	84484	83686
Intermedias	1029012	87	59	368706	451576	67399	67399
Menores	638300	88	56	206959	276909	33496	30469
Rurales	4146092	60	60	1254819	1405488		
Nacional	12728691	81	65	4482908	4837796	689863	685995

Fuente: VSB 2005(a):8

1.5. AGUA Y ENFERMEDAD

El agua es un regalo presente en la naturaleza. La cantidad total de agua en la tierra es finita, mientras que la capacidad de polución del hombre se acelera rápidamente con el crecimiento de la población, la agricultura y la industria a través del globo. Los cuerpos de agua locales pueden agotarse y contaminarse muy rápidamente debido al egoísmo e ignorancia; el agua se puede convertir en una fuente mas bien de muerte y enfermedad que de vida.

Hoy, al menos 1/5 de todas las personas a nivel mundial, carecen de acceso a agua potable segura. En los países desarrollados, la mayoría de las ciudades descargan de 80 a 90 % de su desagüe directamente a los ríos y caños, que son usados para tomar, aseo y lavar. Esta carencia de tratamiento de cloacas ha propiciado que microorganismos peligrosos diseminen enfermedades propagadas por el agua; particularmente las enfermedades transmitidas por vectores que viven en el ambiente acuático son responsables por alrededor de 1/3 de todas las muertes en el mundo.

La creciente polución de nuestros ríos constituye la mayor amenaza a la salud pública. Las aguas contaminadas conllevan a varios problemas gastrointestinales, infecciones del hígado, cáncer, etc. Los niños son a menudo los más afectados, muriendo en grandes cantidades por diarrea. Aun en los 90 más de 1 millón de niños murieron debido a diarrea y otros trastornos gastrointestinales.

1.5.1. AGUA PARA LA VIDA

Figura 1.10: El cuerpo humano tiene casi el 60% de agua [Ref. 3]

La vida se origino en el agua y es el agua lo que hace posible la vida. El agua conforma el 60 por ciento del peso corporal, el plasma celular contiene más de 90 por ciento de agua, el citoplasma celular contiene alrededor de 70 por ciento de agua. Hasta los huesos contienen un 20 por ciento de agua. El agua es necesaria para (ver Figura 1.10):

- ✓ Transportar nutrientes y oxígeno a todas partes del cuerpo vía la sangre
- ✓ Mantener el volumen sanguíneo
- ✓ Desechar materiales de funciones fisiológicas
- ✓ Ayudar a mantener la temperatura corporal



1.5.2. ENFERMEDADES RELACIONADAS CON EL AGUA

Las infecciones del hombre relacionadas con el agua son extremadamente numerosas y diversas. Las siguientes son las maneras en que generalmente las enfermedades pueden ser transportadas por el agua.

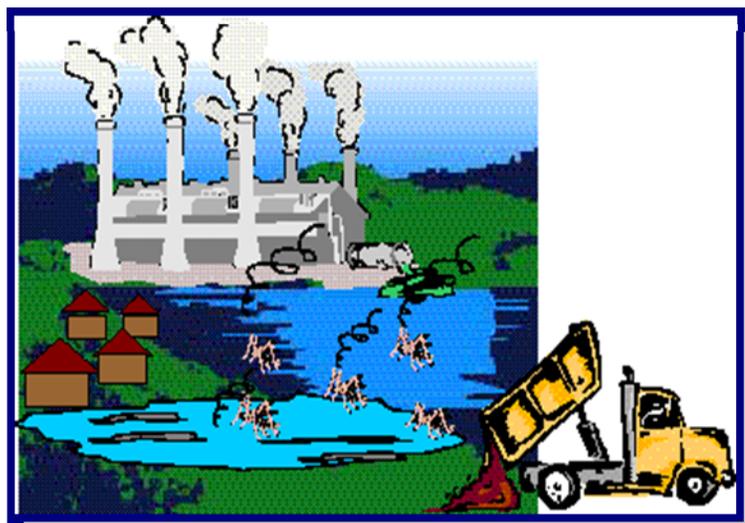
- ✓ Los Organismos Patógenos son transmitidos de una persona a otra por su Abastecimiento domestico de agua. (Ej.) Cólera, Tifoidea y Hepatitis.
- ✓ Abastecimiento de agua inadecuado, falta de higiene personal. (Ej.) tracoma e infección en la piel.
- ✓ Infección transmitida por organismos que viven en el agua. (Ej.) Helmintos (gusanos parásitos) que pasan parte de su ciclo vital en el agua.
- ✓ Vectores parásitos que están relacionados de una u otra manera a infecciones transmitidas por el agua. (Ej.) Fiebre amarilla, malaria etc. (ver Tabla 1.3).

1.5.3. FUENTES CONTAMINANTES DEL AGUA

➤ Consecuencias Directas:

- ✓ Desechos de efluentes domésticos, industriales o agrícolas.
- ✓ Aplicación directa de herbicidas para controlar plantas acuáticas que interfieren con el uso humano de aguas frescas.
- ✓ Aplicación directa de insecticidas a aguas frescas para destruir larvas de mosquitos, el vector de la malaria.
- ✓ Molusquicidas ampliamente usados en el trópico para controlar los moluscos vectores de la sistosomiasis (ver Figura 1.11).

Figura 1.11: Fuentes de contaminación del agua [Ref. 3]



➤ **Consecuencias Indirectas:**

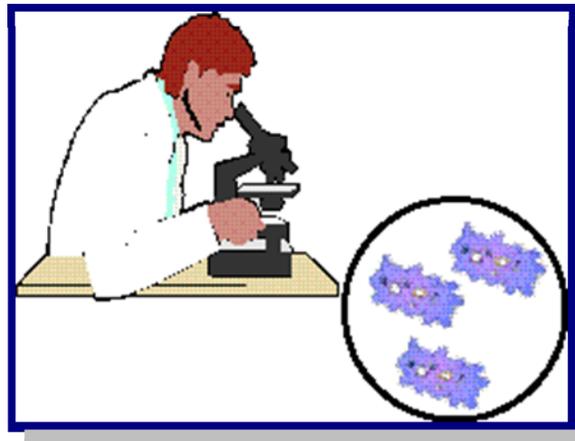
- ✓ Insecticidas y Herbicidas lixiviados aplicados a la tierra.
- ✓ Desechos pesticidas descuidadamente vaciados y sus contenedores vacíos en piscinas o cañadas.
- ✓ Rellenos de Tierra y vertederos de desechos tóxicos contaminan el agua de la tierra.

1.5.4. CONTAMINANTES DEL AGUA

Los contaminantes pueden ser (ver Figura 1.12):

- ✓ Contaminantes orgánicos
- ✓ Contaminantes Inorgánicos
- ✓ Contaminantes termales
- ✓ Materiales Radioactivos

Figura 1.12: Contaminantes en el agua [Ref. 3]



- **Contaminantes Orgánicos (Origen)**

- ✓ Desagües domésticos (fuente mayor)
- ✓ Lavados Urbanos (de casas, factorías y caminos)
- ✓ Efluentes industriales (ver Figura 1.13).

Figura 1.13: Enfermedades transmitidas por agua sucia [Ref. 3]



El Efecto mas importante de los contaminantes orgánicos es la: Disminución del oxígeno disuelto (el nivel recomendado de OD para el agua natural es de 4 a 6 ppm.)

- Patógenos (Origen)

La contaminación fecal del agua puede producir una variedad de patógenos a las vías de agua, incluyendo:

- ✓ Bacteria
- ✓ Virus
- ✓ Protozoos
- ✓ Lombrices parasitarias
- ✓ Vectores (Véase Figura 1.14).

Figura 1.14: Patógenos que transmiten enfermedades en el Agua [Ref. 3]

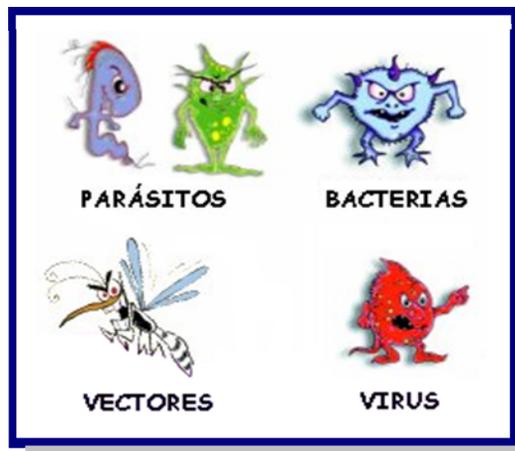


Tabla 1.3: Enfermedades relacionadas con el agua y sus organismos causales

Enfermedad	Organismos causales	Modo de Dispersión	Síntomas
BACTERIA			
Tifoidea	Salmonella typhi	Ingestión de alimentos, agua, leche, vegetales crudos sin lavar contaminados y moscas	Fiebre continua que incrementa progresivamente día a día, siendo la temperatura mas alta en la tarde que en la mañana acompañada de dolor corporal, dolor de cabeza y constipación, hemorragia proveniente de una ulceración en el intestino delgado
Cólera	Vibrio cholerae	Ingestión de agua o alimentos contaminados por la bacteria del las evacuaciones de un paciente con cólera	Diarrea sin dolor seguido de vómitos; el paciente puede evacuar de 30 a 40 por día que pronto se convertirá típicamente acuosa y sin color con partículas de moco flotando en ella
Disentería bacteriana	Shigella spp.	Vía alimentos contaminados, agua y por contacto personal directo	Diarrea, con la presencia de sangre o moco en las evacuaciones. Acompañados de dolor desgarrador severo en el abdomen. Las evacuaciones no son tan frecuentes (4-10 por día) y la materia fecal es escasa. El paciente luce enfermo.
Leptospirosis	Leptospira	Los huéspedes primarios son los roedores, que cargan los organismos en sus riñones y el paciente se puede contaminar por vadear o nadar en aguas contaminadas con orines de roedores	Fiebre, dolor en las piernas, náusea, el vomito es común, congestión de los vasos sanguíneos conjuntivos alrededor de las corneas de los ojos
VIRUS			
Hepatitis infecciosa	Hepatitis virus	Evacuaciones que contienen virus que contaminan el agua y los alimentos	Perdida del apetito, náusea, vómitos y diarrea acompañados de fiebre. La orina es de color oscuro. Los ojos y la piel toman una coloración amarillenta
PROTOZOOS			
Disentería amebiana	Entamoeba histolytica	Ingestión de quistes en el agua y alimentos	Incomodidad abdominal a diarrea, con o sin presencia de sangre o mucosidad en las evacuaciones, acompañados por fiebre, escalofríos y dolor abdominal desgarrador
Diarrea	Giardia Lamblia intestinalis	Quistes que fueron descargados con las heces y entran al nuevo huésped en el agua o alimentos	Desordenes intestinales llegando a dolores epigástricos, incomodidad intestinal, pérdida del apetito, dolor de cabeza y evacuaciones sueltas
HELMINTOS			
Bilharzia	Schistosoma spp.	Los huevos de los trematodos se descargan con las orina o heces humanas y si llegan a aguas frescas, se convierten en larvas miracidia que infectan las babosas. La etapa cercaria se desarrolla dentro de las *** y abandonando su huésped, la cercaria penetra en la piel del humano que vadea en el agua.	Escozor tipo alergia, sarpullido, dolores, fiebre, eosinophila, etc. Cuando la infección es mucha, los huevos pueden ser depositados en las evacuaciones de los pulmones causando sistosomiasis o copulmonale o la enfermedad ayerza, que puede conllevar a fallo del corazón
Lombriz	Dracunculus medinensis	Agua sin filtrar que contiene los copepods infestados	Ampolla cerca del tobillo, quemaduras alrededor de la ampolla, alergia y dolores

Fuente: OMS 2008

1.5.5. ROL DE UN INGENIERO SANITARIO

El rol de un Ingeniero Sanitario, tal como esta concebido, tiene incidencia directa sobre los aspectos ambientales y sanitarios, como un profesional capacitado para formular planes y programas orientados a la construcción, diseño, operación evaluación y control de acueductos, alcantarillados, rellenos sanitarios, plantas y nuevas tecnologías para el tratamiento de agua, evaluación y mitigación de contaminantes, y por lo tanto como agente constructor de salud pública. (Ver Figura 1.15).

Figura 1.15: Ingeniero Sanitario ejecutando una Obra [Ref. 4]



CAPITULO II

ESTUDIO Y PARÁMETROS BÁSICOS DE DISEÑO

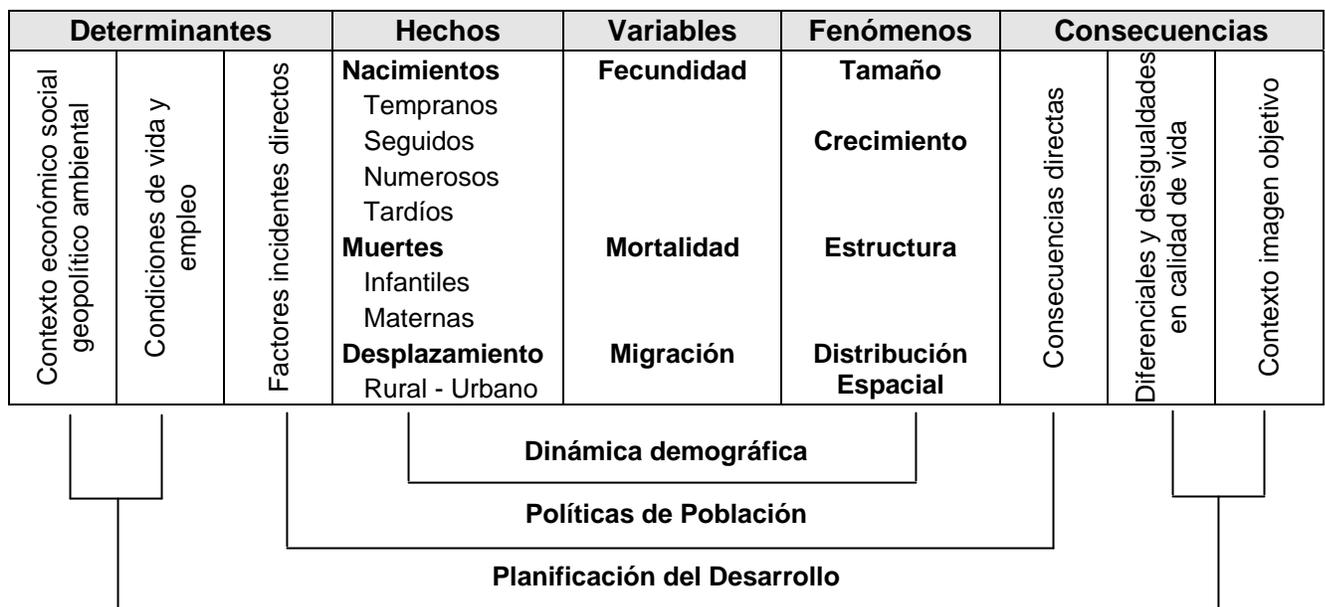


2.1. POBLACIÓN Y PLANIFICACIÓN

El INE (Instituto Nacional de Estadística) es un Órgano Ejecutivo del Sistema Nacional de Información Estadística de Bolivia, tiene las funciones de: relevar, clasificar, codificar, compilar y difundir, con carácter oficial, la información estadística del país. En Bolivia se cuenta con los datos censales de 1976, 1992 y 2001, y estos datos extrapolados se los encuentra en la página Web del INE [Ref. 5] en forma anual.

En el diagrama siguiente nos muestra, la relación entre población y planificación, donde se consideran los: determinantes, hechos, variables, fenómenos y sus consecuencias, en su vinculación con la dinámica demográfica, políticas de población y la planificación del desarrollo (ver Tabla 2.1).

Tabla 2.1: Diagrama de relación entre población y planificación



Fuente: Ministerio de Desarrollo Sostenible, 2004

2.1.1. HECHOS DEMOGRÁFICOS

Los “hechos demográficos” que inciden en los cambios de la población son los nacimientos, las muertes y los movimientos poblacionales que tienen influencia diferencial en el crecimiento de la población y son estudiados a través de la fecundidad, mortalidad y la migración (interna y/o internacional), respectivamente, las que se denominan variables demográficas.

2.1.2. VARIABLES DEMOGRÁFICAS

Las variables demográficas definen:

- i) El perfil y las tendencias demográficas de una población.
- ii) Ciertas características y tendencias sociales de la misma, específicamente las vinculadas con la dinámica demográfica (fecundidad, mortalidad y migraciones).
- iii) Algunos aspectos de tipo estructural (de territorio o de hogares, por ejemplo) que combinan rasgos demográficos y sociales.

La **Fecundidad** se entiende como la capacidad reproductiva de una población, expresado en el número de niños nacidos vivos en una población, particularmente de la población femenina en edad de reproducir (15 a 49 años). Es un componente que influye de forma importante en el incremento de la población. La fecundidad está intermediada por patrones de nupcialidad (edad al casarse o convivir), el conocimiento y uso de métodos anticonceptivos y la infecundabilidad postparto.

La **Mortalidad** reduce la cantidad de la población. Esta reducción sin embargo, no es tan relevante, debido a que la mortalidad se compensa con un número mayor de nacimientos. La mortalidad se relaciona directamente con la edad, el sexo, los factores culturales y las condiciones de vida de la población. En este ámbito, uno de los temas de población importantes de tratamiento en el marco del desarrollo y la planificación es la mortalidad infantil y materna, debido a que refleja las condiciones de vida de la población y del desarrollo del departamento o del municipio.

La **Migración** se entiende como el desplazamiento de la población a través de fronteras político-administrativas con la intención de adoptar una nueva residencia. La migración puede estudiarse tomando en cuenta dos momentos: la migración de toda la vida y la migración reciente. En ambos casos los indicadores son los mismos y solo difieren en la referencia temporal.

La diferencia entre los inmigrantes y los emigrantes se denomina saldo migratorio. Si la población inmigrante es mayor que la emigrante, entonces el saldo migratorio es positivo. Si la población emigrante es mayor que la inmigrante, entonces el saldo es negativo.

2.1.3. FENOMENOS DEMOGRÁFICOS

Los “fenómenos demográficos” incluyen la cantidad de población, su crecimiento, la estructura y la distribución espacial. Cuando las condiciones del desarrollo no son las apropiadas, un crecimiento continuo y sostenido de la población puede ejercer presión sobre los recursos destinados, por ejemplo, a la provisión de servicios básicos (educación y salud).

El *Tamaño de la población* representa la cantidad de la población en un determinado año o período de tiempo, correspondiente a un departamento, municipio o cualquier área geográfica. Asimismo, puede considerarse tamaños de grupos específicos de población por edad y sexo, como ser la cantidad de población femenina, la población en edad escolar, en edad de trabajar, etc.

El *Crecimiento* es uno de los indicadores de mayor interés desde el punto de vista demográfico es la tasa de crecimiento a la que aumenta la población, es decir, la velocidad con que se incrementa un grupo poblacional en un periodo dado de tiempo.

En este sentido, el tamaño de la población depende de la evolución de las tres variables demográficas, de acuerdo a sus dinámicas particulares, y dos son los fenómenos que influyen en este sentido:

- ✓ El crecimiento natural o vegetativo, diferencia entre los nacimientos y las defunciones (saldo neto de crecimiento de la población). El crecimiento natural por lo general es positivo debido a un mayor número de nacimientos que de muertes, por tanto su influencia es importante en el crecimiento de la población.
- ✓ El crecimiento producido por la migración, más concretamente por la influencia del saldo migratorio (diferencia entre los inmigrantes y los emigrantes). Este fenómeno está asociado a las condiciones de vida de la población y las de desarrollo de las áreas de salida y de llegada de la población y permite analizar conjuntamente el crecimiento natural y el crecimiento total de la población.

La ***Estructura de la población*** se refiere al número de mujeres y hombres clasificados por edad en una determinada unidad geográfica (país, departamento, o municipio), lo cual se conoce como la distribución de la población por edades ó estructura de la población. En un momento dado, la distribución por edades y sexo de una población puede tener un determinado impacto sobre la provisión de servicios y otras variables socioeconómicas.

La estructura de la población recibe la influencia de las tendencias pasadas de la fecundidad, mortalidad y migración. Cuando la estructura muestra una elevada proporción de personas menores de 15 años (como es el caso boliviano), se dice que la población es joven; en caso contrario la población envejece (como en la mayoría de los países europeos).

La ***Distribución espacial de la población*** se refiere a la localización de la población en una determinada unidad geográfica (Departamento y Municipio). Algunas poblaciones viven concentradas en espacios geográficos, denominados ciudades o área urbana, otros viven dispersos, denominados campo o área rural. Esta distribución de la población en el territorio está influida por la dinámica de desarrollo económico y social del área y las condiciones de vida de su población.

El factor que con mayor relevancia influye en la distribución de la población es la migración, particularmente la migración interna (dentro del país, departamento o sección municipal), debido a que altera el patrón de ocupación del territorio. Por ejemplo, al cambiar de residencia del área rural a la urbana, o de una unidad geográfica pequeña a otra grande, puede producir incremento de la población de llegada y disminución en la de salida, en el primer caso genera una mayor concentración de la población, mientras que en el segundo una desconcentración o mayor dispersión de la población.

2.2. PROYECCIONES DE POBLACIÓN

Las proyecciones de población son de mucha importancia en los planes de desarrollo, porque sirven de insumo básico para diseñar y comprender mejor las repercusiones del desarrollo, contribuyen a prever el futuro del departamento y del municipio al considerar cómo su población puede cambiar en un tiempo próximo o lejano, son insumos para prever las necesidades futuras del desarrollo y de la misma población.

De este modo las organizaciones encargadas de la planificación departamental y municipal necesitan tener una idea de la magnitud de la población actual y futura, a fin de formular planes para mejorar sus condiciones de vida.

En consecuencia, se requiere conocer las características presentes y futuras de esa población, tales como la cantidad total de la población, la cantidad de personas que existen en los diferentes grupos de edades, la distribución de la población en el territorio, a fin de planificar la oferta de servicios sociales (educación, salud, etc.).

2.2.1. CRECIMIENTO DE LA POBLACIÓN

2.2.1.1. TASA PROMEDIO ANUAL DE CRECIMIENTO

La Tasa promedio anual de crecimiento, es el ritmo o intensidad al que la población aumenta (o disminuye) en promedio en un año determinado, debido al aumento vegetativo y a la migración neta, expresada como un porcentaje de la población de año base.

$$i = \frac{1}{t} * \ln\left(\frac{N_t}{N_o}\right) * 100$$

Donde:

t = Tiempo, por ejemplo entre dos censos (1992-2001).

LN = Logaritmo Neperiano.

N_t = Poblacional Final (P 2001)

N_o = Población Inicial (P 1992)

2.2.1.2. POBLACIÓN FUTURA

El calculo de la población futura se podrá realizar mediante uno de los métodos de crecimiento, según el tipo de de población dependiendo de las características socio - económicas y ambientales de la población.

a) Método Aritmético.

Algoritmo:

$$Pf = Po \left(1 + i * \frac{t}{100} \right)$$

b) Método Geométrico.

Algoritmo:

$$Pf = Po \left(1 + \frac{i}{100} \right)^t$$

c) Método Exponencial.

Algoritmo:

$$Pf = Po * e^{\left(\frac{i*t}{100} \right)}$$

d) Método Curva Logística.

Algoritmo:

$$Pf = \frac{L}{1 + m * e^{(a*t)}}$$

Donde:

 Pf = Población futura (hab) Po = Población inicial (hab) i = Índice de crecimiento poblacional anual (%) t = Numero de años de estudio o periodo de diseño L = Valor de saturación de la población m = Coeficiente a = Coeficiente

$$L = \frac{2 * P_0 * P_1 * P_2 - P_1^2 (P_0 + P_2)}{P_0 * P_2 - P_1^2}$$

$$m = \frac{L - P_0}{P_0}$$

$$a = \frac{1}{t_1} \ln \left[\frac{P_0 (L - P_1)}{P_1 (L - P_0)} \right]$$

P_0, P_1, P_2 Población correspondiente a los tiempos t_0, t_1 y $t_2 = 2*t_1$

t_0, t_1, t_2 Tiempo intercensal en años correspondiente a la población P_0, P_1, P_2

2.2.1.3. APLICACIONES DE LOS MÉTODOS

Los métodos de crecimiento a emplearse deben ser aplicados en función al tamaño de la población, de acuerdo especificado en la Tabla 2.2.

Tabla 2.2: Aplicación de los Métodos

Método	Población (habitantes)			
	Hasta 5000	De 5001 a 20000	De 20001 a 100000	Mayores a 100000
Aritmético	X	X		
Geométrico	X	X	X	X
Exponencial	X (2)	X (2)	X (1)	X
Curva Logística				X

(1) Optativo, recomendable

(2) Sujeto a justificación

Fuente: Norma Boliviana NB-689

De acuerdo a la magnitud y características de la población, se deben diferenciar claramente las áreas de expansión futura, industriales, comerciales, de equipamiento y áreas verdes.

El área de proyecto se debe dividir en subáreas de acuerdo a rangos de densidad poblacional y por sus características socioeconómicas como centros urbanos y zonas periurbanas.

En el área rural, se debe diferenciar las áreas de nucleamiento y las áreas de población dispersa y semidispersa.

Se debe señalar claramente los establecimientos educativos, cuarteles, hospitales, centros deportivos y otras instituciones, así como la capacidad de los mismos, que representan consumos de carácter público / institucional a ser considerados especialmente en el diseño de las redes de distribución.

2.2.1.4. CORRECCIONES DE LA POBLACIÓN CALCULADA

La población calculada según los métodos descritos, debe ser determinada y ajustada de acuerdo a las siguientes consideraciones:

- ✓ Población estable.
- ✓ Población flotante, se refiere a la población ocasional que signifique un aumento notable y distinto a la población estable.
- ✓ Población migratoria, que depende de las condiciones de planificación sectorial en relación con los recursos naturales, humanos y/o económicos de cada localidad.

2.2.2. PERÍODO DE DISEÑO

El período de diseño es el número de años durante los cuales una obra determinada prestará con eficiencia el servicio para el cual fue diseñada. Los factores que intervienen en la selección del período de diseño son:

- Vida útil de las estructuras y equipos tomando en cuenta la obsolescencia, 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.

El período de diseño debe ser adoptado en función del componente del sistema y la característica de la población, según lo indicado en Tabla 2.3.

El período de diseño podrá ser mayor o menor a los valores especificados en Tabla 2.3, siempre que el ingeniero proyectista lo justifique.

Con el fin de evitar inversiones mayores al inicio del proyecto y/o el sobredimensionamiento de las distintas unidades del sistema, referido a los requerimientos del período inicial del proyecto, se podrán definir etapas de construcción para los componentes susceptibles de crecimiento.

Tabla 2.3: Período de Diseño (años)

Componente del sistema	Población menor a 20 000 habitantes	Población mayor a 20 000 habitantes
Obra de captación	10 - 20	30
Aducción	20	30
Pozos profundos	10	15 - 20
Estaciones de bombeo	20	30
Plantas de tratamiento	15 - 20	20 - 30
Tanques de almacenamiento	20	20 - 30
Redes de distribución	20	30
Equipamiento:		
Equipos eléctricos	5 - 10	5 - 10
Equipos de combustión interna	5	5

Fuente: Norma Boliviana NB-689

2.3. ESTUDIO GEOTÉCNICO

Los estudios de suelos y geotécnicos son trabajos de inspección y caracterización del subsuelo afectado por una obra de ingeniería, motivados por la necesidad de conocer el comportamiento del terreno ante la influencia de la misma, y que además de comprender los aspectos descriptivos formales del terreno, acostumbra a incluir ciertas recomendaciones para el proyecto de la obra, en aquellas facetas en la que la misma “interacciona” con el terreno.

Es deseable, pues, que un estudio de suelo y geotécnico sea realizado por un técnico o un grupo de técnicos con formación y experiencia en todos aquellos campos de relevancia para el estudio que se lleva a cabo.

En la Tabla 2.4 se presentan los tipos de estudios de suelo y geotécnicos, en función del componente del sistema y del tamaño de la población.

Tabla 2.4: Tipo de estudio de suelo y geotécnico

Componente	Población (habitantes)			
	Menor a 2000	De 2001 a 10000	De 10001 a 100000	Mayores a 100000
Obra de captación	*	X	O	+
Tanque de Almacenamiento	*	X	O	+
Planta de tratamiento	*	X	O	+
Obras especiales	*	X	O	+

(*) Requiere ensayo simplificado de suelo en sitio (Pozo de observación, determinación de fatiga *in situ*).

(X) Requiere análisis de suelos (tipo de suelo, composición granulométrica, ensayo de penetración).

(O) Requiere análisis de suelos (tipo de suelo, composición granulométrica, ensayo de penetración, pruebas de compactación y densidad *in situ*).

(+) Requiere estudio geotécnico.

Fuente: Norma Boliviana NB-689

2.4. TOPOGRAFÍA

Para realizar trabajos topográficos en zonas donde se implementarán proyectos de agua potable, se debe recabar previamente, la información básica, de instituciones públicas y privadas (Alcaldías, Prefecturas, Subprefecturas y otras como el Instituto Geográfico Militar IGM), como ser planimetrías, nivelaciones, fotos aéreas, cartas geográficas, planos reguladores, catastrales y toda información necesaria para interpretar y desarrollar los trabajos topográficos.

Todo trabajo de topografía se debe iniciar con referencia a un Bench Mark (BM) del Instituto Geográfico Militar (IGM). Las estaciones topográficas del proyecto, deben tener cotas de elevación obtenidas obligatoriamente por nivelación directa, arrastrados desde el BM.

En caso de no existir un BM en la zona del proyecto, o el BM esté a una distancia tal que impida un fácil acceso y/o arrastre, o sea incompatible con la magnitud del proyecto, se debe iniciar el trabajo definiendo e indicando un punto fijo y permanente, cuya cota y coordenadas serán asumidas en concordancia a la información básica y/o determinados en campo (utilizando un alfiler o un GPS navegador). Este punto (Ec) será la estación de partida y podrá ubicarse en sitio difíciles de remover o deteriorar (puentes vehiculares, la base de una estatua, plaza, edificios públicos y similares).

Para el replanteo posterior del proyecto, el responsable dejará en la localidad, BMs auxiliares y/o estaciones de la poligonal básica en lugares fijos, o mojones permanentes de hormigón (con mezcla de dosificación 1:3:6), de forma cilíndrica a una altura total de 40 cm y diámetro de 15 cm, enterrados una profundidad mínima de 30 cm y que sobresalgan 10 cm.

Deberán ser anclados en el terreno a través de barras metálicas, hincadas antes del vaciado del mortero. En caso de disponer de mojoneros prefabricados, estos serán de 25 cm de altura, debiendo enterrarse 15 cm y sobresalir 10 cm, los cuales serán embebidos en una plataforma de mortero de 25 cm x 25 cm con una mezcla de hormigón cuya dosificación sea 1:3:6.

La **planimetría** se puede definir una o más poligonales primarias cerradas, de acuerdo a la extensión del área del proyecto, con 2 (dos) puntos geodésicos como mínimo (uno de partida), con puntos de coordenadas absolutas conocidas determinadas a través de GPS topográfico. El enlace o la liga a los puntos geodésicos deben realizarse por alguno de los métodos de medición de ángulos horizontales para mejorar la precisión de los mismos.

La **altimetría** se puede definir que son diferencias de elevación de los puntos sobre la superficie terrestre, proyectada sobre un plano vertical y referida a un plano de comparación cualquiera.

La **taquimetría** debe emplearse para levantar los puntos de manera tal que sirvan para obtener la mejor representación de los detalles necesarios para la elaboración de los proyectos. Para este efecto partiendo de una poligonal principal o secundaria, se debe efectuar el levantamiento tomando los puntos más representativos, puntos de cambios de dirección de vías y similares, cambios de pendiente, montículos, depresiones en el terreno y detalles plano - altimétricos en general.

La precisión de los levantamientos topográficos debe ajustarse a los siguientes límites:

- Error angular permisible para cierre de poligonales principales:

$$E_{ap} = 15'' \cdot \sqrt{N}$$

Donde:

E_{ap} Error admisible en segundos
 N Número de ángulos en el polígono

- Error angular permisible para cierre de poligonales secundarias:

$$E_{as} = 25'' * \sqrt{N}$$

Donde:

E_{as} Error admisible en segundos
 N Número de ángulos en el polígono

- Error longitudinal permisible para cierre de poligonales principales:

$$E_{lp} 1 : 5000$$

Donde:

E_{lp} Error longitudinal permisible

- Error longitudinal permisible para poligonales secundarias:

$$E_{ls} 1 : 3000$$

Donde:

E_{ls} Error longitudinal permisible

- Error permisible de nivelación directa de poligonales principales:

$$E_{np} = 10mm * \sqrt{L}$$

Donde:

E_{np} Error permisible de nivelación directa en milímetros.
 L Longitud nivelada (N° de km).

- Error permisible de nivelación directa de poligonales secundarias:

$$E_{as} = 20mm * \sqrt{L}$$

Donde:

E_{ns} Error permisible de nivelación directa en milímetros.
 L Longitud nivelada (N° de km).

- Error permisible de nivelación para enlace de poligonal con BM:

$$E_{ne} = 10mm * \sqrt{L}$$

Donde:

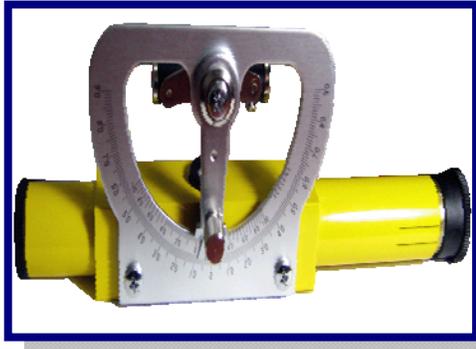
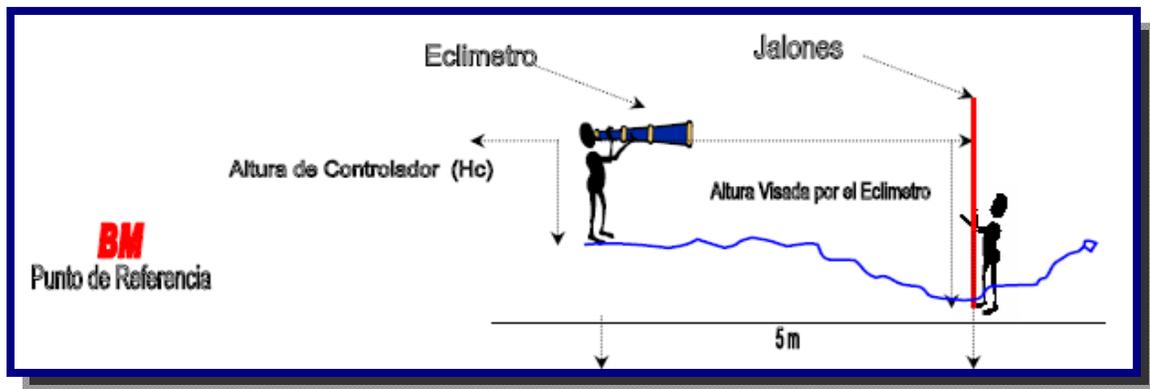
- E_{ne} Error permisible en nivelación en milímetros.
 L Longitud nivelada (N° de km)

2.4.1. CONTROL TOPOGRAFICO EN ZONAS RURALES

Para las poblaciones rurales que cuenten con un número menor a 30 conexiones, el trabajo de control topográfico podrá realizarse utilizando un eclímetro, huincha, jalones, libreta de apuntes, altímetro y/o GPS (Global Position System), (ver Figura 2.1 y figura 2.2)

El uso del Eclímetro para realizar un levantamiento topográfico consiste en (ver Figura 2.3):

- ✓ Trazar la sección del terreno donde se realizara el sistema de agua potable.
- ✓ A lo largo de la sección trazada medir y marcar cada 5 metros.
- ✓ En un extremo de la sección marcar un punto de referencia para considerarlo como un BM de apoyo, y debe estar alejado entre 3 a 5 metros de la zona de influencia de la maquina.
- ✓ Se debe medir la altura del controlador (H_c) que realizara las medidas con el eclímetro de su punto visual (ojos) al suelo.
- ✓ El controlador debe colocar los jalones cada 5 metros (A_n) y en forma vertical al inicio de las mediciones que se realizaran.
- ✓ El controlador debe colocarse en el BM y debe visar con el eclímetro y con un ángulo 0° (sin pendiente) el primer jalón contiguo, se debe medir la altura del punto visado en el referido jalón.
- ✓ Luego el controlador debe dirigirse al punto del primer jalón y repetir el mismo procedimiento así sucesivamente hasta llegar al otro extremo de la sección.

Figura 2.1: Eclímetro de mano [Ref. 6]**Figura 2.2:** GPS navegador [Ref. 6]**Figura 2.3:** Medición del tramo con un Eclímetro [Ref. 6]

Los puntos referenciales mediante un equipo **GPS navegador**, deben proporcionar posiciones en coordenadas UTM (universal Transverse Mercator). El datum a emplear en la referenciación será preferentemente el WGS (84) World geodesia System (1984) o en su defecto el PSAD (56) Provisional South America Data (1956). Esta información de ser especificada en las memorias descriptivas o de cálculo. El registro de los se realizara con referencia a la coordenada Norte y Este.

2.4.2. CONTROL TOPOGRAFICO EN ZONAS URBANAS

Para las poblaciones urbanas que cuenten con un número mayor a 30 conexiones, el trabajo de control topográfico podrá realizarse utilizando equipos de mayor nivel como teodolito, nivel de ingeniero y estación total.

El *teodolito* es un instrumento de medición mecánico-óptico universal que sirve para medir ángulos verticales y, sobre todo, horizontales, ámbito en el cual tiene una precisión elevada. Con otras herramientas auxiliares puede medir distancias y desniveles.

Es portátil y manual, está hecho para fines topográficos. Con ayuda de una mira y mediante la taquimetría puede medir distancias (ver Figura 2.4).

Para realizar un buen levantamiento topográfico se debe considerar las siguientes condiciones:

- Cuando el teodolito se encuentra perfectamente instalado en una estación, el eje vertical (o eje principal)) queda perfectamente vertical.
- El eje de colimación) debe ser perpendicular al eje horizontal).
- El eje horizontal debe ser perpendicular al eje vertical).

La **estación total** es un instrumento electro-óptico utilizado en topografía, cuyo funcionamiento se apoya en la tecnología electrónica. Consiste en la incorporación de un distanciómetro y un microprocesador a un teodolito electrónico (ver Figura 2.5).

El instrumento realiza la medición de ángulos a partir de marcas realizadas en discos transparentes. Las lecturas de distancia se realizan mediante una onda electromagnética portadora con distintas frecuencias que rebota en un prisma ubicado en el punto y regresa, tomando el instrumento el desfase entre las ondas

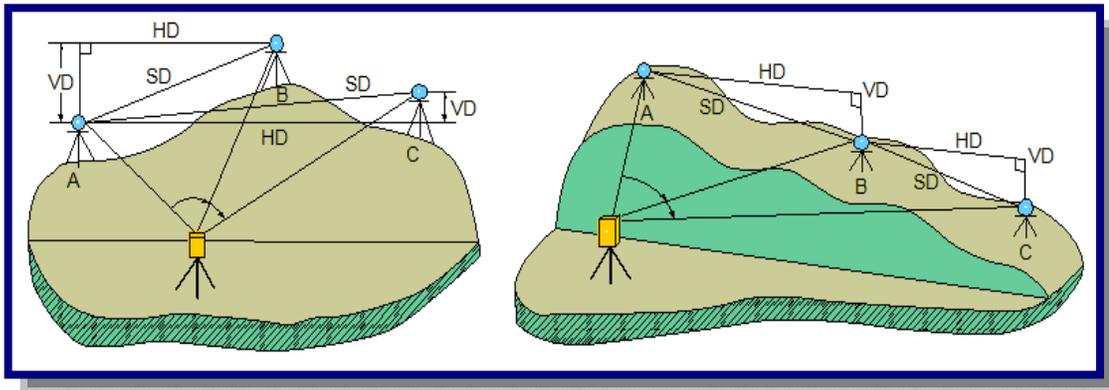
Este instrumento permite la obtención de coordenadas de puntos respecto a un sistema local o arbitrario, como también a sistemas definidos y materializados. Para la obtención de estas coordenadas el instrumento realiza una serie de lecturas y cálculos sobre ellas y demás datos suministrados por el operador (ver Figura 2.6).

Figura 2.4: Utilización de un Teodolito moderno[Ref. 6]



Figura 2.5: Estación total electrónico[Ref. 6]



Figura 2.6: Medición de tramos con una Estación Total Electrónico [Ref. 6]

Las curvas de nivel se dibujarán con trazo fino continuo, las curvas de intervalo con trazo más grueso. El intervalo entre curvas de nivel se establecerá de acuerdo a la Tabla 2.5:

Tabla 2.5: Curvas de nivel según la pendiente

Pendiente media del terreno	Intervalo (m)
menor a 2%	0.50
de 2 a 5%	1.00
mayor a 5% hasta 10%	2.00
mayor a 10% hasta 20%	2.50
mayor a 20%	5.00

Fuente: Reglamento de presentación de proyectos NB-689, Anexo IV

En caso de usar software especial para la generación de curvas de nivel, no se debe olvidar que la maquina interpola alturas de acuerdo a un algoritmo escogido.

En los planos topográficos deberá indicarse gráficamente el traslape y la posición correlativa, la información precisa de referencias topográficas y de nivel o BM, que el topógrafo o proyectista dejará en el campo debidamente identificados, para permitir una fácil y adecuada localización y replanteo de todos los componentes del proyecto.

Con relación a las escalas, los planos topográficos planimétricos de la población del proyecto, la red de distribución o de colectores sanitarios, y la ubicación de componentes del sistema de agua o saneamiento, se presentarán a escala 1:500, 1:1.000 o 1:2.000. Líneas de aducción y bombeo, deberán dibujarse en planta y perfil, en un mismo plano. En los perfiles se utilizarán las escalas: horizontal 1:500, 1:1.000 o 1:2.000 y vertical 1:50, 1:100 o 1:200.

2.5. ESTUDIOS SOCIOECONÓMICOS

El estudio socio-económico nos permite establecer la línea base del proyecto y obtener información de las características socio-económicas y socio-culturales de la población en estudio.

2.5.1. ASPECTOS DEMOGRAFICOS

La **Población Actual**, se debe indicar el número total y actual de los habitantes de la localidad, desagregado por sexo y por edad (menores o iguales a 15 años y mayores a 15 años) y el número de familias residentes en la localidad beneficiada. Esta información debe ser obtenida del último Censo Nacional del Instituto Nacional de Estadística (INE).

En caso de no contarse con esta información para el área específica del proyecto, se deberá establecer a través de un censo o muestreo censal técnicamente justificado.

La **Población Actual del Proyecto**, se especificará el número de habitantes y familias que se beneficiarán directamente con la ejecución del proyecto.

La **Población Flotante**, referida a la población ocasional que significa un aumento notable y distinto a la población estable.

La **Estabilidad Poblacional**, se debe establecer claramente el porcentaje de habitantes permanentes en la localidad y los otros aspectos como emigración/inmigración, estacional o permanente, que afecten al número de habitantes e índice de crecimiento poblacional.

El **Índice de Crecimiento Poblacional**, se determinará para la localidad beneficiada, según información obtenida del último Censo Nacional del INE y de acuerdo a lo especificado en las Normas NB 688 y NB 689 y sus Reglamentos, para proyectos de alcantarillado sanitario y agua potable, respectivamente.

2.5.2. ASPECTOS SOCIOECONÓMICOS

La descripción de las características **socioculturales** de los habitantes de la localidad: idiomas que se habla y nivel de educación, costumbres, épocas de siembra y cosecha, hábitos de higiene, festividades locales, autoridades, organizaciones locales, etc. Roles y actividades de hombres y mujeres en sus localidades (con énfasis en actividades referidas a saneamiento básico).

La descripción de las **actividades o rubros productivos** y económicos principales, y del potencial económico de la zona (agrícola, ganadera, artesanal, comercio, industria y otros).

Se deberá estimar el **ingreso medio familiar** de la población considerada en el proyecto.

Se describirá el nivel de **educación** de la localidad, número de alumnos y profesores, centros educativos existentes en la misma, y otros cercanos al área del proyecto.

Se describirá los **centros de salud** existentes en la localidad y/o cercanos a ésta y el nivel de atención de los mismos. Descripción de las principales enfermedades de origen hídrico y transmisible por el agua, índices de morbi mortalidad en la localidad.

Se señalarán las características constructivas de las **viviendas** (material predominante, etc.) y el número actual de viviendas consideradas en el Proy.

Se describirá la disponibilidad del **agua potable** de la localidad, cobertura del servicio, nivel de servicio, forma de abastecimiento, almacenamiento, y transporte. Si se dispone de un sistema de agua potable, corresponde su evaluación técnica de acuerdo de esta Etapa del Proyecto.

Se describirá la disponibilidad del servicio de **alcantarillado sanitario** y/o letrinas en la localidad, cobertura del servicio, descripción de las costumbres sanitarias dominantes en la localidad acerca de la disposición de excretas y otros. Si se dispone de un sistema de alcantarillado sanitario, corresponde su evaluación técnica de acuerdo de esta Etapa del Proyecto. Se describirá el sistema de recolección y disposición final de **residuos sólidos**.

Describir la disponibilidad de **energía eléctrica** de la localidad, existencia de red permanente y/o generador, tipo de corriente (monofásica, trifásica), tiempo de suministro de la misma por día, costo Kw/hora, categoría de usuarios, etc.

Describir los **medios de comunicación y transporte** existentes (telecomunicaciones, servicio de internet, correo, etc.) y la disponibilidad de transporte de pasajeros y carga, especificando tarifas y frecuencias de los viajes.

2.5.3. ANALISIS SOCIOECONÓMICOS DE LA POBLACIÓN

Comprende el análisis y estudio socio económico actual de la población beneficiaria del proyecto, incluyendo el análisis de ingresos y la capacidad de pago de los beneficiarios. Asimismo, para confirmar y garantizar el aporte de los beneficiarios y los Municipios, deberán incluirse los Documentos Legales y Compromisos, tanto de la Entidad Prestadora de los Servicios, Administradora y/o beneficiarios.

Se deberá realizar una encuesta socioeconómica en la localidad beneficiaria del proyecto que permita conocer la situación económica de los habitantes, mediante muestreo censal, recopilado en formulario, desarrollando claramente la metodología y los criterios utilizados para la definición del tamaño de la muestra censal.

Se deberá obtener información necesaria y determinar la demanda y sus variables a nivel de conexión, per cápita y familiar; en base a datos de niveles de ingresos, números de habitantes por familia, capacidad de pago, niveles de consumo de agua de acuerdo a la categoría correspondiente, tarifas y precios del agua del sistema y otras fuentes, igualmente otros parámetros que el proyectista obtendrá a requerimiento de los objetivos del proyecto.

El estudio de la oferta y demanda de agua, proyectadas por grupos de consumidores permitirá establecer la sostenibilidad del Proyecto y de la EPSA correspondiente.

Deberá indicarse y describir brevemente los métodos, parámetros, factores y variables utilizados para los cálculos respectivos.

2.5.4. DISPONIBILIDAD DE MATERIALES DE CONSTRUCCION Y MANO DE OBRA LOCAL

Descripción de los **materiales de construcción local**, disponibilidad regional y local, potencialidad de explotación, calidad y cantidad por tipo de material, costos y distancia de acarreo al lugar de las obras.

Descripción y disponibilidad de la **mano de obra local** que podrá ser empleada en el proyecto, discriminada en calificada y no calificada, y sus correspondientes costos.

2.5.5. EVALUACION SOCIOECONOMICA

Se presentará los resultados del análisis de la evaluación socio económica del proyecto, consistente en la comparación de los beneficios y costos atribuibles a la ejecución del proyecto desde el punto de vista de la sociedad en su conjunto con el fin de emitir un juicio sobre la conveniencia de su ejecución y el aporte al bienestar neto de la sociedad.

La evaluación socio económica del proyecto permitirá determinar la conveniencia de su ejecución incorporando los costos ambientales generados por las externalidades consistentes con la ficha ambiental.

Para tomar la decisión de ejecutar o no un proyecto de inversión pública, se deben tomar en cuenta los indicadores de rentabilidad socioeconómicos:

- El Valor Actual Neto Socioeconómico (VANS).
- El Costo Eficiencia Socioeconómico (CES).

2.5.5.1. VALOR ACTUAL NETO SOCIOECONOMICO (VANS)

El Valor Actual Neto Socioeconómico (VANS) representa la equivalencia presente de los ingresos netos futuros y presentes de un proyecto expresado a precios cuenta de eficiencia.

$$VANS = -I_o + \frac{1}{(1+i)^1} + \frac{1}{(1+i)^2} + \frac{1}{(1+i)^3} \dots \frac{1}{(1+i)^n}$$

Donde:

- VANS = Valor Actual Neto Socioeconomico
- I_o = Inversión inicial
- i = Tasa de Interés
- n = Período o vida útil del proyecto

Un VANS > 0 significa que el proyecto es rentable desde el punto de vista del país en su conjunto y que por tanto debe ejecutarse. Es necesario aclarar que éste se establece de la situación CON – SIN, es decir es el VANS incremental.

Un $VANS < 0$ significa que el proyecto no es rentable desde el punto de vista del país en su conjunto y que por tanto solamente deberá ejecutarse el proyecto de la situación SIN.

Al respecto, si se obtiene un VANS nulo, se enfrenta un punto de indiferencia y la decisión estará en función al costo de oportunidad de los recursos.

2.5.5.2. COSTO EFICIENCIA SOCIOECONOMICO (CES)

El Costo Eficiencia Socioeconómico (CES) representa el costo promedio por unidad de beneficio del proyecto.

En tal sentido, expresa los costos medidos en un equivalente anual, que distribuye las salidas anuales de efectivo uniformes en el flujo de caja, por unidad de servicio, producto y/o beneficiarios corregidos por las Razones Precio Cuenta de Eficiencia.

Si los beneficios de los proyectos no puedan ser cuantificados y/o valorados, se establecerá el Costo Eficiencia Socioeconómica (CES). Al respecto, se elegirá la opción que tenga los indicadores CE comprendidos en el rango establecido por los Parámetros Costo Eficiencia (PCE) establecidos por el Órgano Rector del SNIP.

CAPITULO III

FUENTES DE AGUA

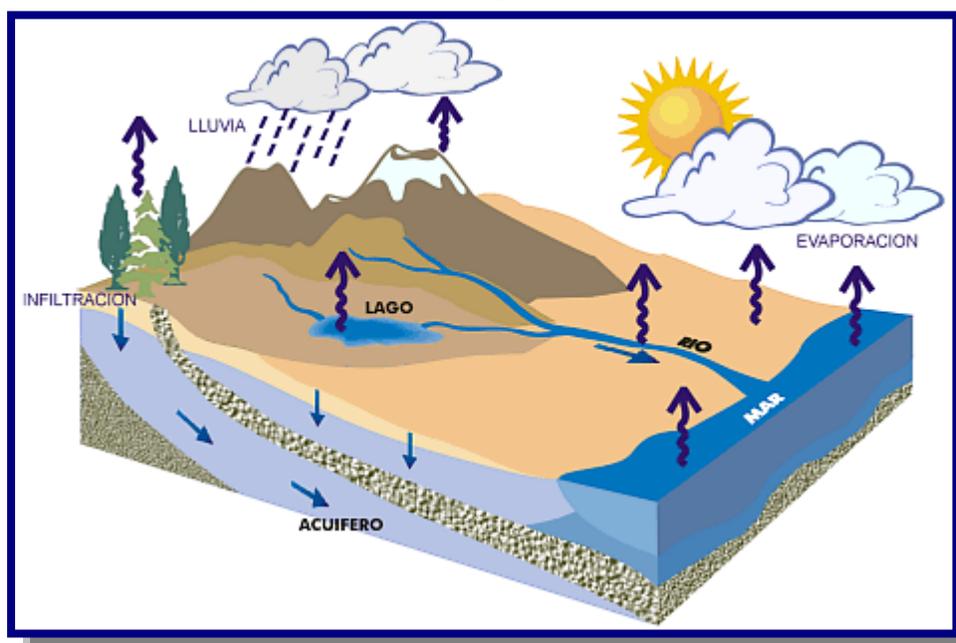


3.1. DISTRIBUCIÓN DEL AGUA EN LA TIERRA

El agua siempre se está moviendo alrededor, a través y sobre la Tierra en forma de vapor, agua líquida y hielo. Aún más, el agua está continuamente cambiando de forma. La Tierra es un "sistema cerrado," como un invernadero. Esto significa que la Tierra ni gana ni pierde mucha materia, incluyendo agua. Algo de esta materia, como los meteoros del espacio, son capturados por la Tierra, sin embargo, sustancias de la tierra no pueden escapar al espacio exterior. Esto es muy cierto con respecto al agua. Esto significa que la misma agua que existía hace millones de años en la Tierra, aún es la misma

La circulación del agua en sus diferentes formas alrededor del mundo se conoce como el **ciclo hidrológico** (ver Figura 3.1). El hombre puede captar el agua eficientemente en ciertos puntos de éste ciclo. El comprender cómo el agua circula alrededor de la tierra ayuda en la selección de la tecnología más apropiada para su almacenamiento.

Figura 3.1: Ciclo hidrológico de la tierra [Ref. 6]



En el **ciclo hidrológico**, el agua se evapora de la superficie terrestre al ser calentada por el sol. Esta luego regresa a la tierra en forma de lluvia, nieve, granizo, o neblina. Entre más alta sea la temperatura de la masa de aire, mayor será la cantidad de vapor que ésta puede acarrear. En la medida en que la masa de aire se enfría, el vapor cambia a estado líquido y forma gotas que caen por su propio peso. Mientras el aire es elevado sobre las montañas, éste se enfría por expansión al chocar con masas de aire caliente y por el calor del aire húmedo cercano a la superficie de la tierra (enfriamiento por convección).

Para una descripción detallada de donde se encuentra el agua de la Tierra, mira el gráfico de barras de abajo y la tabla de datos. Observa que, del total de agua de la Tierra, 1,386 millones de kilómetros cúbicos (332.5 millones de millas cúbicas), alrededor de un 96 por ciento, es agua salada (ver Figura 3.2 y Tabla 3.1). Del agua dulce total, un 68 por ciento está confinada en los glaciares y la nieve. Un 30 por ciento del agua dulce está en el suelo. Las fuentes superficiales de agua dulce, como lagos y ríos, solamente corresponden a unos 93,100 kilómetros cúbicos (22,300 millas cúbicas), lo que representa un 1/150 del uno por ciento del total del agua. A pesar de esto, los ríos y lagos son la principal fuente de agua que la población usa a diario.

Figura 3.2: Distribución global del agua en la tierra, en barras [Ref. 7]

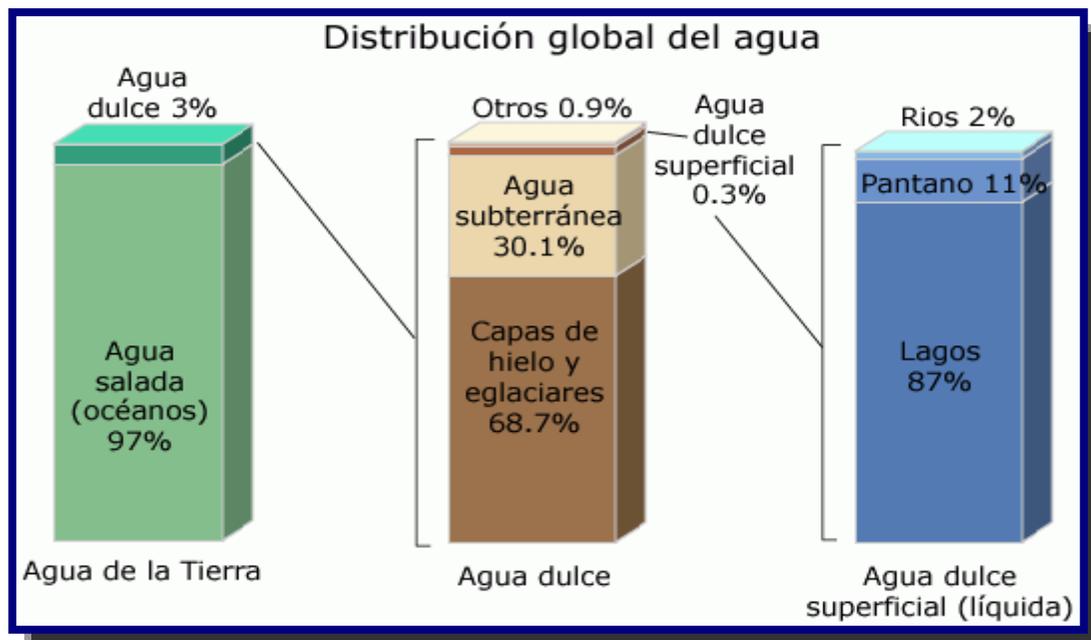


Tabla 3.1: Distribución global del agua en la tierra

Fuente de agua	Volumen de agua, en metros cúbicos	Volumen de agua, en millas cúbicas	Porcentaje de agua dulce	Porcentaje total de agua
Océanos, Mares y Bahías	1,338,000,000	321,000,000	--	96.5
Capas de hielo, Glaciares y Nieves Perpetuas	24,064,000	5,773,000	68.7	1.74
Agua subterránea	23,400,000	5,614,000	--	1.7
Dulce	10,530,000	2,526,000	30.1	0.76
Salada	12,870,000	3,088,000	--	0.94
Humedad del suelo	16,5	3,959	0.05	0.001
Hielo en el suelo y gelisuelo (permafrost)	300	71,97	0.86	0.022
Lagos	176,4	42,32	--	0.013
Dulce	91	21,83	0.26	0.007
Salada	85,4	20,49	--	0.006
Atmósfera	12,9	3,095	0.04	0.001
Agua de pantano	11,47	2,752	0.03	0.0008
Ríos	2,12	509	0.006	0.0002
Agua biológica	1,12	269	0.003	0.0001
Total	1,386,000,000	332,500,000	-	100

Fuente: Gleick, P. H., 1996: Water resources. In Encyclopedia of Climate and Weather, ed. by S. H. Schneider, Oxford University Press, New York, vol. 2, pp.817-823.

3.2. AGUAS SUPERFICIALES

El agua superficial es aquella que se encuentra circulando o en reposo sobre la superficie de la tierra. Estas masas de agua sobre la superficie de la tierra, forma ríos, lagos, lagunas, pantanos, charcas, humedales, y otros similares, sean naturales o artificiales. El agua superficial es la proveniente de las precipitaciones, que no se infiltra ni regresa a la atmósfera por evaporación o la que proviene de manantiales o nacimientos que se originan de las aguas subterráneas.

Las aguas superficiales pueden estar fluyendo constantemente como los ríos o estar en reposo como los lagos y lagunas. El escurrimiento se da sobre la tierra debido a la gravedad y a la inclinación del terreno. Así cuando el agua cae del cielo (o se precipita, por ejemplo en forma de lluvia) la que no se infiltra, escurre en la dirección de la pendiente (hacia abajo) hasta que llega a los ríos y lagos.

Un **río** es una corriente natural de agua que fluye con continuidad y siempre por gravedad discurre de las partes altas hacia las bajas. Posee un caudal determinado y finalmente desemboca en el mar, en un lago o en otro río, en este último caso se le denomina afluente.

Algunas veces terminan en zonas desérticas donde sus aguas se pierden por infiltración y evaporación. Cuando el río es corto y estrecho recibe el nombre de riachuelo o arroyo.

Un **lago** es un cuerpo de agua dulce o salada sin conexión con el mar. Es un componente más del agua superficial del planeta. Un lago es un lugar en donde el agua superficial que procede de los escurrimientos de la lluvia (y posiblemente de filtraciones del agua subterránea) se ha acumulado debido a una depresión del terreno, creada normalmente por fallas geológicas. Algunos se forman por la obstrucción de valles debido a desplomes en sus laderas. Otros lagos son de origen volcánico. En un lago las velocidades del río disminuyen, y por consiguiente se produce sedimentación, evaporación e infiltración. Dependiendo de las dimensiones del lago, su forma y profundidad especialmente, se producirán corrientes, tanto horizontales como verticales que le darán sus características especiales como ecosistemas. La mayoría de los lagos generalmente tiene un río de entrada y otro de salida. También se pueden formar lagos artificialmente por la construcción de una presa.

En ingeniería se denomina **presa o represa** a un muro grueso de piedra, cemento u otro material, que se construye a través de un río, arroyo o canal para almacenar el agua y elevar su nivel, con el fin de regular el caudal para:

- Controlar inundaciones
- Aprovechamientos de riego,
- Agua potable
- Generación hidroeléctrica
- Turismo
- O idealmente para una combinación de dos o más usos (Multiusos).

3.2.1. CAPTACIONES SUPERFICIALES

3.2.1.1. TOMA LATERAL

La toma lateral es una obra de captación superficial y es la más empleada cuando se trata de captar el agua de un río. La forma más simple de concebir una captación lateral es como una bifurcación.

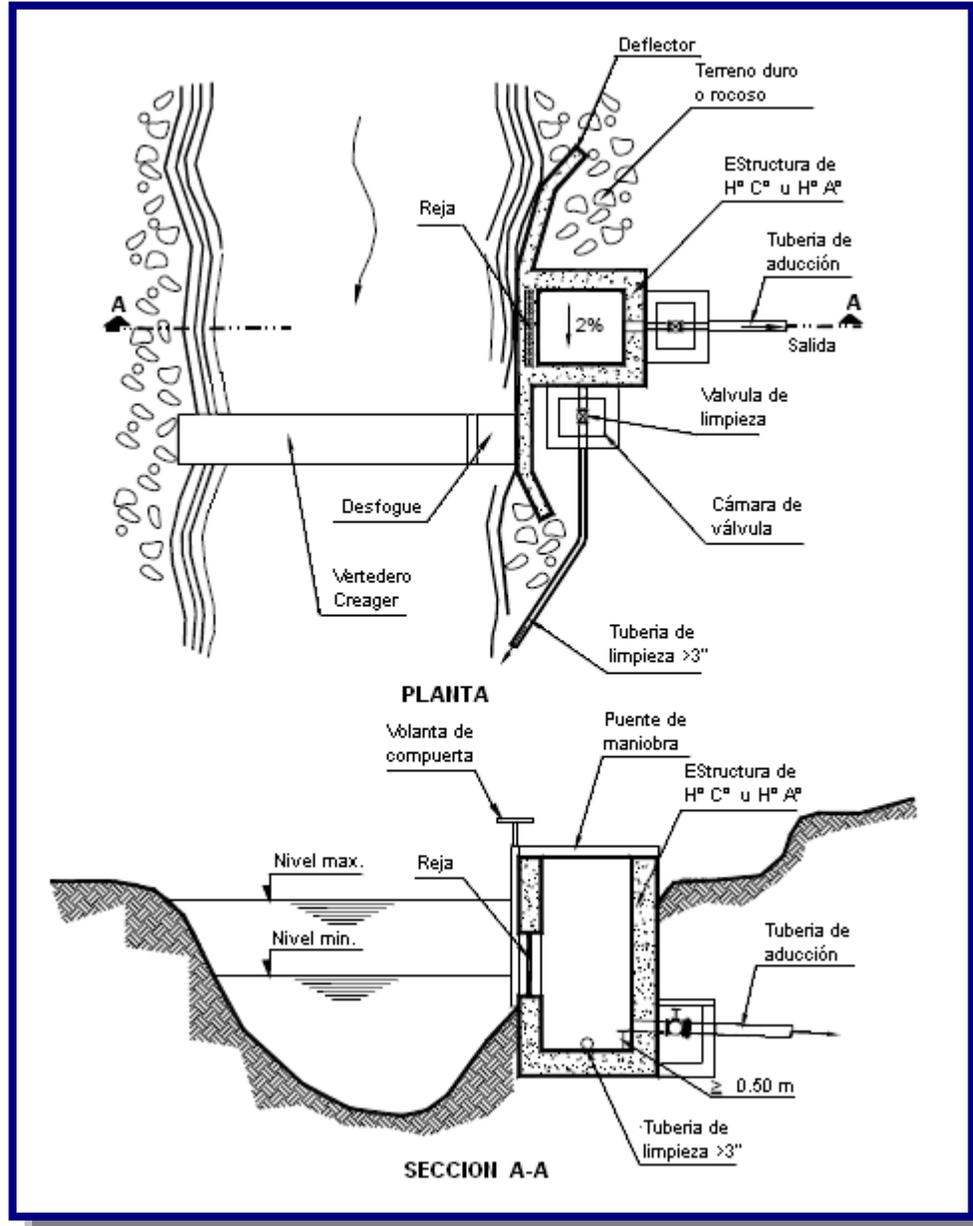
En primer lugar conviene presentar una breve descripción de los elementos constituyentes más frecuentes de una bocatoma de captación lateral, los que podrían clasificarse de la siguiente manera:

- *Elementos de encauzamiento y cierre.* Su objeto es elevar el nivel del agua para permitir su ingreso a la toma y al canal de derivación e impedir el desborde del río.
- *Elementos de descarga de avenidas.* Permiten el paso de las crecidas. Son órganos de seguridad.
- *Elementos de control de sedimentos.* Tienen por objeto el manejo de los sólidos.
- *Elementos de control del ingreso de agua.* Permiten regular la cantidad de agua que ingresa a la derivación.
- *Elementos de control de la erosión.* Permiten disminuir la erosión y la abrasión
- *Elementos estructurales.* Son los que dan estabilidad a la obra.

La toma lateral, es la estructura de captación de un sistema de estructuras que acompañan a la toma, como se muestra en la Figura 3.3, el diseño del vertedero lateral consiste en calcular la longitud del vertedero para un caudal de diseño que se pretende tomar de un canal o un río.

Los componentes principales para el diseño de una toma lateral son:

- Boca de toma: cuya sección efectiva se determina en función del caudal medio diario, el diseño de la reja de protección y a los niveles de fluctuación del curso de agua. El dimensionamiento de la boca de toma se realizará de la misma forma que la señalada para canales de derivación.
- Canales/tuberías de conducción: debe ser calculada en función al caudal máximo diario, para el diseño refiérase al capítulo de aducciones.
- Obras de encause y protección: dependiendo de las características morfológicas del lugar de toma, deberán construirse ataguías y muros de protección y/o encause. Estos aspectos deben ser determinados por el responsable del proyecto con conocimiento pleno del sector de captación.

Figura 3.3: Toma lateral visto de planta y corte [Ref. 8]

Boca de toma, cuya sección efectiva se determina en función del caudal máximo diario, el diseño de la reja de protección y a los niveles de fluctuación del curso de agua.

El área total de la reja debe ser calculada considerando el área de flujo efectiva mínima de paso y el área total de las barras, como se muestra a continuación:

$$A_t = A_s + A_f$$

Donde:

A_t = Sección de la boca de toma en m^2

A_s = Sección total de las barras en m^2

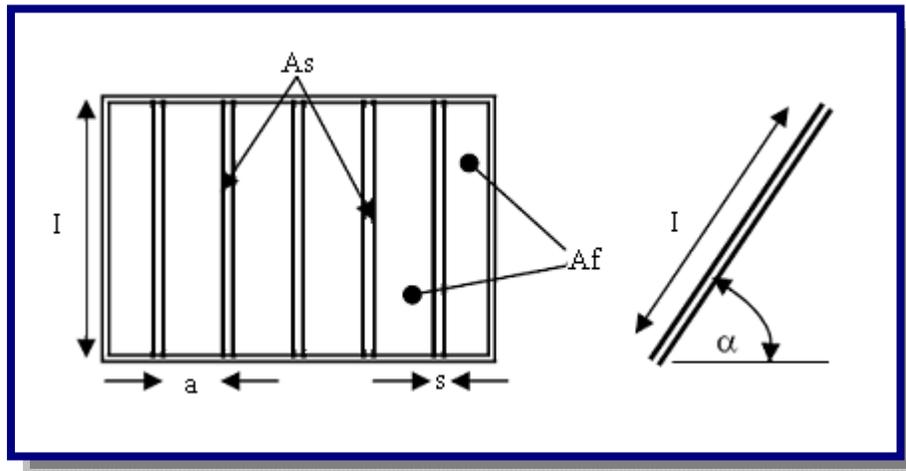
$$A_s = n * s * l$$

n = Número de barras

s = Espesor de la barra en m; ver Figura 3.4

l = Longitud de la barra en m

Figura 3.4: Detalles de las rejas [Ref. 8]



A_f = Sección de flujo en m^2

$$A_f = \frac{c * Q}{\xi * v_a}$$

c = Coeficiente de mayoración por efectos de colmatación

$$c = 1,5 - 2,0$$

Q = Caudal de diseño en m^3/s

v_a = Velocidad de aproximación en m/s

$$v_a = 0,60 \text{ m/s a } 1,00 \text{ m/s}$$

ξ = Pérdida de carga y/o sección de Kirshnner (ver Tabla 3.2)

$$\xi = \varphi * \left(\frac{s}{a}\right)^3 * \text{sen} \alpha$$

Tabla 3.2: Coeficiente de forma

Sección transversal de las rejillas	φ
□ rectangular	2,42
○ circular	1,79
∅ parabólico	1,67

Fuente: Regulación de Ríos, Hans Bretschneider

φ = Coeficiente de forma

s = Espesor de la barra en m

a = Espacio entre barra y barra en m

α = Ángulo de inclinación de la rejilla en °

A_f , para boca toma rectangular se expresa:

$$A_f = l * a * (n + 1)$$

n = Número de barras

a = Espacio entre barra y barra en m

l = Longitud de la barra en m

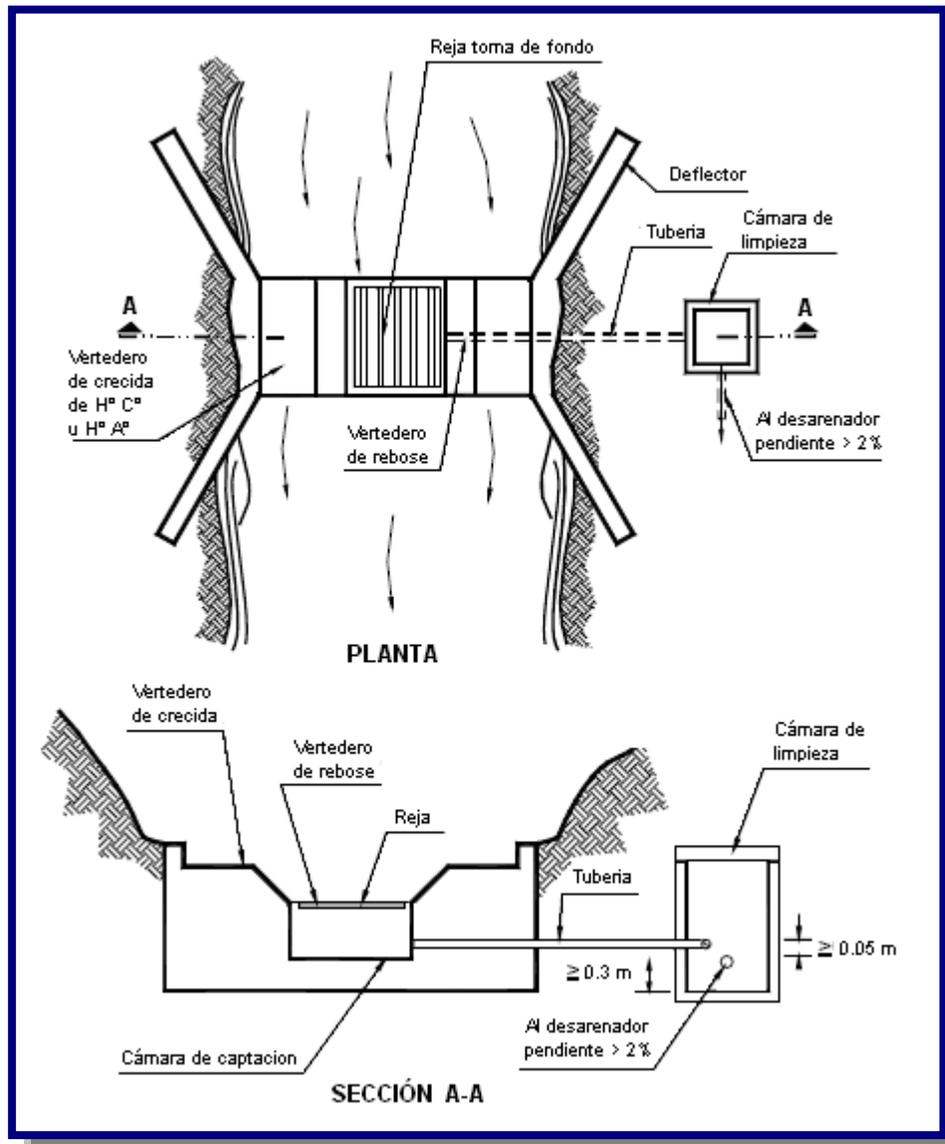
3.2.1.2. TOMA DE FONDO O TIROLESA

El principio de este tipo de obra de toma radica en lograr la captación en la zona inferior de escurrimiento. Las condiciones naturales de flujo serán modificadas por medio de una cámara transversal de captación (ver Figura 3.5).

Esta obra puede ser emplazada al mismo nivel de la solera a manera de un travesaño de fondo. Sobre la cámara de captación se emplazará una rejilla la misma que habilitará el ingreso de los caudales de captación y limitará el ingreso de sedimento. El material que logre ingresar a la cámara será posteriormente evacuado a través de una estructura de purga.

La obra de toma en solera se denomina también azud de solera u obra de toma tipo Tirolésa y puede ser empleada en cursos de agua con fuerte pendiente y sedimento compuesto por material grueso.

Figura 3.5: Toma Tirolesa vista de planta y corte [Ref. 8]



Este tipo de obra de toma ofrece como ventajas, la menor magnitud de las obras civiles y ofrece menor obstáculo al escurrimiento. Por otro lado, no juega un papel fundamental la ubicación de la obra, tal como sucede en las obras de toma con azud derivador.

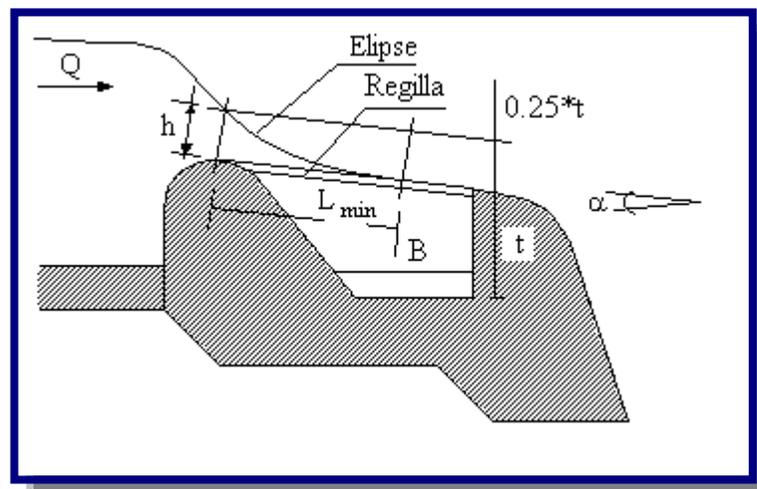
En el diseño de una toma tirolesa es necesario considerar los siguientes criterios:

- ✓ Esta obra principalmente se adecua a ríos de montaña, donde las pendientes longitudinales son pronunciadas y pueden llegar a 10 % o a veces más.

- ✓ Funcionan para cauces que traen avenidas de corta duración y que llevan gran cantidad de piedras.
- ✓ En cauces tienen pequeños contenidos de sedimentos finos y agua relativamente limpia en época de espiaje.
- ✓ La rejilla es la parte mas baja del coronamiento de la presa que cierra el río, cualquiera que sea el caudal, el agua debe pasar forzosamente sobre ella. Debido a esto la rejilla puede ubicarse a cualquier altura sobre el fondo de manera que la altura de la azud puede llegar a hacerse cero, aunque normalmente oscila entre 20 a 50 cm. Esto permite que las piedras pasen fácilmente por encima del azud con lo cual se suprime la costosa compuerta de purga o esclusa de limpieza.
- ✓ La crecida de diseño se recomienda a un periodo de retorno de 50 años, dependiendo de la importancia aguas abajo.
- ✓ La hidráulica del sistema diferencia dos estados de flujo a saber:
 - Flujo a través de las rejillas
 - Flujo en la cámara de captación

Boca de toma, cuya sección efectiva se determina en función del caudal medio diario, el diseño de la reja de protección y las posibles obstrucciones por material de arrastre del curso de agua. El dimensionamiento de la boca de toma se realizará de la misma forma que la señalada para canales de derivación.

Figura 3.6: Esquema y dimensionamiento de la boca de toma [Ref. 9]



Donde:

t = Máximo nivel en el canal en m

$0.25 \cdot t$: borde libre mínimo

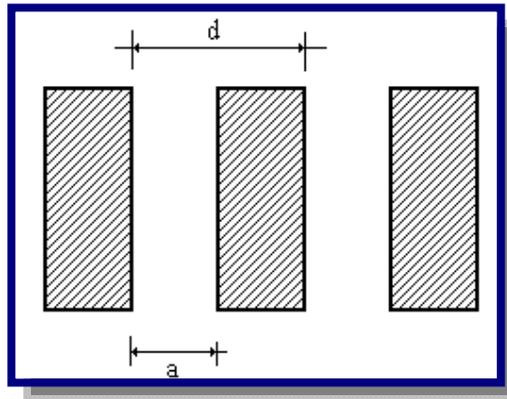
B = Ancho de colección en m

L = Longitud de la reja en m

a = Distancia entre barras de la rejilla

d = Separación entre ejes de las barras de la rejilla

Figura 3.7: Sección rejilla [Ref. 8]



Del esquema con energía constante, el caudal que pasa por las rejillas se tiene:

$$Q = 2/3 \cdot C \cdot \mu \cdot b \cdot L \sqrt{2g \cdot h}$$

Donde:

b = Ancho de la toma (puede ser ancho del río)

h = Altura sobre la rejilla en m

Q = Caudal de derivación o caudal de la toma en m^3/s

El coeficiente μ depende de la forma de las barras de la rejilla y del tirante. Para rejillas de perfil rectangular, las investigaciones de *Noseda* dan como resultado la siguiente relación empírica:

$$\mu = 0.55 \phi^{-3.16} \left(\frac{m}{n} \right)^{0.13}$$

El coeficiente C depende de la relación de espaciamiento entre barras y el ángulo β de la rejilla con la siguiente formula:

$$C = 0.6 \cdot a / d \cdot \cos^{3/2}(\beta)$$

Al inicio de la rejilla, a pesar de ser la sección con energía mínima, en la práctica el tirante resulta algo inferior al tirante crítico, a saber:

$$h = K \cdot h_{\text{lim}} = 2/3 \cdot K \cdot H_e$$

Donde:

H_e = Altura sobre la rejilla = altura de energía en m

K = Factor de reducción

El factor de reducción K es dependiente de la pendiente de las condiciones geométricas de la rejilla que para una distribución hidrostática de la presión, se tiene la ecuación:

$$2 \cdot \cos \alpha K^3 - 3 \cdot K^2 + 1 = 0$$

Tabla 3.3: Factor de reducción en función de la pendiente según Frank

α (grados)	K	α (grados)	K
0	1.0	14	0.879
2	0.980	16	0.865
4	0.961	18	0.851
6	0.944	20	0.837
8	0.927	22	0.825
10	0.910	24	0.812
12	0.894	26	0.800

Fuente: Norma Boliviana NB-689

La construcción de la cámara de captación, debe seguir las siguientes recomendaciones de acuerdo a la experiencia:

- El largo de construcción de la rejilla debe ser $1.20 \cdot L$ de diseño.
- El canal debe tener un ancho: $B = L \cdot \cos \beta$.
- $t \cong B$ para tener una relación.
- La sección de la cámara es más o menos cuadrada.

La pendiente del canal de la cámara esta dada de acuerdo a:

$$S = 0.20 * \frac{d^{9/7}}{q^{6/7}} \quad ; \quad q = v * h$$

Donde:

H = Máximo valor que puede tener t

v = Velocidad del agua en m/s

h = Profundidad o tirante de agua en el canal de recolección en m

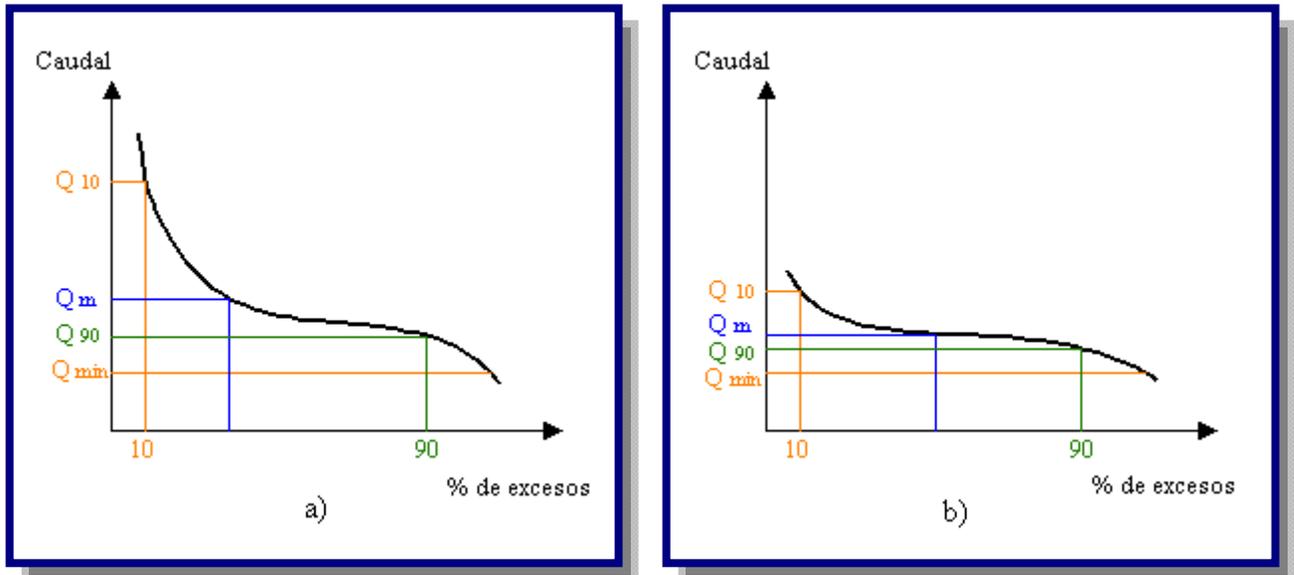
d = Diámetro (tamaño) del grano en m

3.2.2. CURVA DE DURACIÓN DE CAUDALES

La curva de duración de caudales resulta del análisis de frecuencias de la serie histórica de caudales medios diarios en el sitio de captación de un proyecto de suministro de agua. Se estima que si la serie histórica es suficientemente buena, la curva de duración es representativa del régimen de caudales medios de la corriente y por lo tanto puede utilizarse para pronosticar el comportamiento del régimen futuro de caudales, o sea el régimen que se presentará durante la vida útil de la captación.

Como se observa en la Figura 3.8 la escala vertical de la curva de duración representa caudales medios (diarios, mensuales o anuales) y la escala horizontal las probabilidades de que dichos caudales puedan ser igualados o excedidos.

Las curvas de duración tienen formas típicas que dependen de las características de las cuencas vertientes. En cuencas de montaña, por ejemplo, la pendiente pronunciada en el tramo inicial de la curva indica que los caudales altos se presentan durante períodos cortos, mientras que en los ríos de llanura no existen diferencias muy notables en las pendientes de los diferentes tramos de la curva. Este hecho es útil para ajustar la forma de la curva de duración según las características de la cuenca cuando la serie de caudales medios es deficiente, o para transponer una curva de duración de una cuenca bien instrumentada de la misma región a la cuenca que tiene información escasa.

Figura 3.8: Curva de duración de caudales: a) Río de alta pendiente b) Río de llanura [Ref. 9]

El caudal mínimo probable de la curva es el caudal que la corriente puede suministrar durante todo el año con una probabilidad de excedencia próxima al 100 %. Si este caudal es mayor que la demanda del proyecto, entonces la fuente tiene capacidad para abastecer la demanda sin necesidad de almacenamiento.

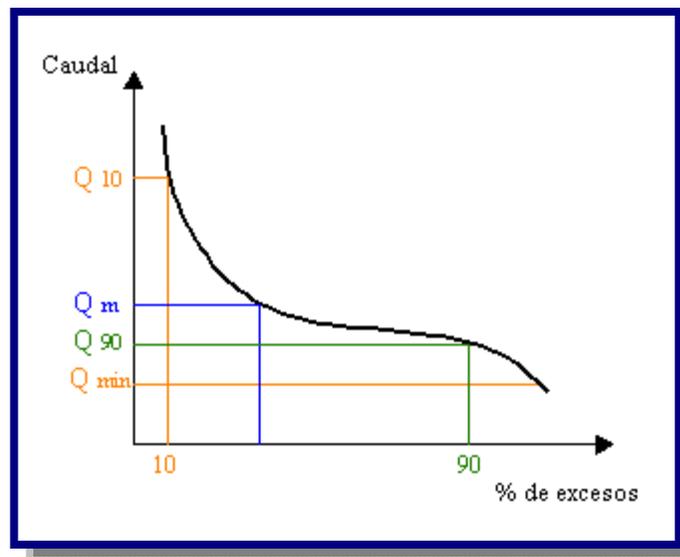
En los estudios que se realizan en cuencas pequeñas las variaciones diarias del caudal son importantes. Por esta razón los análisis se hacen con base en la curva de duración de caudales diarios. Cuando la información hidrológica es escasa la serie histórica de los caudales medios diarios no existe, o si existe no es suficientemente confiable. En tal caso la curva de duración de caudales diarios no puede determinarse por métodos matemáticos, pero pueden hacerse estimativos utilizando relaciones empíricas entre lluvias y caudales. Estos estimativos pueden ocasionar sobre diseño de las obras.

La experiencia ha demostrado que las regresiones lluvia - caudal son aceptables para valores anuales, pero resultan deficientes cuando se utilizan con valores mensuales o diarios.

Por esta razón, lo recomendable es generar una serie de caudales medios anuales a partir de las lluvias anuales y luego, a partir de los caudales anuales estimar la serie de caudales medios mensuales; en este caso no se pueden estimar los caudales diarios. Sin embargo, se pueden dibujar las curvas de duración de los caudales medios anuales y medios mensuales y

con base en ellas deducir aproximadamente una curva estimada de caudales medios diarios, como se observa en la Figura 3.9.

Figura 3.9: Curva típica de duración de caudales [Ref. 9]



La curva de duración es muy útil para determinar si una fuente es suficiente para suministrar la demanda o si hay necesidad de construir embalses de almacenamiento para suplir las deficiencias en el suministro normal de agua durante los períodos secos.

3.3. AGUAS SUBTERRÁNEAS

El agua que se encuentra por debajo de la superficie del suelo, en los distintos estados y relaciones de composición con la parte sólida y gaseosa, se conoce como agua subterránea. Representa una fase muy importante del ciclo hidrológico ya que la mayor parte del flujo en corrientes permanentes de agua proviene del agua subterránea. A su vez una parte del flujo en corrientes intermitentes puede filtrarse bajo la superficie, por lo que ningún examen sobre agua superficial que tenga características de evaluación integral del recurso puede ignorar las relaciones con los procesos subsuperficiales.

La **Hidrogeología** sería la ciencia que se ocupa del estudio de las aguas subterráneas. Aunque el objeto de la ciencia queda así perfectamente definido, parece conveniente añadir más detalles que establezcan al menos las grandes líneas de actuación y, sobre todo, que realcen el carácter multidisciplinar que hoy en día tiene la Hidrogeología (ver Figura 3.10).

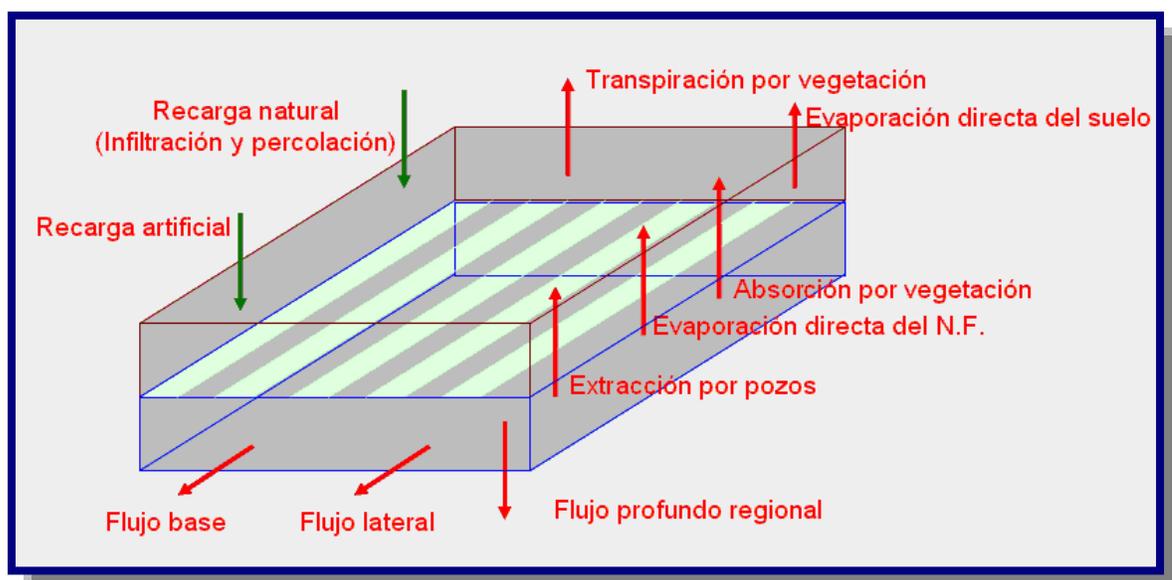
Los estudios hidrogeológicos son de especial interés no solo para la provisión de agua a la población sino también para entender el ciclo vital de ciertos elementos químicos, como así también para evaluar el ciclo de las sustancias contaminantes, su movilidad, dispersión y la manera en que afectan al medio ambiente, por lo que esta especialidad se ha convertido en una ciencia básica para la evaluación de sistemas ambientales complejos. El abordaje de las cuestiones hidrogeológicas abarca:

La evaluación de las condiciones climáticas de una región, su régimen pluviométrico, la composición química del agua, las características de las rocas como permeabilidad, porosidad, fisuración, su composición química, los rasgos geológicos y geotectónicos, es así que la investigación hidrogeológica implica, entre otras, tres temáticas principales:

1. El estudio de las relaciones entre la geología y las aguas subterráneas.
2. El estudio de los procesos que rigen los movimientos de las aguas subterráneas en el interior de las rocas y de los sedimentos.
3. El estudio de la química de las aguas subterráneas (hidroquímica e hidrogeoquímica).

Grandes cantidades de agua son almacenadas en el suelo. El agua se sigue moviendo, aunque de manera muy lenta, y sigue siendo parte del ciclo del agua. La mayor parte del agua del suelo proviene del agua de lluvia que se infiltra a través de la superficie del suelo.

Figura 3.10: Ciclo hidrogeológico [Ref. 10]



La capa superior del suelo, es la zona no-saturada, donde las cantidades de agua varían con el tiempo, pero no alcanzan a saturar el suelo. Por debajo de esta capa, se encuentra la zona de saturación, donde todos los poros, grietas y espacios entre las partículas de roca se encuentran llenos de agua. El término agua subterránea es utilizado para describir esta zona.

3.3.1. ACUÍFEROS

Los materiales que permiten la acumulación y el movimiento del agua por debajo del suelo se denominan acuíferos, y constituyen la zona saturada.

Un **acuífero** es entonces aquella Formación Geológica que contiene agua y permite que cantidades significativas de la misma se muevan en su interior en condiciones naturales.

Los Acuíferos pueden dividirse en:

Los **acuíferos porosos** son sedimentos granulares como las arenas o areniscas, en los cuales el agua ocupa poros existentes entre los granos de arena.

Los **acuíferos fisurados** están compuestos por rocas “duras” que desarrollan porosidad por la presencia de rajaduras (fracturas, fallas, diaclasas) por lo cual se denominan de porosidad secundaria.

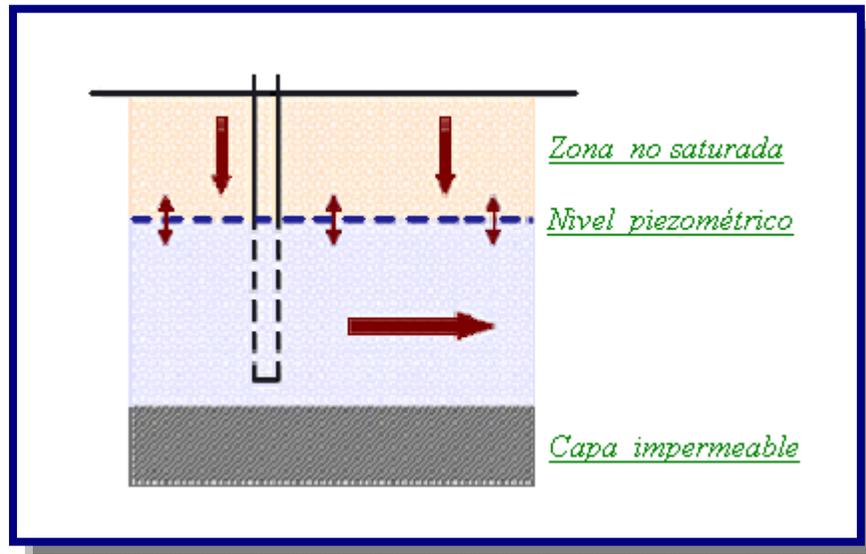
Los **acuíferos químicos o por disolución** son los constituidos por rocas fundamentalmente carbonáticas, en las cuales la porosidad (huecos) se desarrolla en forma secundaria por disolución de la roca, (Kartz o similares).

Los acuíferos pueden ser clasificados también en función de la capacidad de transmisión de agua de la capa que constituye su límite superior o techo (camada confinante superior) y su piso o límite inferior (camada confinante inferior), además de la presión de las aguas en relación a la presión atmosférica. De esta manera se tienen:

Los **acuíferos libres** están compuestos por un piso (roca) impermeable y el techo se encuentra en la superficie del terreno (ver Figura 3.11).

También son llamados freáticos o no confinados. Son acuíferos cuyo límite superior se corresponde con la superficie freática, en la cual todos los puntos se encuentran a presión atmosférica.

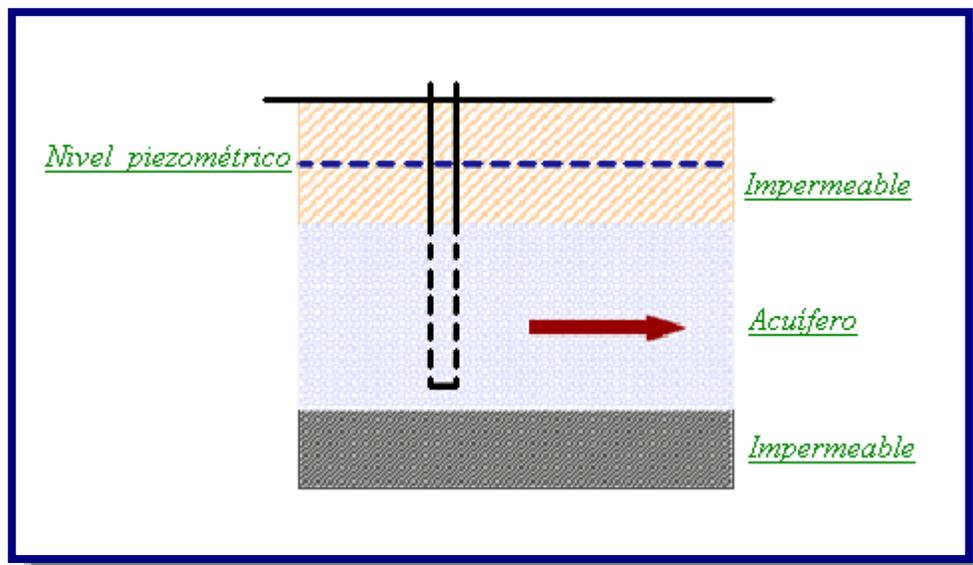
Figura 3.11: Acuíferos libres [Ref. 11]



Los **acuíferos confinados** se encuentran cubierto por un techo y apoyado sobre un piso, ambos impermeables (ver Figura 3.12).

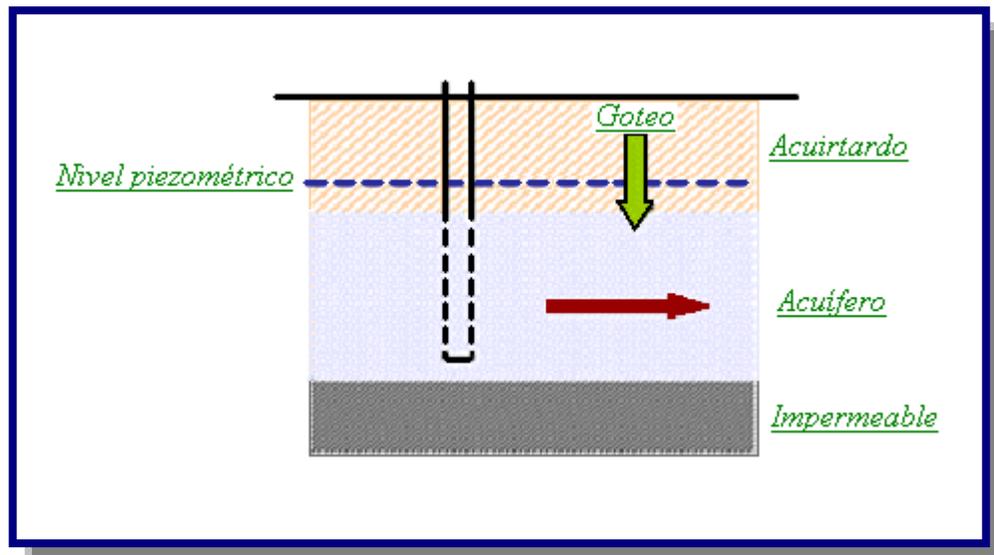
También son denominados acuíferos “bajo presión”, dado que el agua se encuentra en ellos a mayor presión que la atmosférica. En un pozo que penetra en un acuífero de este tipo, el nivel del agua subterránea queda encima del techo del acuífero.

Figura 3.12: Acuíferos confinados [Ref. 11]



Los **acuíferos semiconfinados** son acuíferos en el cual por lo menos una de las capas confinantes (techo o piso) es semipermeable (limos, limos arcillosos), permitiendo la entrada o salida de agua por drenaje ascendente o descendente (ver Figura 3.13).

Figura 3.13: Acuíferos semiconfinados [Ref. 11]



3.3.1.1. PARÁMETROS DE USO GENERAL EN ACUÍFEROS

Los parámetros que se tienen que tener en cuenta en un acuífero son: la porosidad, la permeabilidad o conductividad hidráulica, la transiividad y el coeficiente de almacenamiento.

3.3.1.1.1. POROSIDAD

La porosidad de un material es la relación existente entre el volumen de vacíos o espacios ocupados por el agua, y el volumen total del material, expresado en porcentaje:

$$POROSIDAD = \left(\frac{W}{V} \right) * 100$$

Donde

W = Volumen de agua

V = Volumen total de la muestra

Una alta porosidad (arcilla, p. ej.) no indica necesariamente un acuífero de buena productividad, ya que gran parte del agua puede ser retenida en pequeños intersticios bajo la tensión capilar a medida que se extrae el agua. El rendimiento específico de un acuífero es la relación entre la cantidad de agua que puede drenar libremente el material y el volumen total de la formación, resultando siempre menor que la porosidad total, y asociado al concepto de porosidad eficaz. La relación entre el rendimiento específico (S_y) y la porosidad total (P) depende del tamaño de las partículas en la formación. Un acuífero de textura fina tendrá un rendimiento específico pequeño, mientras que un acuífero de textura gruesa tendrá uno mayor, ya que es capaz de producir una mayor cantidad de su agua almacenada. La retención específica (S_r) es la parte de la porosidad total de un acuífero que no puede ser fácilmente extraída, resultando la suma de ambos:

$$POROSIDAD = S_y + S_r$$

Algunos materiales típicos que conforman los acuíferos tienen las siguientes propiedades, como valores promedio (ver Tabla 3.4):

Tabla 3.4: Algunos materiales de los acuíferos

Material	Porosidad (%)	Rendimiento Específico (%)	Permeabilidad $m^3/día/m^2$
Arcilla	45	3	0,0004
Arena	35	25	41
Grava	25	22	4100
Grava y arena	20	16	410
Arenisca	15	8	4,1
Cuarcito y granito	1	0,5	0,0004

Fuente: Norma Boliviana NB-689

3.3.1.1.2. PERMEABILIDAD O CONDUCTIVIDAD HIDRÁULICA

También llamado Coeficiente de Conductividad Hidráulica, representa la velocidad promedio del flujo subterráneo a través del medio poroso saturado que compone el acuífero y sobre la cual influyen las propiedades del fluido, el tamaño de poros y granos del suelo, su textura y su estructura o empaquetamiento.

Métodos para determinar la conductividad hidráulica (K) en campo: el método del agujero de barreno (auger hole method), basado en la recuperación del nivel freático producido en una perforación registrando la evolución de los descensos (y) en el tiempo (t). Utiliza la fórmula de Ernst generalizada según la siguiente expresión:

$$K = \frac{C * \Delta y}{\Delta t} \quad ; \quad C = \frac{(4.62 * r^2 * H)}{(20 * r + H) * (2 * H - y)}$$

Donde:

y = Descensos medidos a partir del nivel estático m

H = Desnivel entre el fondo de la perforación y el nivel estático m

r = Radio de la perforación m

3.3.1.1.3. TRANSMISIVIDAD

Es la capacidad de un acuífero de transmitir agua y es igual a la conductividad multiplicada por el espesor del acuífero:

$$T = k * H$$

Donde K es la conductividad hidráulica. H es al espesor del acuífero.

Se sabe que la ley de Darcy es:

$$v = k * i \quad i = \frac{\Delta h}{l} \quad Q = v * A$$

$$Q = k * A * \frac{\partial h}{\partial l}$$

Si hacemos: A = H * W ; donde W es el ancho del acuífero.

$$Q = k * H * W * \frac{\partial h}{\partial l} \quad Q = T * W \Rightarrow * \frac{\partial h}{\partial l}$$

3.3.1.1.4. COEFICIENTE DE ALMACENAMIENTO

Se define como Coeficiente de Almacenamiento (S) del acuífero al volumen desplazado por una columna del acuífero de superficie unitaria (1 cm^2) cuando la superficie freática desciende un valor unitario (1 cm) en un acuífero libre, lo que equivale esencialmente al rendimiento específico (porosidad eficaz). El mismo concepto, aplicado a un acuífero confinado, implica el descenso en un valor unitario de la presión hidrostática en la columna del prisma acuífero considerado. Los valores promedio de S para acuíferos libres oscilan entre 0.3 a 0.05, mientras que para acuíferos cautivos, donde predomina el espesor (e) sobre el Coeficiente de Almacenamiento, están entre 0.001 a 0.00001.

3.3.1.1.5. GRADIENTES Y CARGAS

La napa freática es muy importante cuando se habla de aguas subterráneas, la posición de la misma se da desde un nivel de referencia que podría ser el nivel del mar, o la boca del pozo en la mayoría de los casos, de todas maneras, este nivel de referencia se fija arbitrariamente.

Se mide la altura en un pozo estático, y esta se extrae de la altura del punto desde donde se efectúan las mediciones se tiene la altura de carga total. En realidad del curso de hidráulica se conoce que:

$$E = Z + \frac{P}{\delta} + \frac{v^2}{2g}$$

$$\text{Carga Total} = \text{Carga de Elevación} + \text{Carga de Presión} + \text{Carga de Velocidad}$$

Pero como en aguas subterráneas la velocidad es muy baja, se puede ignorar el tercer término quedando:

$$E = Z + \frac{P}{\delta} + \frac{v^2}{2g} \quad \text{o} \quad ht = Z + hp$$

$$\text{Altura de carga total} = \text{altura del nivel de referencia} + \text{altura de presión}$$

El agua en un acuífero se mueve desde una altura de carga mayor a otra menor, en otras palabras, existen variaciones en el nivel freático entre pozos, o sea existe una pérdida de carga h_L la cual dividida entre el espaciamiento entre pozos, resulta en la expresión a dimensional llamada gradiente.

3.4. HIDRÁULICA DE POZOS

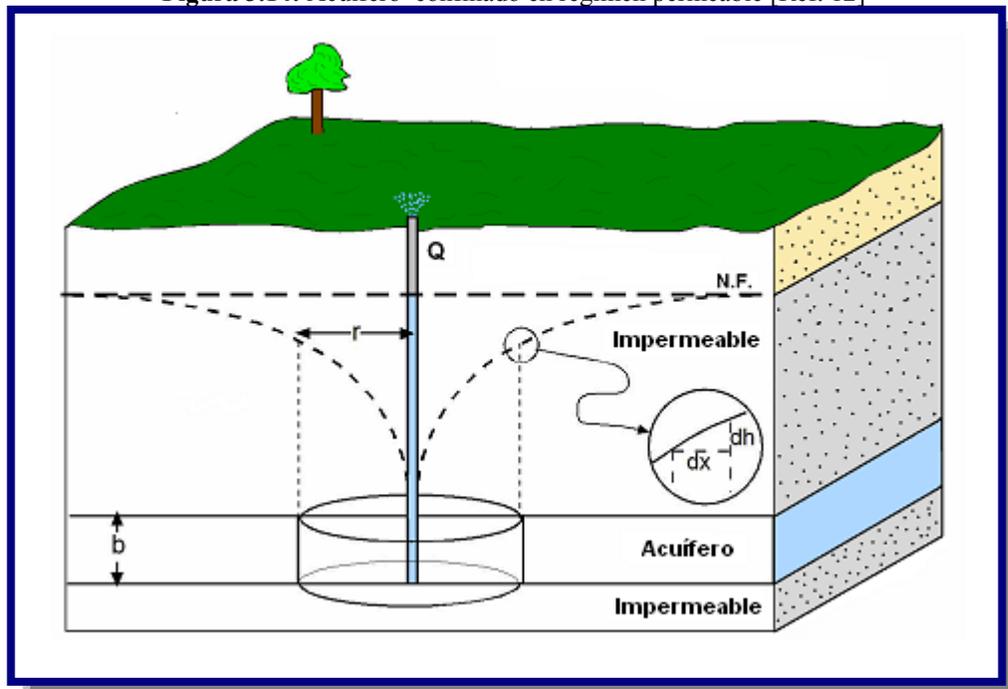
La hidráulica de pozos, esta largamente basada en la ecuación derivada por Darcy. Con ella se pueden determinar las características de los pozos, las mismas que servirán en una fase posterior, al dimensionamiento de pozos.

3.4.1. RÉGIMEN PERMANENTE DE UN POZO

3.4.1.1. ACUÍFERO CONFINADO

Vamos a deducir la ecuación que expresa la forma del cono de descensos en régimen permanente y en un acuífero confinado.

Figura 3.14: Acuífero confinado en régimen permeable [Ref. 12]



En la Figura 3.14 se representa el cono de descensos generado por el flujo radial del agua hacia un sondeo, a través de un **acuífero confinado**, de espesor constante.

Al estar en régimen permanente, el caudal (Q) que estamos extrayendo es el mismo que, fluyendo radialmente hacia el sondeo, está atravesando cualquier cilindro concéntrico con el sondeo (Figura 3.14).

Aplicamos la ley de Darcy al flujo del agua subterránea a través de una de esas secciones cilíndricas, de radio r medido desde el eje del sondeo:

$$Q = K * A * i$$

Donde:

Q = caudal que atraviesa la sección de área A (igual al caudal cte. que está siendo bombeado)

A = sección por la que circula el agua = $2 * \pi * r * b$ [b = espesor del acuífero]

K = permeabilidad del acuífero

i = gradiente hidráulico = dh/dr

De la Figura 3.14 se tiene:

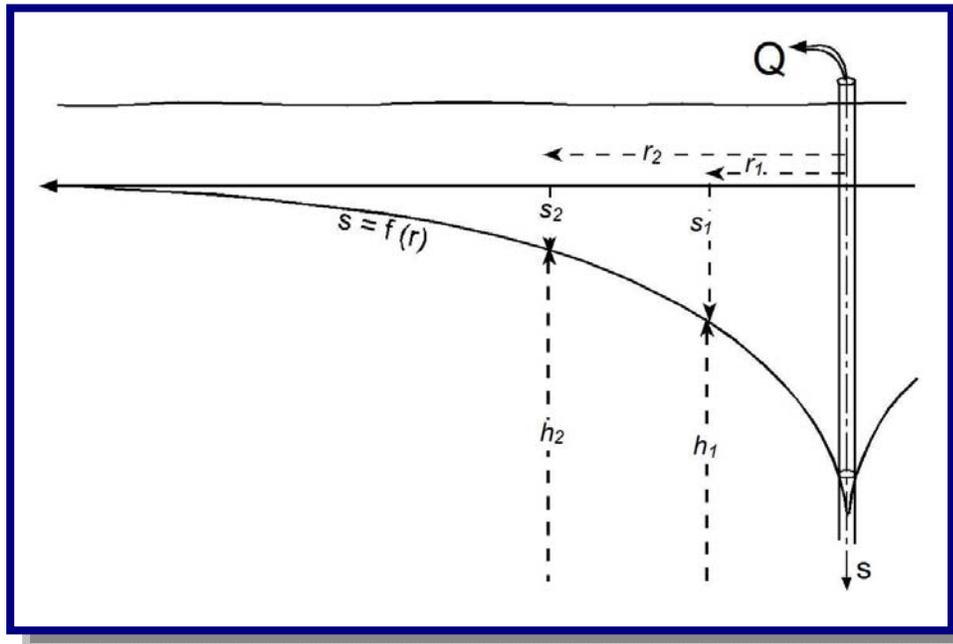
$$Q = (2 * \pi * r * b) * K * \frac{dh}{dr}$$

$$\frac{dr}{r} = \frac{2 * \pi * b * K}{Q} * dh$$

Integrando entre r_1 y r_2 (ver Figura 3.15):

$$\int_{r_1}^{r_2} \frac{dr}{r} = \frac{2\pi K b}{Q} \int_{h_1}^{h_2} dh$$

$$[\ln r]_{r_1}^{r_2} = \frac{2\pi K b}{Q} [h]_{h_1}^{h_2}$$

Figura 3.15: Niveles de descensos en dos puntos de observación [Ref. 12]

Integrando entre r_1 y r_2 (ver Figura 3.15):

$$\int_{r_1}^{r_2} \frac{dr}{r} = \frac{2\pi Kb}{Q} \int_{h_1}^{h_2} dh$$

$$[\ln r]_{r_1}^{r_2} = \frac{2\pi Kb}{Q} [h]_{h_1}^{h_2}$$

Tenemos la siguiente solución:

$$\ln r_2 - \ln r_1 = \frac{2\pi T}{Q} (h_2 - h_1)$$

Como: $h_2 - h_1 = s_1 - s_2$ (ver Figura 3.15):

$$s_1 - s_2 = \frac{Q}{2\pi T} * \ln \frac{r_2}{r_1}$$

Esta es la fórmula conocida como de Dupuit-Thiem, y refleja la fórmula del cono de descensos en función de la distancia.

Cálculo del descenso a cualquier distancia. Necesitamos el dato de un solo punto de observación (a una distancia r_2 se ha producido un descenso s_2).

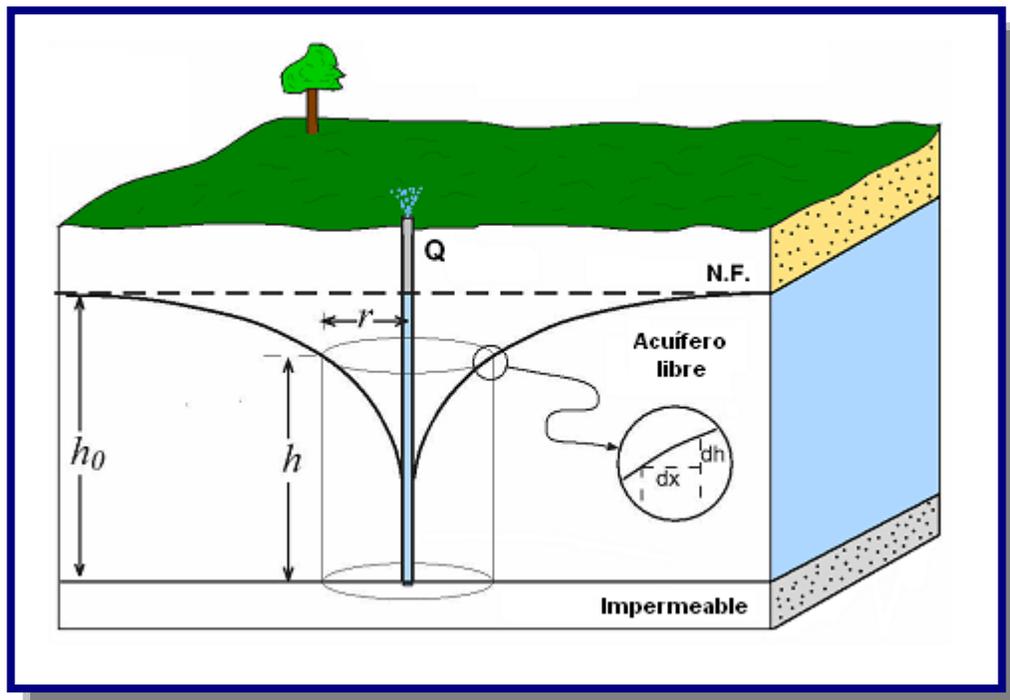
Conociendo el caudal, Q , y la transmisividad del acuífero, T , se puede calcular el descenso (s_i) a cualquier distancia (r_i).

Un caso especial sería el cálculo del radio del cono o radio de influencia, R : basta calcular la distancia a la que el descenso es O .

3.4.1.2. ACUÍFERO NO CONFINADO

Al aplicar la formulación de Dupuit-Thiem a un acuífero no confinado, nos encontramos con dos fuentes de error: la menor de ellas consiste en que el flujo no es horizontal y por tanto las superficies equipotenciales no tienen forma cilíndrica.

Figura 3.16: Acuífero no confinado en régimen permeable [Ref. 12]



Incluso despreciando este error, ya hemos visto (Figura 3.16) que, a medida que el flujo se acerca al pozo, no solamente disminuye el radio, sino también la altura de los cilindros concéntricos que atraviesa el flujo.

Vamos a repetir el razonamiento que hicimos para deducir la formulación de Dupuit-Thiem, aplicando Darcy al flujo a través de un cilindro de radio r y altura h (ver Figura 3.16).

$$Q = (2 * \pi * r * b) * K * \frac{dh}{dr} \quad ; \quad \frac{dr}{r} = \frac{2 * \pi * b * K}{Q} * dh$$

Recordemos que en confinados simplificábamos haciendo *espesor* $.K = T$, pero aquí el espesor h no es constante.

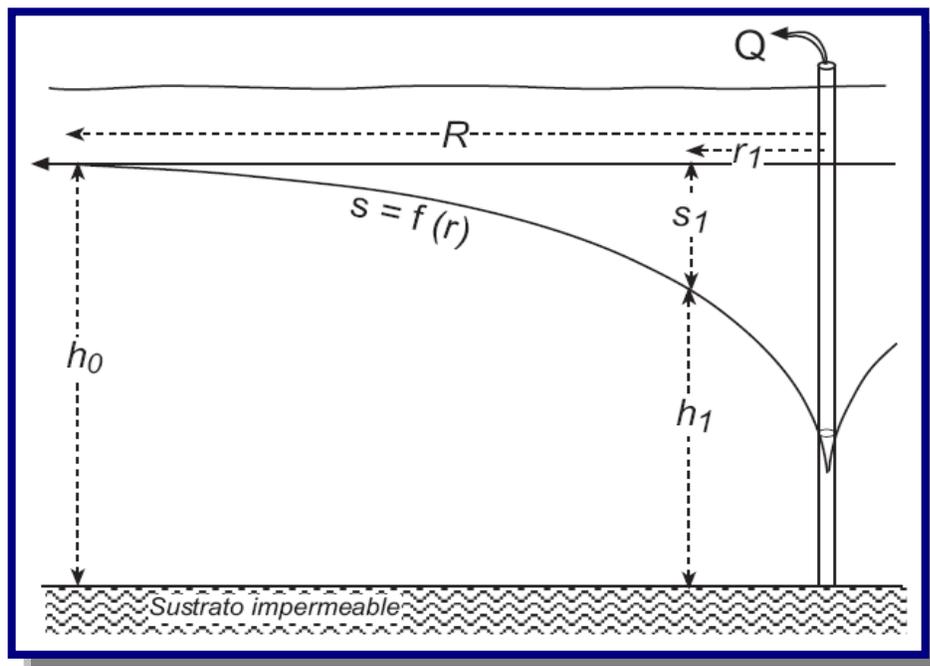
Allí integrábamos entre dos distancias cualesquiera, r_1 y r_2 , aquí tomaremos r_1 y R (radio del cono); para estas distancias, los potenciales (altura del agua) serán, respectivamente h_1 y h_o (ver Figura 3.17).

Integrando entre r_1 y R :

$$\int_{r_1}^R \frac{dr}{r} = \frac{2\pi K b}{Q} \int_{h_1}^{h_o} h dh$$

$$[\ln r]_{r_1}^R = \frac{2\pi K b}{Q} \left[\frac{h^2}{2} \right]_{h_1}^{h_o}$$

Figura 3.17: Niveles de descensos en un punto de observación [Ref. 12]



Tenemos la siguiente solución:

$$\ln \frac{R}{r_1} = \frac{\pi K}{Q} (h_o^2 - h_1^2)$$

3.4.2. RÉGIMEN NO PERMANENTE DE UN POZO

Cuando ocurre un flujo de este tipo, existen métodos mediante los cuales, podemos extraer las características del acuífero del cual se esta bombeando.

Se estudiara los métodos de Theiss y Jacobs. Este tipo de flujo esta sujeta a las suposiciones básicas:

- ✓ Acuífero confinado perfecto.
- ✓ Acuífero de espesor constante, isótropo y homogéneo.
- ✓ Acuífero infinito.
- ✓ Superficie piezométrica inicial horizontal (=sin flujo natural).
- ✓ Caudal de bombeo constante.
- ✓ Sondeo vertical, con diámetro infinitamente pequeño (=agua almacenada en su interior despreciable).
- ✓ Captación “completa” (= que atravesase el acuífero en todo su espesor).

Posteriormente, las formulaciones básicas, válidas para esas condiciones ideales, se van complicando para adaptarse al incumplimiento de una u otra de las condiciones referidas: acuífero semiconfinado o libre, acuífero que se termina lateralmente por un plano impermeable, bombeo variable, etc.

3.4.2.1. MÉTODO DE THEISS

La primera expresión matemática que refleja la forma del cono de descenso en régimen variable se debe a Theiss, que en 1935 la elaboró a partir de la similitud entre el flujo del agua y el flujo de calor, estudiando el flujo radial del calor en una placa metálica. La expresión es:

$$T = \frac{Q}{4 * \pi * s} * W(u) \quad \text{y} \quad S = \frac{4 * u * T}{r^2 / t}$$

Q = Caudal de bombeo constante

T, S = Transmisividad y coeficiente de almacenamiento del acuífero

t = Tiempo transcurrido desde el comienzo del bombeo

s = Descenso

r = Distancia a la que se produce el descenso s

u no es una variable que tenga significado físico, sólo se trata de una abreviatura en la formulación.

$W(u)$ es una función compleja de u bien conocida en Matemáticas, que en Hidráulica se denomina “función de pozo” (la W es porque pozo en inglés es *Well*):

$$W(u) = \int_u^{\infty} \frac{e^{-u}}{u} du$$

La solución de esta integral para los distintos valores de u aparece tabulada en todos los textos de Hidrogeología (por ejemplo, en Watson (1995), pág.351). Esta integral puede expresarse en forma de serie (suma de infinitos sumandos), así:

$$W(u) = -0.5772 - \ln u + u - \frac{u^2}{2.2!} + \frac{u^3}{3.3!} - \dots$$

3.4.2.2. MÉTODO DE JACOBS

Cooper y Jacob, en 1946, apreciaron que en la serie que expresa $W(u)$, si u tiene un valor pequeño, la suma del tercer sumando y sucesivos es despreciable frente a los dos primeros. Sustituyendo $W(u)$ por estos dos primeros sumandos ($-0.5772 - \ln u$), y sustituyendo u por su valor, se obtiene la expresión:

$$T = \frac{0.183 * Q}{\Delta s} \quad \text{y} \quad S = \frac{2.25 * T * t_o}{r^2}$$

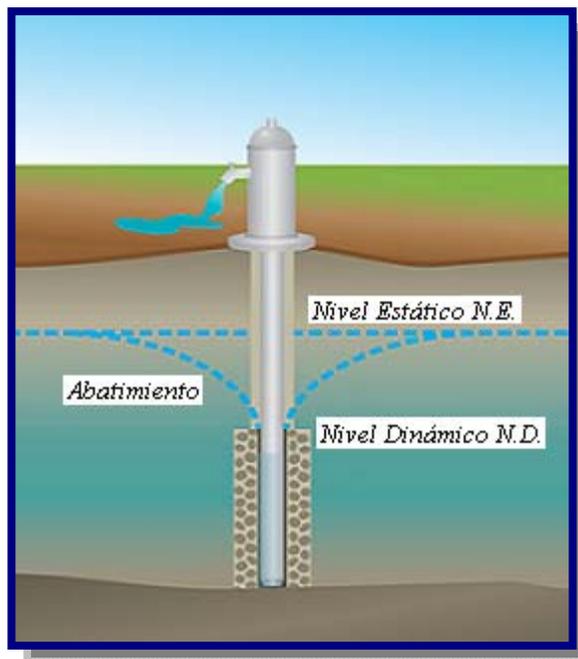
Suele adoptarse el valor de $u < 0,03$ para que esta simplificación sea aceptable. Estos valores pequeños de u se dan con valores grandes de t y pequeños de r : en general, no es aplicable en los primeros momentos del bombeo.

Tanto con la fórmula de Thies como con la simplificación de Jacob podremos calcular el descenso s que se producirá a una distancia r de un sondeo que bombea un caudal Q , transcurrido un tiempo t_0 , conociendo los parámetros hidráulicos del acuífero, T y S . Si repetimos el cálculo para varias distancias, podremos dibujar el cono de descensos.

3.5. PERFORACIÓN DE POZOS

La obra de captación de una fuente subterránea la constituye el pozo o la galería de infiltración. A fin de lograr el mejor diseño es necesario establecer algunas definiciones y características de los pozos (ver Figura 3.18).

Figura 3.18: Características de un pozo [Ref. 12]



Nivel dinámico (ND): Medida del nivel de agua de un pozo en producción, relativa a la superficie del terreno en el lugar.

Nivel estático (NE): Medida de nivel de agua en un pozo, en reposo o estancamiento, relativo a la superficie del terreno en el lugar.

Abatimiento (m): La distancia vertical medida desde el nivel estático al nivel del agua cuando opera una bomba. Con frecuencia este valor se obtiene de pruebas realizadas durante un aforo.

Un pozo para abastecimiento de agua es un hueco profundizado en la tierra para interceptar acuíferos o mantos de aguas subterráneas.

Los pozos se clasifican en cinco tipos de acuerdo con el método de construcción.

Pozo excavado, Aquel que se construye por medio de picotas, palas, etc., o equipo para excavación como cucharones de arena. Son de poca profundidad y se usan donde el nivel freático se encuentra muy cercano a la superficie. Su principal ventaja es que pueden construirse con herramientas manuales, además su gran diámetro proporciona una considerable reserva de agua dentro del pozo mismo.

Pozo taladrado, Aquel en que la excavación se hace por medio de taladros rotatorios, ya sean manuales o impulsados por fuerza motriz. Su principal ventaja es que pueden construirse con herramientas manuales, además su gran diámetro proporciona una considerable reserva de agua dentro del pozo mismo.

Pozo a chorro, Aquel en que la excavación se hace mediante un chorro de agua a alta velocidad. El chorro afloja el material sobre el cual actúa y lo hace rebalsar fuera del hueco.

Pozo clavado, Aquel que se construye clavando una rejilla con punta, llamada puntera. A medida que esta se calva en el terreno, se agregan tubos o secciones de tubos enroscados. Son de pequeño diámetro.

Pozo perforado, La excavación se hace mediante sistemas de percusión o rotación. El material cortado se extrae del hueco con un achicador, mediante presión hidráulica, o con alguna herramienta hueca de perforar, etc.

Cada tipo de pozo tiene sus ventajas particulares, que pueden ser, la facilidad de construcción, tipo de equipo requerido, capacidad de almacenamiento, facilidad de penetración o facilidad de protección contra la contaminación.

3.5.1. MÉTODOS DE PERFORACIÓN

Una perforación es un hueco que se hace en la tierra, atravesando diferentes estratos, entre los que puede haber unos acuíferos y otros no acuíferos; unos consolidados y otros no consolidados. Cada formación requiere un sistema de perforación determinado, por lo que a veces un mismo pozo que pasa por estratos diferentes obliga a usar técnicas diferentes en cada uno de los estratos.

Una misma perforación puede atravesar varios acuíferos, por lo que es conveniente valorar cada uno de ellos para definir cuales deben ser aprovechados a la hora de terminar el pozo.

La determinación de si una formación es acuífera o no, así como de su permeabilidad, se hace con base en las muestras que el perforador obtiene durante el transcurso de la perforación; de aquí la gran importancia que tiene realizar un buen muestreo.

Existen métodos mecanizados y manuales para perforar pozos, pero todos se basan en dos modalidades: percusión y rotación. Así mismo, se emplea una combinación de ambas modalidades.

3.5.1.1. PERFORACIÓN POR PERCUSIÓN

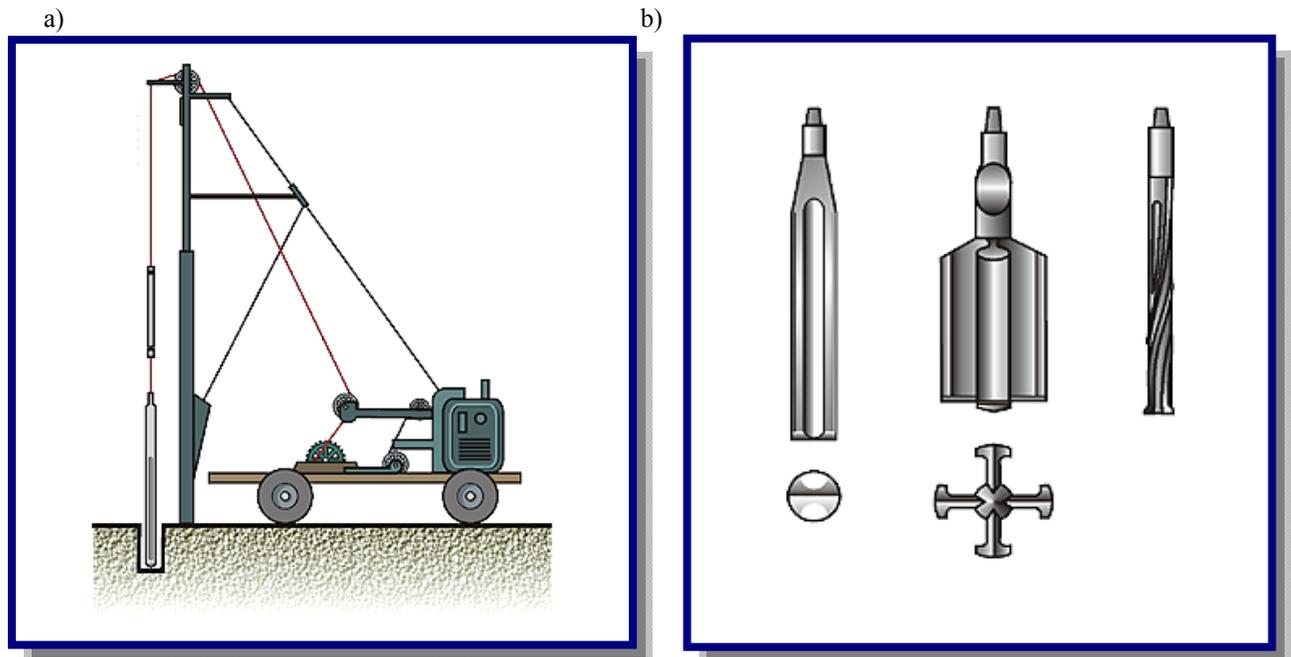
La gente de la antigua China perforaba hace 1000 años, pozos de hasta 900 m de profundidad para explotar sal. Con un hierro pesado de la forma de una pera golpearon constantemente las rocas a perforar. Un poco de agua en el fondo del pozo se mezclaba con el polvo de roca y se extraía con baldes de tubo (ver Figura 3.19).

El método se basa en la caída libre de un peso en sucesión de golpes rítmicos dados contra el fondo del pozo.

Las partes típicas de un equipo motorizado de perforación a percusión son:

- *Tren de rodaje*, estos equipos vienen generalmente montados sobre un chasis de acero sobre cuatro ruedas con neumáticos, pero también las hay motadas sobre un camión.
- *Bastidor*, es una caja de ángulos de acero y brazos articulados en donde se ubican las piezas vitales de la perforadora y soporta además a la torre.

Figura 3.19: a) Equipo motorizado de perforación de percusión b) El trepano es la herramienta de rotura [Ref. 13]



- *Mástil o Torre*, generalmente son de tipo telescópica y viene en dos tramos de 36 pies cuando esta extendida y 22 pies cuando está recogida, con sus respectivos dispositivos de extensión. El largo de la torre está en función con la sarta de perforación.
- *Tiro de remolque*, es el mecanismo que va unido al tren de rodaje de la perforadora.
- *Motor*, para poder accionar todo el equipo de perforación se necesita un motor ya sea a combustión interna o con energía eléctrica como en el caso de algunos equipos soviéticos.

3.5.1.2. PERFORACIÓN POR ROTACIÓN

Estos equipos se caracterizan porque trabajan girando o rotando la broca, tricono o trepano perforador (ver Figura 3.20).

El sentido de la rotación debe ser el mismo usado para la unión o enrosque de las piezas que constituyen la sarta de perforación. Todas las brocas, trépanos o tríconos, son diseñados para cortar, triturar o voltear las distintas formaciones que pueden encontrarse a su paso. Estas herramientas son diseñadas para cada tipo de formación o terreno.

El trabajo de perforación se realiza mediante la ayuda del lodo de perforación el cual desempeña las siguientes funciones: evita el calentamiento de las herramientas durante la operación, transporta en suspensión el material resultante de la perforación hacia la superficie del terreno y finalmente formar una película protectora en las paredes del pozo para de esta manera impedir el desmoronamiento o el derrumbe del pozo.

Un equipo de perforación por rotación motorizado típico, tiene las siguientes partes:

- *Mesa de rotación*, Su función es la de recibir la fuerza necesaria del motor para poder girar la sarta de perforación.

Estas mesas pueden ser accionadas por acople directo o por engranajes y son redondas con tamaño de acuerdo a la magnitud del equipo de perforación. En el centro lleva una abertura que puede ser cuadrada o hexagonal por la que pasa la barra giratoria llamada Kelly.

- *Barra giratoria o Kelly*, es una barra generalmente cuadrada de 4" de lado y que pasa por el centro de la mesa rotatoria y recibe de esta el necesario movimiento giratorio para poder perforar.

El extremo inferior se acopla a las brocas y el extremo superior al eslabón giratorio llamado Swivel que lo soporta conjuntamente con toda la sarta de perforación.

La barra es de acero de alta dureza y es hueca por el centro (2"), para de esta manera permitir el paso del lodo de perforación hidráulico.

El Kelly puede subir, bajar o detenerse cuantas veces lo desee el perforador mediante el accionamiento de los controles respectivos.

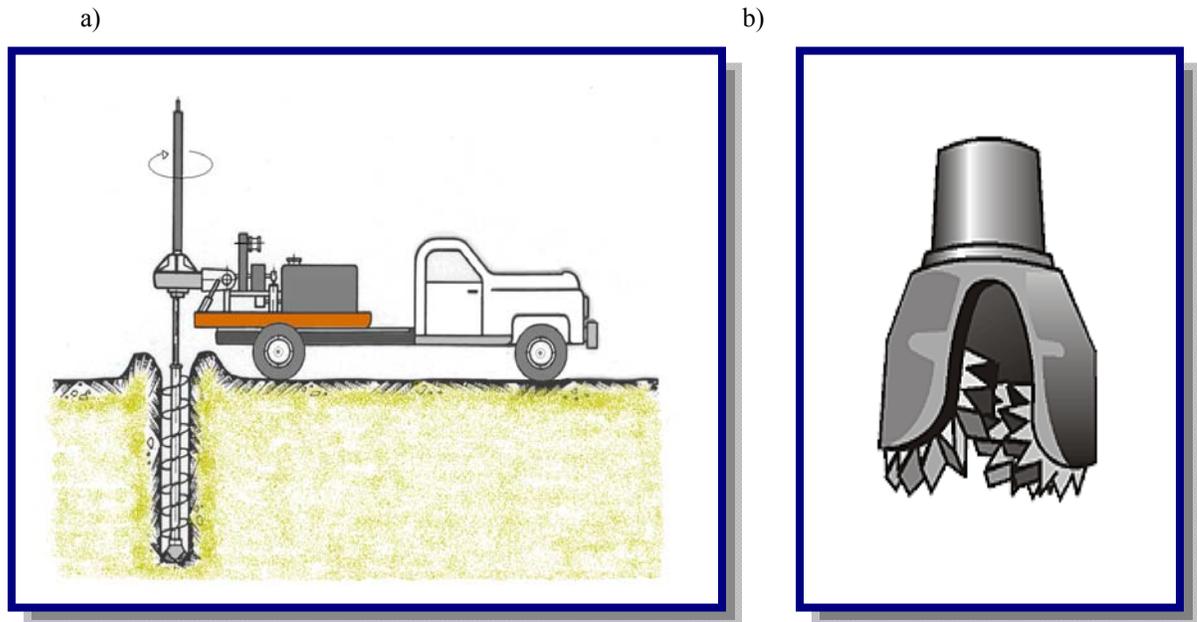
- *Swivel o eslabón giratorio*, es un mecanismo que va acoplado a la parte superior del Kelly, es una pieza hueca en el centro. Aquí se acopla la manguera que viene desde la bomba de lodos.
- *Drill pipe o tubería liviana de perforación*, tubería construida con acero especial y se usa agregándose cada vez que se introduce el Kelly totalmente en el pozo y vuelve a sacarse, ya que de esta manera se dejó el espacio disponible para la tubería.
- *Drill collars o tubería pesada de perforación*, también conocida como Botellas o Sobrepeso. Son tubos de 6" ó más y de 10' a 20' de largo y con un peso de 500 a 700 Kg. Su finalidad es aumentar el peso de la sarta de perforación y conseguir fácilmente el corte con los triconos.
- *Triconos o brocas de perforación*, las brocas tienen la función de desagregación de las rocas durante la perforación de un pozo. Existe una amplia gama de triconos y cada uno está diseñado para determinadas desagregar rocas con determinadas características mecánicas y abrasivas.
- *Bomba de lodos*, su función principal es tomar el lodo de perforación de la poza de lodos y llevarla por la manguera hacia el Kelly y al fondo del pozo.

El lodo asciende a la superficie llevando en suspensión el detritus de la perforación. Por un canal pasa al la poza de sedimentación donde se depositan por su propio peso partículas grandes y pesadas, arena, etc.

Del pozo de sedimentación el agua con menos material en suspensión pasa por medio de otro canal hacia el pozo principal donde nuevamente es bombeado al pozo, cerrando en ciclo.

- *Motor*, pueden ir acoplados al chasis del remolque o puede usarse el mismo motor del camión del equipo de perforación. La potencia depende de la magnitud del equipo de perforación.

Figura 3.20: a) Equipo motorizado de perforación por rotación b) El tricono es la herramienta de perforación [Ref. 13]



3.5.1.3. PERFORACIÓN MANUAL

Existen diversos métodos de perforación manual, la mayoría de los cuales son por percusión. Entre ellos tenemos:

Pala vizcacha, Es el modelo clásico manual para perforar pozos. Se perfora sin la inyección de líquidos, solamente escarbando en la tierra dando vuelta la broca mediante la manija. Una vez llena la broca hay que sacarla y vaciarla, sacando barra por barra afuera. Por ello es muy importante que las barras estén hechas de fácil conexión.

A golpes, Se usa en sedimentos blandos y consiste en usar tuberías de F°G° de diámetros de 1-1/2" generalmente, y con una punta de acero que a la vez es filtro. Las piezas de tubería son de 1 a 2 m y se golpean con un combo o con aparatos especiales hasta hundirlo en el suelo y la profundidad que se puede alcanzar con este método está en los 20 m.

Los equipos de **perforación manual** con equipos artesanales tienen la ventaja de ser fáciles de construir y permiten perforar pozos de más de 70 m y a bajo costo.

Las limitaciones que se presentan están relacionadas a la calidad del suelo que se quiere perforar, la presencia de rocas o raíces duras no permiten el trabajo. Se obtienen bajos caudales lo que limita mayormente su uso para abastecimiento de agua de consumo humano a nivel unifamiliar o de pequeñas comunidades.

Pese a las limitaciones de estos equipos de perforación, en las zonas rurales donde las condiciones topográficas y la disponibilidad de agua superficial de buena calidad sanitaria, no permitan otra alternativa (ver Figura 3.21).

Un equipo de perforación manual típico, tiene las siguientes partes:

➤ Torre de perforación

- Dos o tres cuerpos de 1.30 m cada uno, de acero A-53
- Tres bases circulares de acero A-53
- Un ángulo L de acero A-36
- Un soporte de polea, de acero A-53
- Barras con sus respectivos pernos

➤ Tubería de perforación

30 tubos de fierro galvanizado de 3/4" x 2 m de largo, roscados en un extremo y con una unión simple en el otro extremo, acondicionados con pestañas de fierro soldadas que encajan en la manija.

➤ Manija

De fierro galvanizado de 1/2" x 0.50 m de largo con un dispositivo central abisagrado que permite encajar con las pestañas de los tubos de perforación, para posibilitar la acción de rotación de estos.

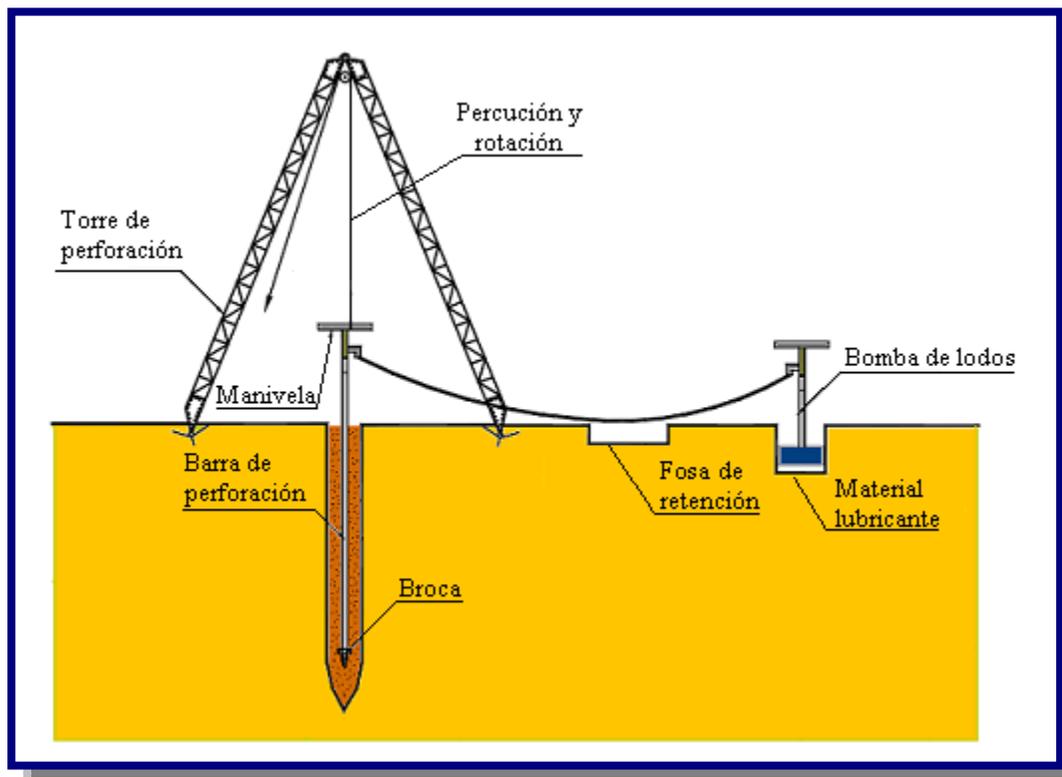
➤ Broca de perforación:

Construida con acero A-36, con diseño de acuerdo al tipo de terreno a perforar.

➤ Bomba de lodos

De tubo galvanizado, con cilindro de 2" de diámetro, se conecta con la tubería de perforación mediante una manguera plástica de 6 m de longitud.

Figura 3.21: Equipo de perforación manual [Ref. 8]



➤ Accesorios

- Cuerda (soga) de 35 m de nylon para tirantes de la torre y para jalar los tubos de perforación a través de la polea.
- Cuatro estacas de acero estructural de 1" por 0.60 m, para anclar en el suelo los tirantes de la torre.
- Una plancha de acero en forma de U, para facilitar el retiro de los tubos una vez concluida la perforación del pozo.
- Un tornillo-herramienta que sirve para facilitar el armado y desarmado de los cuerpos de la torre.

3.5.2. PROCEDIMIENTO PARA LA PERFORACIÓN DE UN POZO

➤ Perforación

En el proceso de la perforación se aumentaran barras según el avance, se cambiaran las herramientas de perforación: triconos, aletas y brocas de perforación, según al tipo de suelo en el que se esté y al desgaste que estos presenten. En la Figura 3.22 se observa una máquina perforadora de pozos.

Figura 3.22: Maquinaria de perforación de pozos de agua [Ref. 12]



➤ Cementación de pozos

Aparte de las cementaciones que se realizan con el objeto de formar un tapón de sellado en el fondo del pozo, o para corregir desviaciones, la principal finalidad de una cementación es la unión de la tubería de revestimiento con la pared del pozo. Con ello se consigue: evitar que las aguas superficiales contaminen los acuíferos; evitar la comunicación de un acuífero utilizable con uno u otros contaminado, aumentar la resistencia mecánica y a la corrosión de las tuberías de revestimiento y proporcionar a un tramo de pozo la hermeticidad necesaria para realizar en él inyecciones a presión.

Para hacer cementaciones se usan, mayormente suspensiones de *cemento – bentonita* aunque la adición de esta disminuye la resistencia, sin embargo reduce la retracción y favorece la manejabilidad de la suspensión, por lo cual resulta conveniente el empleo de suspensiones de *cemento – bentonita*, con la bentonita se logra una suspensión más estable. Las cantidades de bentonita que deben añadirse son pequeñas, comprendidas entre 1.5 y 3.0 Kg. por cada 50 Kg. de cemento, cuando se añade bentonita es preciso aumentar agua en una relación cemento/agua comprendida entre 1.4 y 1.8.

La bentonita es inyectada al pozo a través de las barras de perforación con la ayuda de una bomba de lodo, esta bentonita la cual tiene especificaciones de densidad de 1.2 como mínimo y 1.5 como máximo, al salir del pozo saca la muestra de suelo que se esta perforando.

➤ **Muestreo**

Se procede a un muestreo sistemático de las formaciones atravesadas a cada metro, con la descripción literal de las mismas, se anotan las anomalías en el avance de la perforación, acorde con la formación litológica hasta la finalización de la perforación, estas muestras extraídas son lavadas y analizadas, se guardan en bolsas de plástico enumerándolas para su posterior uso en el diseño de pozos por comparación de muestras.

➤ **Registro Geoelectrico**

Habiendo concluido el proceso de perforación del pozo piloto con un diámetro de 8 1/2” hasta la profundidad requerida se procede con el registro geoelectrico, el cual consta de una computadora especial provista de cables, ginche, sonda corta y sonda larga, esta medirá los parámetros del suelo hasta llegar a la base del mismo, los datos son impresos en forma de graficas.

➤ **Diseño del pozo**

Teniendo el registro geoelectrico del pozo y las muestras del mismo, se preceda comparar metro a metro las características del subsuelo, lo cual definirá la cantidad y la longitud de los acuíferos encontrados en el mismo, de estos acuíferos se tomaran solo aquellos que presenten las mejores las características hidrogeológicas, para tener por ultimo la posición exacta de los filtros, estos van al centro de los acuíferos con una longitud del 70% de la longitud total del

acuífero, la longitud total de filtros nos dará una relación de caudal aproximado en el pozo, esto junto con la velocidad de aporte del acuífero (conductividad del acuífero).

La longitud del entubado esta como mínimo 6 metros por debajo del ultimo acuífero que se captara, se completa la longitud total del pozo con tubería, la cual puede ser PVC esquema 40, galvanizada o de acero al carbón.

➤ **Dimensionamiento de los filtros**

El diámetro de la apertura de los filtros se calcula según al tamaño del material que se tiene en el acuífero que se esta captando, de menor apertura si se tiene mucho material fino de aporte en el pozo, como ser arcilla fina, de mayor apertura para zonas en las que no se tiene material fino de aporte al pozo y la litología presenta material granular de tamaño considerable, su función es retener el paso de limos y partículas pequeñas que puedan arruinar las bombas y las propiedades de agua como ser el color y la turbidez de la misma.

➤ **Ensanche del pozo piloto**

Finalizadas las tareas del estudio granulométrico se procederá al ensanche del pozo piloto según lo requerido para el diámetro de entubado que se tendrá, con triconos de 12½” - 15½” - 17½”.

Terminadas las tareas del ensanche del pozo se procederá al reperforado de todo el pozo a objeto de verificar la verticalidad del mismo, como la de determinar la libre homogeneidad en el diámetro anular.

➤ **Entubado**

Determinada la verticalidad del pozo se procederá al entubado, este se lo arma de acuerdo al diseño en tramos de hasta 9 m de largo que es la capacidad de las torres de perforación, este puede ser armado *insitu* o ya tenerlo listo en otro lugar, se produce a introducir todo el entubado ya preparado.

Después se procede con el lavado primario del pozo el cual se lo realiza por medio de inyección súbita de agua limpia al pozo por medio de tubería de 1½” de diámetro la cual tiene como objeto remover y desalojar todos los materiales sólidos existentes en el pozo.

Posteriormente se procede a vaciar el engavillado (granulometría de la grava de 2 a 6m.) en la pared anular del pozo y se continuara con el lavado hasta obtener agua de retorno libre de sólidos.

➤ **Desarrollo del pozo**

Los procedimientos diseñados para maximizar el caudal que puede ser extraído de un pozo, se denomina desarrollo del pozo. El desarrollo de un pozo tienes dos objetivos principales:

- ❖ Reparar el daño hecho a la formación durante las operaciones de perforación, y así restaurar las propiedades hidráulicas del mismo.
- ❖ Alterar las características físicas básicas del acuífero en las cercanías del hueco del pozo, de modo de modo que el agua fluya libremente hacia el pozo.

Los principales métodos de desarrollo de pozos es el *pistoneo del pozo* en el área de los filtros, que consiste en forzar el flujo hacia el exterior de la rejilla, luego hacia el interior de la misma, para ello determinar con la acción del flujo el desalojo total de las infiltraciones del lodo Bentonítico en las áreas circunvecinas a los acuíferos, mediante el ascenso y descenso de una especie de pistón colocado en el entubado, el cual consiste de dos discos de goma o de cuero, colocado en tres cilindros de acero o de madera.

Finalizadas las tareas del pistoneo, se procederá al desarrollo por acción directa del inyectado de aire comprimido, inyectando aire a presión dentro del pozo logrando expulsar todas las partículas finas en suspensión en la mezcla de agua aire, se desarrollara cada área de acuífero por un tiempo no mayor de 15 minutos de forma descendente hasta llegar al cono sedimentador.

➤ **Prueba de bombeo**

Es la última fase del pozo perforado en el cual se determina la calidad del pozo, esto es lo que pretendemos mejorar con un buen diseño y desarrollo del pozo.

Para este proceso se utiliza tubería de expulsión de 1½", bomba sumergible, esta con su respectivo tablero de control de electrodos de nivel, válvulas de no retorno en las tuberías de expulsión, llave de paso en la salida un caudalímetro conectado en la tubería de expulsión para aforar el pozo.

En dicha prueba se determinará los parámetros hidráulicos del pozo:

NE: Nivel Estático

ND: Nivel Dinámico Cono de depresión o abatimiento

Q: Caudal de producción

T: Tiempo de recuperación

Q_p: Caudal optimo de producción

➤ **Desinfección**

La desinfección de la tubería de revestimiento y filtros serán tratados con cloración, terminada la prueba de bombeo durante 24 Horas, la cantidad de cloro a utilizarse dependerá del Ph y de la temperatura del agua en un tiempo y de la temperatura del agua en un cierto periodo de contacto junto con otros valores que dependerán de la zona a tratarse.

➤ **Sello sanitario**

El sello sanitario propuesto en un núcleo impermeable de arcilla compactada alrededor de la tubería del pozo la cual sirve para evitar el ingreso de las aguas superficiales por infiltración al prefiltro natural constituido por el empaque de grava, para proceder armar encima de este, una superficie rectangular de hormigón ciclópeo de 1m³ en el cual se empotran los engravilladores los cuales tienen 2 metros de largo con un empotre de un 1m por debajo del sello sanitario conectado con la grava del pozo, los cuales sirven para aumentar grava a medida que esta baja en el pozo (asentamiento del empaque de grava).

Por seguridad se fabrica una tapa para el pozo la cual es del mismo diámetro que la tubería utilizada en el entubado, esta se la coloca enroscada en la tubería para evitar que pueda entrar en el pozo cualquier objeto que pueda dañar la bomba o los filtros de este.

3.5.3. ENSAYO DE RECUPERACIÓN DE UN POZO

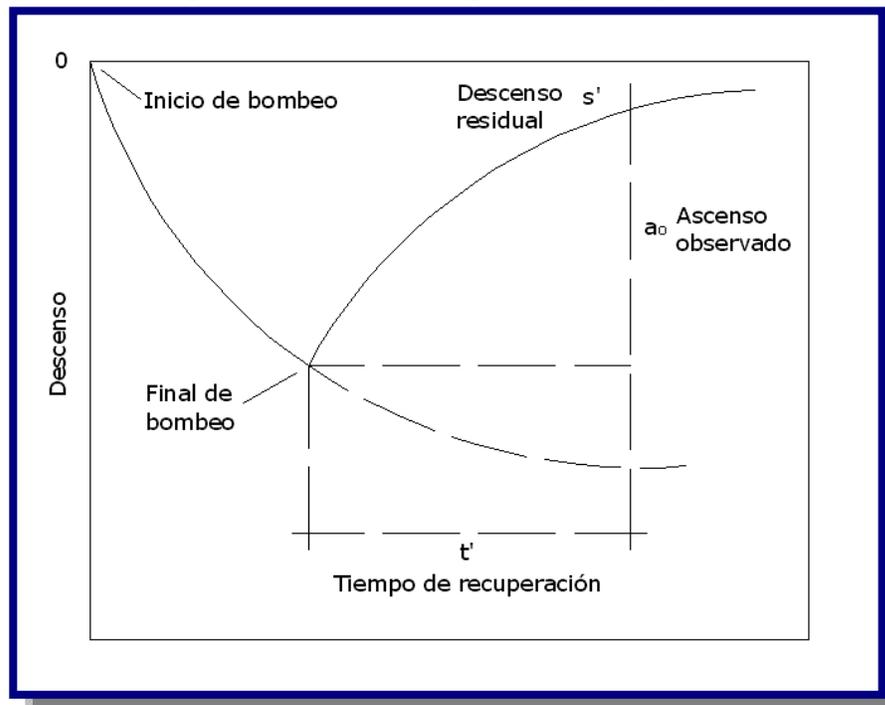
Los ensayos de recuperación consiste en medir a largo tiempo, la evolución del nivel de agua en el pozo que se ha estado bombeando durante un tiempo t .

El efecto sobre la evolución del nivel de agua de la parada de un pozo en el que se ha estado bombeando un caudal Q de agua durante un tiempo t , es el de considerar que a partir del momento de la parada, el pozo continua funcionando pero se superpone a él el efecto de otro pozo que comenzaría a funcionar en el momento de parada con el mismo caudal pero de signo contrario.

En la practica, inmediatamente después de finalizado el bombeo comienzan a medirse los descensos residuales (profundidad del nivel con respecto al nivel estadio antes de comenzar el bombeo) durante un tiempo t^1 (ver Figura 3.23).

El pozo de bombeo, en este proceso, se considera que esta funcionando durante un tiempo $(t + t^1)$, y el pozo virtual durante un tiempo t^1 .

Figura 3.23: Gráfica de recuperación [Ref. 11]



El descenso residual, s^1 , vale, si aplicamos por ejemplo el método de Jacobs:

$$s^1 = \frac{Q}{4 * \pi * T} \left(\ln \frac{2.25 * T * (t + t^1)}{r^2 * S} - \ln \frac{2.25 * T * t^1}{r^2 * S} \right)$$

o bien,

$$s^1 = \frac{2.3 * Q}{4 * \pi * T} \log \frac{t + t^1}{t^1}$$

Si se representa en un gráfico s^1 (en escala aritmética) en función de:

$$\frac{t + t^1}{t^1}$$

El resultado es una recta que pasa por el origen y cuya pendiente es:

$$\Delta = \frac{2.3 * Q}{4 * \pi * T}$$

El valor numérico de la pendiente puede obtenerse gráficamente como:

$$\Delta = \frac{\Delta s^1}{\log \left(\frac{t + t^1}{t^1} \right)}$$

Tomando el intervalo correspondiente a los tiempos igual a un modulo logarítmico, y la pendiente de la recta se tendrá:

$$\log \left(\Delta \frac{t + t^1}{t^1} \right) = \log 10 = 1 \Rightarrow \Delta = \Delta s^1_{10}$$

Y la Transmisividad será:

$$T = \frac{2.3 * Q}{4 * \pi * \Delta s^1_{10}}$$

El ensayo puede realizarse tanto en el pozo de bombeo como en los piezométricos de observación.

3.6. GALERÍAS FILTRANTES

La galería filtrante es una estructura construida en el suelo con la finalidad de captar aguas subterráneas. A diferencia de los pozos, que se construyen con la misma finalidad, la galería filtrante es aproximadamente horizontal. La galería filtrante termina en una cámara de captación donde generalmente se instalan las bombas hidráulicas para extraer el agua acumulada).

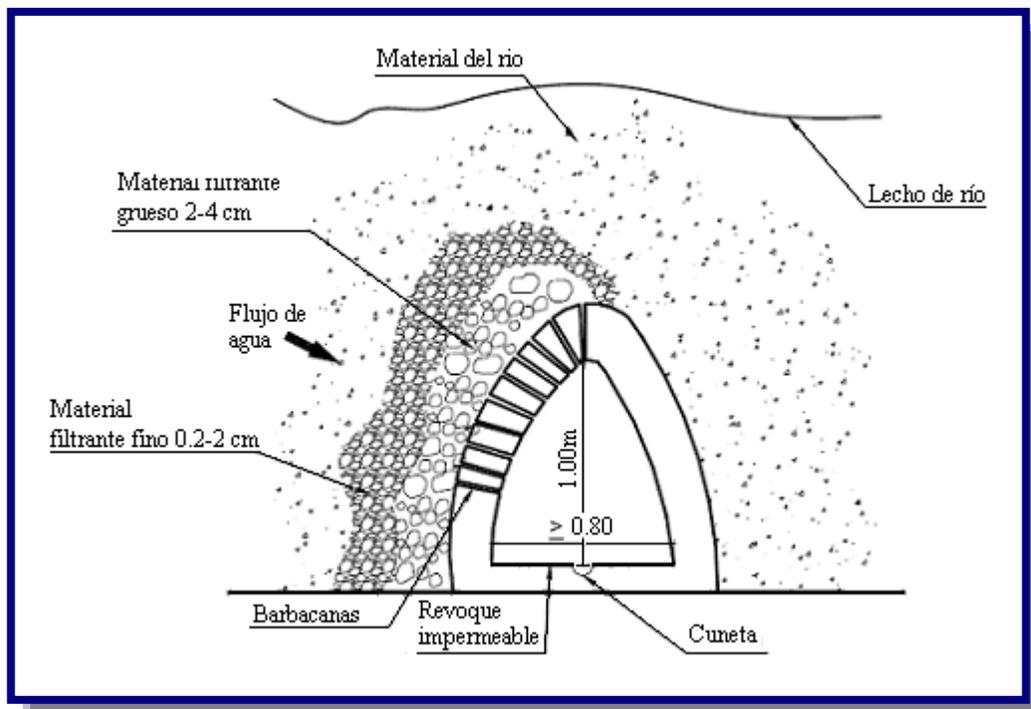
Las estructuras filtrantes pueden ser:

Galería o bóveda, consiste en una estructura robusta enterrada en el lecho del cuerpo de agua para captar un volumen importante de agua y cuando las condiciones de pendiente del terreno lo permiten. Se emplea particularmente en quebradas o arroyos de bajo caudal superficial (ver Figura 3.24).

El diseño (largo, ancho y alto) como la disposición de la galería (transversal o paralela al curso de agua) dependerá de las condiciones del cuerpo de agua y del material de arrastre.

La estructura debe ser calculada para soportar el empuje del agua y áridos, como también, la carga estática de los áridos y agua por encima de ella (de la estructura).

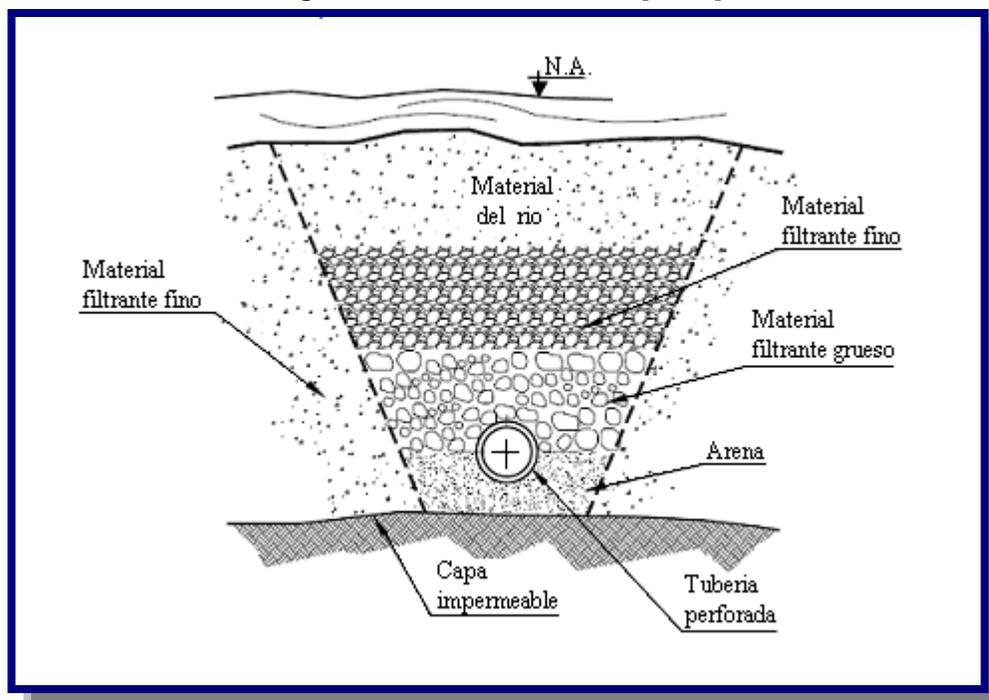
Figura 3.24: Galería filtrante abovedada [Ref. 8]



Tubo de infiltración o ranurado, rodeado de una capa de granzón o piedra picada gradada, instalada en el acuífero subsuperficial, o en el caso de captación indirecta de aguas superficiales, en el estrato permeable que se comunica con dichas aguas.

En los extremos aguas arriba de la galería y a longitud aproximada de 50 m., normalmente se coloca un pozo de visita. En el extremo aguas abajo se construye una tanquilla o pozo recolector, de donde se conducen las aguas por gravedad o por bombeo hacia el sistema de distribución (ver Figura 3.25).

Figura 3.25: Tubo de infiltración [Ref. 8]



El tubo de recolección es normalmente de concreto o de asbesto cemento. Su diámetro es función del gasto de captación, siendo el mínimo recomendable del orden de 8" a 10".

La galería de infiltración se orienta de acuerdo con la dirección predominante del flujo subterráneo.

La longitud de la tubería de infiltración se calcula en función del caudal unitario, utilizando la siguiente fórmula:

$$L = \frac{Q}{Q_u}$$

$$Q_u = \frac{2 * \pi * k * a}{\ln\left(\frac{2 * a}{r}\right)}$$

Donde:

L = Longitud de la tubería de infiltración en m

Q = Caudal a captar en l/s

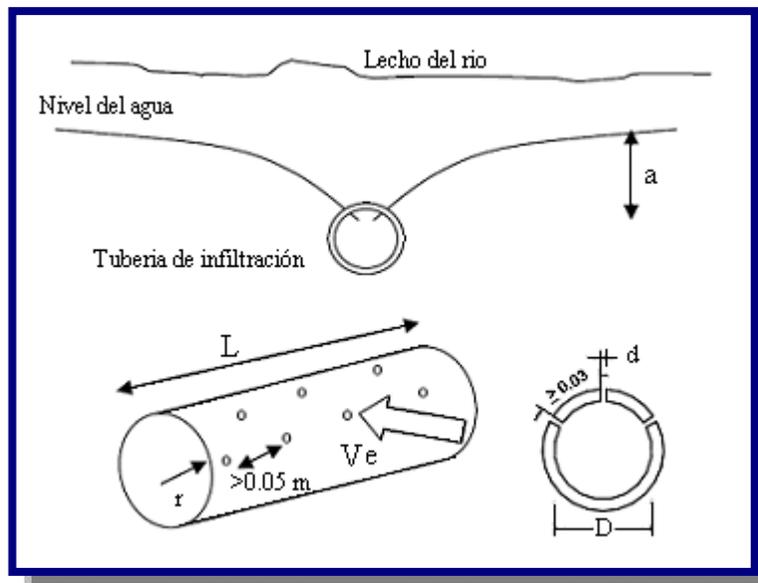
Q_u = Caudal por unidad de longitud en l/s-m

k = Coeficiente de permeabilidad en l/s-m²

a = Profundidad a la que se encuentra el conducto respecto al nivel de agua en m. ver Figura 3.26

r = Radio del conducto en m

Figura 3.26: Detalles del tubo filtrante [Ref. 8]



El número de orificios se determina utilizando la siguiente expresión:

$$n = \frac{A}{a}$$

$$A = \frac{Q_u}{V_e * C_c}$$

$$a = \frac{\pi * d^2}{4}$$

Donde:

n = Número de orificios por metro

A = Área de flujo en m²

a = Área de cada orificio en m²

Q_u = Caudal unitario en m³/s-m

v_e = Velocidad de entrada a los orificios en m/s

$$v_e = 0,05 \text{ a } 0,10 \text{ m/s}$$

C_c = Coeficiente de contracción por orificio.

$$C_c = 0,55$$

d = Diámetro del orificio en m

A fin de determinar las características de diseño de las galerías, es necesario hacer excavaciones o perforaciones de prueba en cada caso específico. En vista de que las galerías son obras costosas, conviene determinar: 1) la permeabilidad media del acuífero, para estimar la producción por metro lineal de galería y 2) la granulometría del terreno para determinar las características de la grava de envoltura.

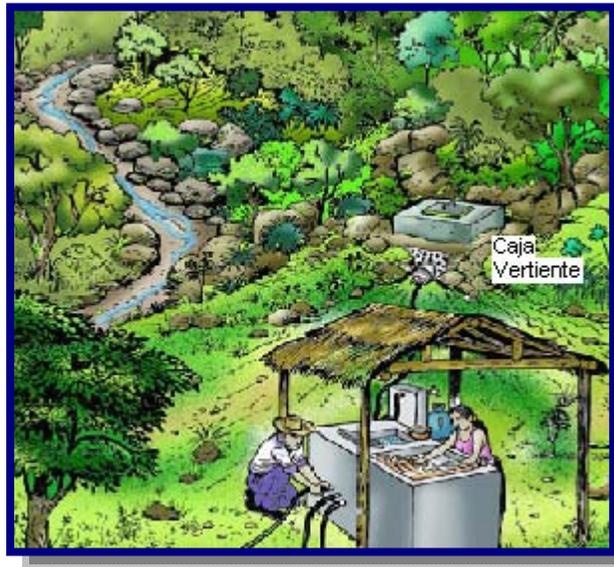
En caso de gastos pequeños, del orden de 3 a 5 lts/s, normalmente basta una excavación de prueba hasta una profundidad conveniente por debajo del nivel estático del agua.

Se extrae luego el agua con bomba, a una tasa fija y se observa el descenso de nivel. La estabilización de dicho nivel para una tasa fija de bombeo prolongado, significará que el recargamiento natural del acuífero desde el río, iguala el gasto extraído. A base de este gasto y estimando el área total de penetración del agua en la excavación de prueba, puede formarse una idea acerca de la longitud necesaria de galería para el gasto de diseño.

3.7. VERTIENTE

Una vertiente es una fuente natural de agua que brota de la tierra o entre las rocas. Puede ser permanente o temporal. Se origina en la filtración de agua de lluvia que penetra en un área y emerge en otra, de menor altitud, donde el agua no está confinada en un conducto impermeable (ver Figura 3.27).

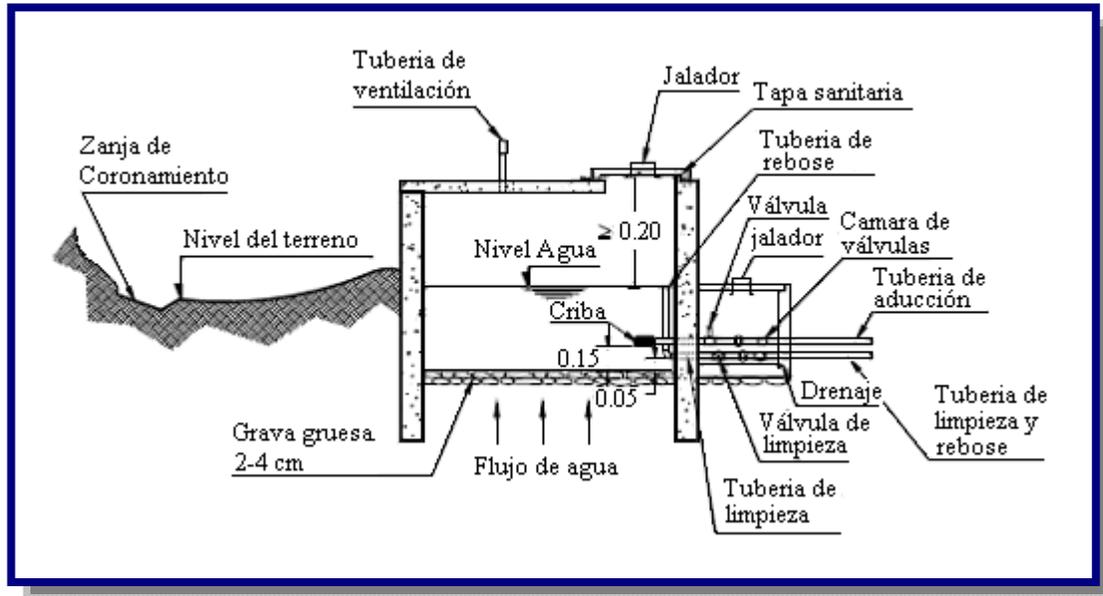
Figura 3.27: Vertiente para uso domestico [Ref. 12]



Para el diseño de las captaciones de vertientes deben considerarse los siguientes componentes (ver Figura 3.28):

Cámara de protección, para las captaciones de fondo y ladera es muy importante no perturbar el flujo de agua que emerge de la vertiente. La cámara de protección, debe tener dimensiones y formas, tales que, se adapten a la localización de las vertientes y permitan captar el agua necesaria para el proyecto.

Tuberías y accesorios, el material de las tuberías y accesorios deben ser inertes al contacto con el agua natural. Los diámetros se calcularán en función al caudal máximo de la vertiente y para los requerimientos del proyecto (ver Capítulo IV).

Figura 3.28: Captación y detalles de una vertiente [Ref. 8]

Dependiendo de si el manantial es de ladera (filtración o tubular) o de piso (fisura), se le tiene que proteger por medio de cunetas que intercepten los escurrimientos superficiales. Se recomienda que estas cunetas se excaven a una distancia de 10 m de los vertederos.

CAPITULO IV

ADUCCIÓN



4.1. INTRODUCCIÓN

Aducción es toda aquella obra destinada al transporte de agua entre dos o más puntos. Esta obra incluye tanto al medio físico a través del cual el fluido será transportado (tuberías, canales, etc.) como a todas las obras adicionales necesarias para lograr un funcionamiento adecuado de la instalación (Estaciones de Bombeo, Válvulas de todo tipo, Compuertas, Reservas, Transmisión de energía, etc.) de agua desde una obra de captación hasta la planta de tratamiento, tanque de almacenamiento o directamente a la red de distribución.

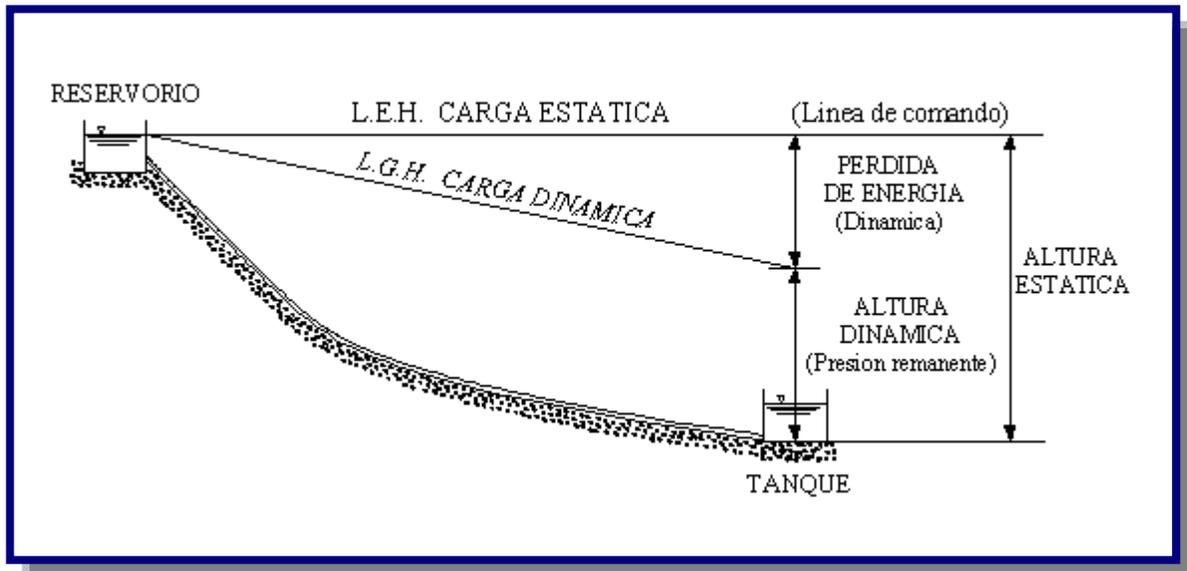
4.2. TIPOS DE ADUCCIÓN

En el diseño de aducciones, se pueden considerar los siguientes tipos:

- ✓ Aducción por Gravedad
- ✓ Aducción por Bombeo

4.3. ADUCCIÓN POR GRAVEDAD

Es el conjunto de tuberías, canales, túneles, dispositivos y obras civiles que permiten el transporte de agua, aprovechando la energía disponible por efecto de la fuerza de gravedad, desde la obra de toma hasta la planta de tratamiento, tanque de regulación o directamente a la red de distribución (ver Figura 4.1).

Figura 4.1: Perfil de la línea de aducción [Ref. 9]

4.3.1. TIPOS DE ADUCCIÓN POR GRAVEDAD

En el diseño de aducciones se pueden considerar los siguientes tipos:

- ✓ Aducción por conductos y canales a superficie libre, en la que el agua se conduce a una presión igual a la atmosférica.
- ✓ Aducción por conductos cerrados a presión, en la que el agua se conduce a presiones superiores a la presión atmosférica.

4.3.2. CAUDALES DE DISEÑO

El caudal de diseño de las obras de aducción depende del sistema de abastecimiento de agua:

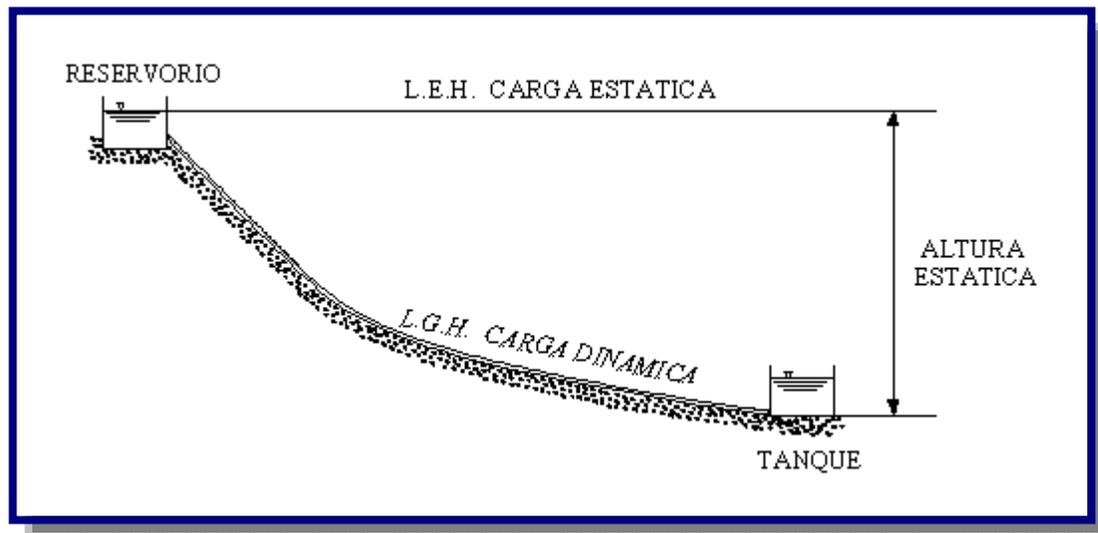
- Si el sistema es por gravedad y cuenta con un tanque de almacenamiento y/o planta de tratamiento la obra de aducción debe calcularse con el caudal máximo diario.
- Si el sistema es por gravedad y no cuenta con un tanque de almacenamiento y/o planta de tratamiento, y la aducción se efectúa directamente a la red, la obra de aducción debe calcularse con el caudal máximo horario.

4.3.2.1. CAUDAL NATURAL

Caudal natural es cuando la presión remanente o residual de una tubería que descarga libremente en la atmósfera es cero, es porque el caudal máximo se está moviendo a través del tubo. Este es el *caudal natural* de la tubería, y es el caudal máximo absoluto que se puede mover por gravedad. El caudal natural del tubo se puede controlar seleccionando la medida del tubo.

Si el caudal natural de una tubería es mayor que el caudal mínimo (de la fuente), entonces el tubo descargará más rápido de lo que puede ser llenado, y el resultado será que el tubo no estará lleno de líquido. En este caso, la LGH descansará sobre la superficie del agua dentro del tubo. Un tubo de flujo incompleto está bajo ninguna presión. No habría mayor consecuencia. Si no hay conexiones ubicadas a lo largo del tramo de tubería que no está llena (ver Figura 4.2).

Figura 4.2: Perfil de la línea de caudal natural [Ref. 9]



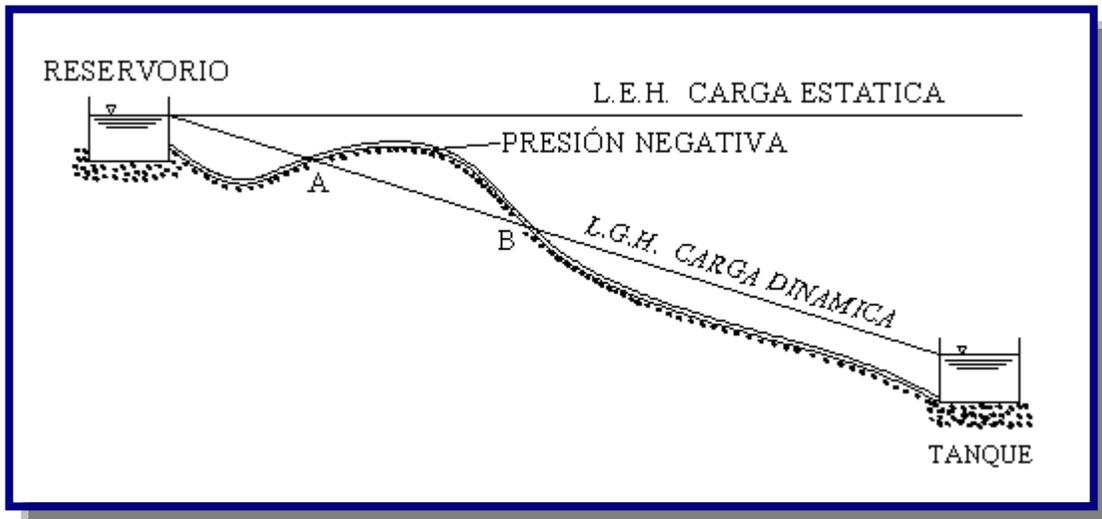
Sin embargo, si hay una conexión, entonces es muy importante que la tubería se conserve totalmente llena (o sea bajo presión) para asegurar el funcionamiento correcto de la toma.

Las tuberías que por el contrario no estén llenas, deberán tener una válvula de control en el punto de descarga. Esta válvula de control disipará la presión residual antes de permitir que el caudal aumente demasiado. La válvula de control se regula hasta conseguir que se descargue el caudal deseado; en este instante es cuando está disipando la cantidad exacta de carga.

4.3.3. PRESIÓN NEGATIVA

Esto indica que no hay suficiente energía gravitacional para mover la cantidad deseada de agua, por ello es que esta cantidad de agua no fluirá. Se debe volver a trazar la LGH, usando un menor caudal y/o un diámetro de tubo más grande (ver Figura 4.3).

Figura 4.3: Perfil de presión negativa [Ref. 10]



En este caso el tramo A-B indicado en la Figura 4.3 estará en condiciones de presión negativa, con lo cual sería difícil evitar la entrada de burbujas de aire a la tubería. La presión entre los puntos A-B es menor que la presión atmosférica y por lo tanto no se puede instalar válvulas ventosas.

4.3.4. CÁLCULO HIDRÁULICO DE TUBERIAS A PRESIÓN

Son acueductos que trabajan a presión, su presión de trabajo es mayor a la presión atmosférica; la tubería conduce el agua a sección llena. El movimiento de agua se debe netamente a la fuerza de la gravedad sobre la masa de agua.

4.3.4.1. DISEÑO DE TUBERIAS A PRESIÓN

Para el diseño deben considerarse los siguientes elementos:

- Trazado de la aducción
- Caudal de diseño

- Material y clase de tubería
- Velocidad
- Diámetros mínimos
- Pendientes

4.3.4.1.1. TRAZADO DE LA ADUCCIÓN

El trazado de la aducción debe realizarse previo reconocimiento en campo del relieve topográfico, geológico y tipo de suelo, en lo posible paralelo a las vías públicas y caminos e uso general de la población.

En el trazado además de considerar el caudal de diseño, vida útil, y análisis económico, los siguientes factores:

- Que la conducción sea cerrada (en lo posible a presión).
- Que el trazado sea lo más directo posible de la fuente la planta de tratamiento y/o tanque de almacenamiento o red de distribución.
- Que la línea evite, en lo posible los tramos de difícil construcción o inaccesibles
- Que este siempre por debajo de la línea piezométrica a fin de evitar zonas de depresión que representa un peligro de aplastamiento de la tubería y posibilidad de cavitación.
- Que eviten presiones superiores a las máximas permisibles que afectan la seguridad de la aducción.
- Que la línea evite, en lo posible, zonas de deslizamiento e inundaciones.
- Que se eviten tramos de pendiente y contra pendiente que pueden causar bloqueos de aire en la línea.
- Se debe estudiar variantes para acortar la longitud de aducción (trazados en túnel), o evitar terrenos que tengan aguas freáticas muy superficiales.

Se deben determinar las cotas del terreno de los siguientes puntos:

- Obra de toma.
- Pasos de los accidentes topográficos sobre la línea del trazado.
- Cambios bruscos de sentido y pendiente.

- Tanque de almacenamiento o planta de tratamiento.
- Otros puntos relevantes del terreno que determinen el trazado de la tubería.

La diferencia de elevación entre el punto de ingreso de agua y cualquier punto tubería abajo, determinará la presión estática interna en la tubería.

La presión estática entre puntos extremos de la tubería de aducción, determinará el material y las características mecánicas de trabajo de la tubería y la necesidad de colocar válvulas o cámaras rompe presión.

4.3.4.1.2. CAUDAL DE DISEÑO

El caudal de diseño de ser establecido según lo especificado en el punto 4.3.2.

4.3.4.1.3. MATERIAL DE TUBERÍA

- La elección del material debe ser efectuada con base en:
- Las características topográficas.
- Calidad del agua.
- Tipo de suelo.
- Resistencia a la corrosión y agresividad del suelo.
- Resistencia a esfuerzos mecánicos producidos por cargas externas e internas.
- Características de comportamiento hidráulico (velocidades, presiones, golpe de ariete).
- Vida útil del proyecto.
- Costos de operación y mantenimiento.
- Análisis económico.

Los materiales deben ser elegidos en función de la presión nominal y de trabajo, la cual debe ser proporcionada por el fabricante. El material utilizado debe contar con una certificación de calidad, o en su caso, cuando las certificaciones provengan de otros países, ésta debe ser homologada por el IBNORCA (ver CAPITULO VII).

Un sistema de aducción puede estar constituido por tramos de diferentes materiales elegidos de acuerdo a su funcionamiento, operación y mantenimiento, condiciones de implementación en el terreno y esfuerzos actuantes.

El material de las tuberías debe ser seleccionado de acuerdo a las características que satisfagan las necesidades del proyecto, considerando principalmente los costos iniciales y de mantenimiento así como la seguridad de la tubería. Todos los tipos de tuberías se estudiarán en el Capítulo VII.

4.3.4.1.4. VELOCIDADES DE DISEÑO

La velocidad máxima debe ser considerada en función del tipo de material de la tubería, de acuerdo a la Tabla 4.1.

Tabla 4.1: Velocidades máximas permisibles en tuberías

Material	Velocidad (m/s)
Tubería revestida de hormigón simple	3,00
Tubería de hormigón centrifugado	3,50
Tubería de asbesto cemento	5,00
Tubería de PVC	5,00
Tubería de hierro fundido	5,00
Tubería acero galvanizado	5,00
Tubería de acero	5,00

Fuente: Norma Boliviana NB – 689

En tuberías de impulsión la velocidad no debe ser mayor a 2,00 m/s.

A objeto de mitigar los efectos por golpe de ariete, y en general cuando éste sea inminente, se recomienda que la velocidad máxima no deba superar a 1,50 m/s.

La velocidad mínima en la tubería debe ser establecida en función de la velocidad de auto limpieza. La velocidad mínima recomendada es de 0,30 m/s.

4.3.4.1.5. DIÁMETROS MÍNIMOS

Para la selección del diámetro de la tubería de aducción deben analizarse las presiones disponibles, las velocidades de escurrimiento y las longitudes de la línea de aducción.

La elección debe estar basada en un estudio comparativo técnico económico mediante las técnicas de optimización que tornen mínima la función costo anual.

La experiencia indica que en aducciones el diámetro mínimo es de 2 pulgadas (zona rural) por motivos socioeconómicos.

4.3.4.1.6. PENDIENTES

Con el objeto de permitir la acumulación del aire en los puntos altos y su eliminación por las válvulas colocadas para tal efecto y facilitar el arrastre de sedimentos hacia los puntos bajos para el desagüe de las tuberías, éstas no deben colocarse en forma horizontal.

Las pendientes mínimas deben ser:

- $j = 0,04\%$, cuando el aire circula en el sentido de escurrimiento del agua
- $j = 0,10\%$ a $0,15\%$, cuando el aire circula en el sentido contrario al escurrimiento del agua

En este último caso la pendiente no debe ser menor que la pendiente de la línea piezométrica de ese tramo.

Cuando se considere necesario uniformar pendientes a costa de mayor excavación a efectos de evitar un gran número de válvulas de aire y cámaras de limpieza, debe realizarse una comparación económica de ambas variantes.

4.3.4.2. PÉRDIDAS DE CARGA

Se debe efectuar el estudio hidráulico del escurrimiento para determinar si las tuberías trabajan a presión, lo que dependerá de las características topográficas de la zona y del diámetro del conducto. No se admiten presiones negativas.

Para el cálculo hidráulico y la determinación de pérdidas de carga en tuberías a presión se pueden utilizar las siguientes fórmulas:

- Darcy Weisbach
- Flamant
- Hazen Williams

En el cálculo hidráulico se utiliza el diámetro real. Sin embargo, para efectos del diseño se debe considerar el diámetro nominal de la tubería.

Asimismo, en el cálculo de tuberías deben considerarse las pérdidas localizadas o el efecto de mecanismos y singularidades (válvulas, codos, tees, reducciones, etc.) introducidas en la línea que producen pérdidas de carga adicionales.

Para el cálculo de dichas pérdidas de carga localizadas debe utilizarse el método de la longitud equivalente de tuberías, añadiéndola, a la longitud real del tramo.

El proyectista puede dejar de considerar el cálculo de pérdidas localizadas si los sistemas son por gravedad.

4.3.4.2.1. FORMULA DE DARCY – WEISBACH (1850)

En 1850, Darcy-Weisbach dedujeron experimentalmente una ecuación para calcular las pérdidas por cortante (“fricción”), en un tubo con flujo permanente y diámetro constante:

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

Donde:

h_f = Pérdida de carga distribuida o continua en m

f = Coeficiente de pérdida de carga distribuida

El valor del coeficiente de fricción “ f ”, dependerá del régimen del flujo del agua, la viscosidad y el número de Reynolds. El coeficiente puede ser obtenido del Diagrama de Moody expuesto en el Anexo C o las siguientes fórmulas:

a) Esguerrimiento laminar ($R < 2000$): $f = \frac{64}{R}$

b) Zona crítica ($2000 < R < 4000$), fórmula de Prandtl-von Karman:

$$\frac{1}{f^{\frac{1}{2}}} = 2 * \log R * f^{\frac{1}{2}} - 0.8$$

c) Esgurrimiento turbulento ($R > 5000$)

➤ Fórmula de Colebrook-White

$$\frac{1}{f^{\frac{1}{2}}} = 2 * \log\left(\frac{k}{3,70 * D_H} + \frac{2,51}{R * f^{\frac{1}{2}}}\right)$$

➤ Fórmula de Swamme - Jain

$$f = \frac{0,25}{\left[\log\left(\frac{k}{3,71} + \frac{5,74}{R}\right)\right]^2}$$

f = Coeficiente de fricción (adimensional)

R = Número de Reynolds

$$R = \frac{v * D}{\nu}$$

ν = Viscosidad cinemática del agua en cm^2/s

k = Rugosidad uniforme equivalente o coeficiente de Colebrook, depende del tipo de material (ver Tabla 4.2)

$$k = \varepsilon/D$$

ε = Rugosidad en mm

D = Diámetro interno de la tubería en m

L = Longitud de tubería en m

v = Velocidad media de flujo en m/s

D_H = Diámetro interno de la tubería en m

g = Aceleración de la gravedad ($9,81 \text{ m/s}^2$)

La Tabla 4.7, presenta la rugosidad uniforme equivalente, teniendo en cuenta su relación y dependencia con los siguientes factores: material y proceso de fabricación de la tubería, naturaleza del líquido que escurre por la tubería y tiempo de servicio de la tubería.

Tabla 4.2: Valores el coeficiente k de Colebrook

Material	k (mm)
Acero galvanizado	0,13
Acero soldado c/revestimiento	0,05
Asbesto cemento	0,10
Hierro fundido nuevo	1
Hierro fundido usado (15 a 20 años)	1 – 5
Hierro fundido dúctil c/revestimiento de cemento	0,50
Plástico PVC o Polietileno PEAD	0,01

Fuente: Manual de Hidráulica, Azevedo Netto

La pérdida de carga en tuberías a presión que presenten salientes en las juntas de las tuberías, a lo largo del perímetro de la sección, debe ser igual a la suma de la pérdida de carga distribuida, calculada como si las juntas indicadas no existiesen y la pérdida de carga debido a la presencia de la junta, dada por:

$$h_s = n_j * k_s * \left(\frac{v_o^2}{2 * g} \right)$$

Donde:

 h_s = Pérdida de carga debida a las juntas en m n_j = Número de juntas k_s = Coeficiente de pérdida de carga, dado por:

a) Para: $\frac{L_j}{D_o} > 30$: $K_S = K_1$

b) Para: $\frac{L_j}{D_o} < 30$: $K_S = K_o * K_1$

 L_j = Distancia de una junta a otra en m D_o = Diámetro interno de la tubería en m k_s, k_1 = Coeficientes que se obtienen de la Tabla 4.3 y

Tabla 4.4, respectivamente

 v_o = Velocidad en m/s g = Aceleración de la gravedad en m/s²

Tabla 4.3: Coeficiente k_0

Lj/Do	4	8	12	16	20	24	30
ko	0.30	0.45	0.58	0.68	0.78	0.87	1.00

Tabla 4.4: Coeficiente k_1

Lj/Do	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09	1
k1	0.15	0.35	0.06	0.09	0.13	0.17	0.21	0.26	0.32	0.38

Fuente: Manual de Hidráulica, Azevedo Netto

Las pérdidas de carga introducidas por las juntas tipo espiga campana y uniones con anillo de goma o similares deben ser consideradas como despreciables ya que no presentan salientes al interior del tubo.

El coeficiente de viscosidad cinemática del agua debe ser considerado solamente en función de la temperatura de agua al interior de la tubería y para efecto del cálculo del número de Reynolds. Los valores del coeficiente de viscosidad en función de la temperatura se presentan en la Tabla D.1 del Anexo D.

El envejecimiento de tuberías de hormigón armado, aislados interiormente y de material plástico, pueden considerarse despreciables para el proyecto de aducciones.

En tuberías metálicas, cuando no fuera posible la limpieza periódica y si no fueran pintados interiormente con materiales anticorrosivos, el caudal de diseño para fin de proyecto debe ser multiplicado por un coeficiente de seguridad.

4.3.4.2.2. FORMULA DE FLAMANT (1892)

En 1892 Flamant señala que los efectos de las incrustaciones son variables con el diámetro del tubo y resultan menores según aumenta el diámetro de la tubería.

Por otra parte, plantea, que los tubos perfectamente lisos son una excepción y que es raro que conserven por mucho tiempo su pulimento primitivo; que se puede ver, de acuerdo con las observaciones de Darcy, que un depósito apenas perceptible, de una pequeña fracción de

milímetro de espesor, es suficiente para cambiar las condiciones de escurrimiento y aumentar la resistencia, por lo que él propone adoptar para todos los casos prácticos, la fórmula:

$$S_t = \frac{4 * b * v^{\frac{7}{2}}}{D^{\frac{3}{2}}}$$

Donde:

S_t = Pérdida de carga unitaria en m/m

B = Coeficiente de Flamant (ver Tabla 4.5)

v = Velocidad del agua en m/s

D = Diámetro interno de la tubería en m

Tabla 4.5: Coeficiente b de Flamant

Material de la tubería	b
Hierro o acero	0,00023
Nuevos metálicos	0,000185
Concreto	0,000185
PVC	0,00140(1)

Fuente: Manual de Hidráulica, Azevedo Netto

(1) Asumido

La fórmula anterior se ha mostrado muy exacta para tuberías de diámetros menores a 50 mm, especialmente de fundición y PVC (Instalaciones domiciliarias).

4.3.4.2.3. FORMULA DE HAZEN - WILLIAMS (1906)

En 1906 una de las ecuaciones empíricas (independientes del análisis de Darcy) mas exitosas fue la de Hazen Williams (desarrolladas por G. S. Williams y A. H. Hazen). Sirven para tuberías rugosas con régimen en transición o turbulento y agua a presión (Recomendada para diámetros cuyo valor oscila entre los 50 y 3500 mm), la formula en unidades del sistema internacional es:

$$v = 0.849 * C_{HW} * D^{0.63} * J^{0.54}$$

$$Q = 0.2785 * C_{HW} * D^{2.63} * J^{0.54}$$

Donde:

Q = Caudal en m³/s

v = Velocidad en m/s

C_{HW} = Coeficiente de Hazen Williams (adimensional)

D = Diámetro interno de la tubería en m

J = Pérdida de carga unitaria o gradiente hidráulico en m/m

$$J = hf / L$$

hf = Pérdida de carga en m

L = Longitud de la tubería en m

El coeficiente C_{HW} es función del material y la antigüedad de la tubería. En la Tabla 4.6 se presentan los valores mas empleados.

Tabla 4.6: Valores del coeficiente C_{HW} de Hazen-Williams

Material	C_{HW}
Acero galvanizado	125
Acero soldado c/revestimiento	130
Asbesto cemento	120
Hierro fundido nuevo	100
Hierro fundido usado (15 a 20 años)	60 - 100
Hierro fundido dúctil c/revestimiento de cemento	120
Plástico PVC o Polietileno PE	140

Fuente: Manual de Hidráulica, Azevedo Netto

La pérdida de carga localizada producida por accesorio y válvulas instaladas en la tubería a presión debe ser considerada a través de la longitud equivalente, que es, la pérdida de carga producida por una longitud equivalente de tubería rectilínea.

Las pérdidas de carga localizadas de cada accesorio o válvula tienen su longitud equivalente respectiva que depende del material, forma y diámetro. En la Tabla 4.7 se presenta las longitudes equivalentes en función del diámetro.

Tabla 4.7: Pérdidas localizadas en longitudes equivalentes (En metros de tubería recta)

Elemento	pulg	1/2	3/4	1	1 1/4	1 1/2	2	2 1/2	3	4	5	6	8	10	12	14	
	mm	13	19	25	32	38	50	63	75	100	125	150	200	250	300	350	
Codo 90°																	
Radio largo		0.3	0.4	0.5	0.7	0.9	1.1	1.3	1.6	2.1	2.7	3.4	4.3	5.5	6.1	7.3	
Radio medio		0.4	0.6	0.7	0.9	1.1	1.4	1.7	2.1	2.8	3.7	4.3	5.5	6.7	7.9	9.5	
Radio corto		0.5	0.7	0.8	1.1	1.3	1.7	2	2.5	3.4	4.5	4.9	6.4	7.9	9.5	10.5	
Codo 45°		0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.8	0.9	1.2	1.5	1.9	2.3	3	3.8	4.6	5.3	
Curva 90°																	
R/D: 1		0.2	0.3	0.3	0.4	0.5	0.6	0.8	1	1.3	1.6	1.9	2.4	3	3.6	4.4	
R/D: 1		0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.9	1	1.3	1.6	2.1	2.5	3.3	4.1	4.8	5.4	
Curva 45°		0.2	0.2	0.2	0.3	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.9	1.1	1.5	1.8	2.2	2.5	
Entrada																	
Normal		0.2	0.2	0.3	0.4	0.5	0.7	0.9	1.1	1.6	2	2.5	3.5	4.5	5.5	6.2	
De borda		0.4	0.5	0.7	0.9	1	1.5	1.9	2.2	3.2	4	5	6	7.5	9	11	
Válvula																	
Compuerta		0.1	0.1	0.2	0.2	0.3	0.4	0.4	0.5	0.7	0.9	1.1	1.4	1.7	2.1	2.4	
Globo		4.9	6.7	8.2	11.3	13.4	17.4	21	26	34	45.3	51	67	85	102	120	
Angulo		2.6	3.6	4.6	5.6	6.7	8.5	10	13	17	21	26	34	43	51	60	
De pie		3.6	5.6	7.3	10	11.6	14	17	20	23	31	39	52	65	78	90	
Retención																	
Tee liviano		1.1	1.6	2.1	2.7	3.2	4.2	5.2	6.3	6.4	10.4	12.5	16	20	24	38	
Tee pesado		1.6	2.4	3.2	4	4.8	6.4	8.1	9.7	12.9	16.1	19.3	25	32	38	45	
Tee de paso																	
Directo		0.3	0.4	0.5	0.7	0.9	1.1	1.3	1.6	2.1	2.7	3.4	4.3	5.5	6.1	7.3	
Latera		1	1.4	1.7	2.3	2.8	3.5	4.3	5.2	6.7	8.4	10	13	16	19	22	
Tee salida																	
Bilateral		1	1.4	1.7	2.3	2.8	3.5	4.3	5.2	6.7	8.4	10	13	16	19	22	
Salida de tubería		0.4	0.5	0.7	0.9	1	1.5	1.9	2.2	3.2	4	5	6	7.5	9	11	

Fuente: Diseño de acueductos y alcantarillados, Ricardo Alfredo López Cualla (2da. Edición)

4.3.4.2.4. RANGO DE VALIDEZ DE LA FORMULA DE HAZEN WILLIAMS

La fórmula de H-W es esencialmente requerido por los Estados Unidos y el mundo. Desgraciadamente, la fórmula es irracional, sólo es válido para el agua y fluyendo a las velocidades convencionales y deben ser turbulentos. Estas desventajas parecen generalmente ser ignoradas, pero los errores son apreciables para las tuberías menores de 200 mm (8 in) y para de mayores de 1500 mm (60 in), mismo para aguas frías o calientes, y para las velocidades extraordinariamente altas o bajas.

Los valores de C_{HW} menos de 100 sólo son razonablemente aplicables para las velocidades cerca de 1 m/s (3 ft/s). En otras velocidades, los coeficientes están un poco en el error. Para las tuberías de agua, se aconseja a lo siguiente:

- C_{HW} valora de 140 a 150 es conveniente para liso (o rayado) las cañerías más grande que 300 mm (12 in).
- Para las cañerías lisas más pequeñas, C_{HW} se valora de 130 a 140 que dependen del diámetro.
- C_{HW} valora de 100 a 150 es aplicable en la zona de transición (entre el laminar y el flujo turbulento), pero la balanza efectúa para los diámetros diferentes no es incluido en el formula.
- La fórmula es impropia y, de, no recomendó para el viejo, áspero, y conduce por tuberías con los valores de C_{HW} debajo de 100.

Si la línea de la transmisión o la fuerza principal es largo y la perdida de fricción es muy grande, y se usa la formula de Hazen - Williams puede llevar a serios errores, particularmente para las tuberías grandes, las tuberías menores de 75 mm (3 in) o la temperatura del agua que difiere de 15°C (0°F) por más de aproximadamente 11°C (20°F). Para las tales situaciones, use la formula de Darcy-Weisbach.

4.3.4.3. PRESIONES MÁXIMAS Y MÍNIMAS

La presión estática máxima de la tubería de aducción no debe ser mayor al 80% de la presión de trabajo especificada por el fabricante, debiendo ser compatibles con las presiones de servicio de los accesorios y válvulas a utilizarse.

Para casos en los que se tiene altas presiones se debe efectuar un análisis comparativo técnico económico entre adoptar el uso de tuberías de alta presión o utilizar estaciones reductoras de presión y tuberías de menor presión. Para el último caso debe verificarse que la presión en el punto más alejado y elevado sea al menos la mínima especificada en el presente reglamento.

La presión mínima recomendable en cualquier punto de la tubería de aducción, en las condiciones mas desfavorables de escurrimiento, debe ser de 2 m.c.a., excepto en los puntos inicial y final de la aducción ligados a un tanque o cámara en contacto con la atmósfera. En los puntos en los cuales se produzca sifonamiento, deberá colocarse purgas de aire.

4.3.4.4. TUBERIAS

Las aducciones formadas por segmentos rectos, podrán ser dispuestas en curva, si es necesario, mediante la deflexión de las tuberías en sus juntas, si las mismas son de tipo flexible.

La deflexión cada junta a excepción de las juntas con características especiales, es función del diámetro y no debe ser mayor a lo especificado en la Tabla 4.8 y Figura 4.4.

Los accesorios (uniones, codos, té, reducciones, válvulas, anclajes, etc.), elementos importantes complementarios a la instalación de tuberías, deben ser compatibles entre sí, en lo que se refiere a presiones de trabajo, dimensiones (diámetros, espesores, sistemas de unión) y estabilidad electroquímica si se trata de materiales diferente (ver Capítulo VII).

Figura 4.4: Deflexión en una tubería [Ref. 9]

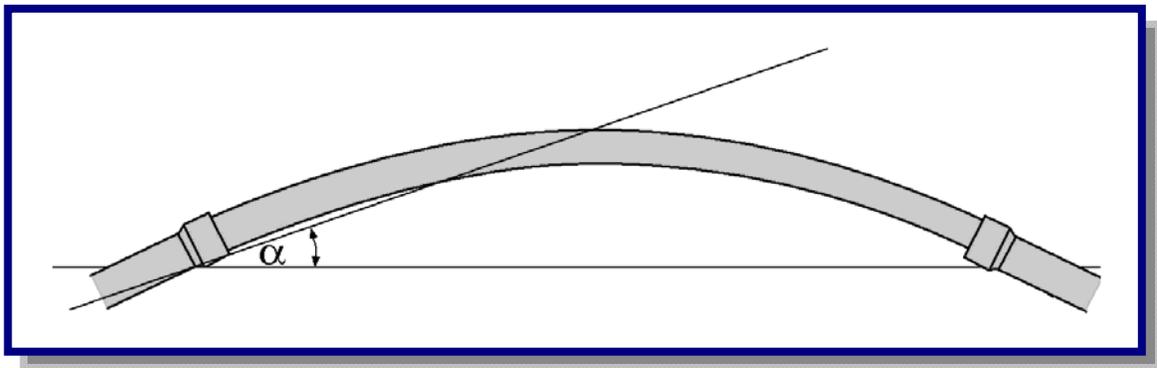


Tabla 4.8: Deflexión máxima en tuberías

Diámetro de la tubería (mm)	Deflexiones α (grados – minutos)
100	3° 0'
150	3° 0'
200	3° 0'
250	3° 0'
300	3° 0'
400	2° 40'
450	2° 25'
500	2° 10'
600	1° 45'
750	1° 25'
900	1° 10'
1000	1° 5'

Fuente: Norma Boliviana NB-689

4.3.4.5. PROFUNDIDAD DE INSTALACIÓN

La profundidad mínima para el tendido de la tubería de aducción debe ser mayor o igual a 0,60 m sobre la clave de la misma.

En áreas de cultivo, cruce de caminos, líneas de ferrocarril o aeropuertos, la profundidad mínima debe ser de 1,00 m sobre la clave de la tubería. El proyectista debe justificar el uso de valores menores al indicado si éstos cuentan con un sistema de protección.

En el caso de suelos rocosos e inestables, el proyectista debe tomar medidas de protección necesarias como revestimientos de hormigón simple y anclajes.

En zonas con pendiente fuerte se deben adoptar tendidos superficiales siempre y cuando se tenga en cuenta apoyos y anclajes antideslizables. En el caso de tuberías de PVC y PEAD deben necesariamente estar enterrados.

Cuando por la naturaleza del terreno, es necesario colocar la tubería muy próxima a la superficie, deben preverse los elementos de protección que aseguren que la misma no será sometida a esfuerzos o deformaciones que puedan provocar roturas o afectar su funcionamiento normal.

En el caso de tuberías sujetas a submergencia temporaria debe tenerse en cuenta que podrá ocurrir un levantamiento máximo debido a la subpresión, estando la tubería vacía. En este caso debe preverse la colocación de protecciones si las características de la napa freática presentasen condiciones de agresividad.

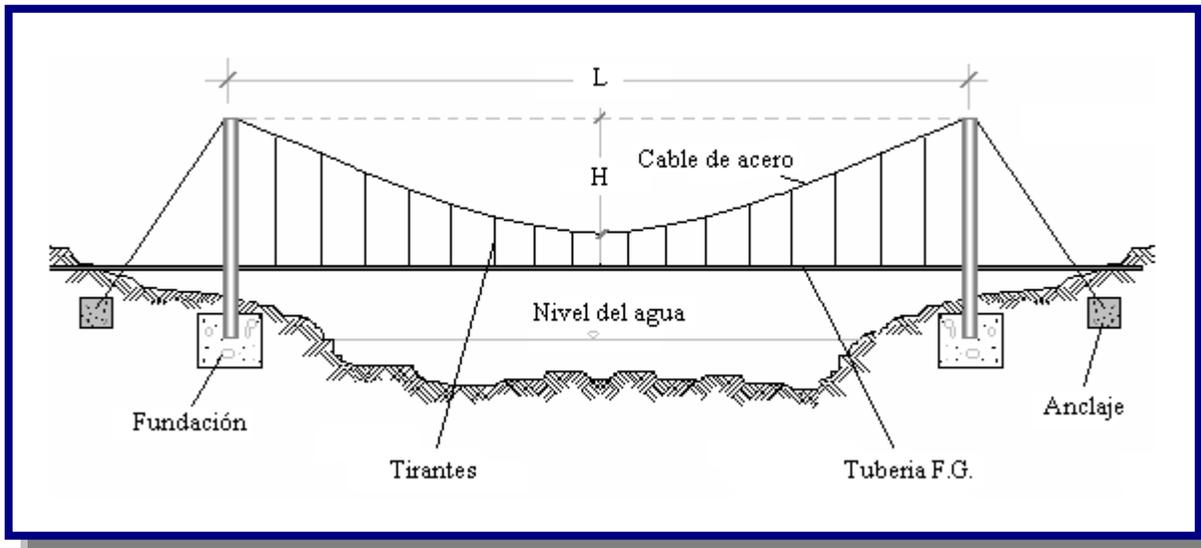
Debe verificarse que la línea piezométrica de la aducción mediante tubería a presión quede ubicada en las condiciones más desfavorables de escurrimiento previsto por lo menos 2,00 m por encima de la generatriz superior de la tubería y por lo menos 1,00 m por encima de la superficie del terreno.

4.3.4.6. PUENTES COLGANTES

Los puentes colgantes son estructuras compuestas por: pilares de soporte ($H^{\circ}C^{\circ}$ o metal) y cables de sujeción de la tubería de F.G. en hormigón armado o celosías de metal que permiten el paso del agua sobre alguna depresión natural o curso de agua (ver Figura 4.6).

Los puentes colgantes se calculan considerando que el cable principal debe formar una catenaria. El principal estado de cargas (solicitación) en el puente, considerará los pesos propios de la tubería, cables y agua dentro de la tubería, debiéndose mayorar para prevenir el efecto de la vibración por el flujo del agua y la velocidad del viento. Ver ejemplo en el Anexo E.

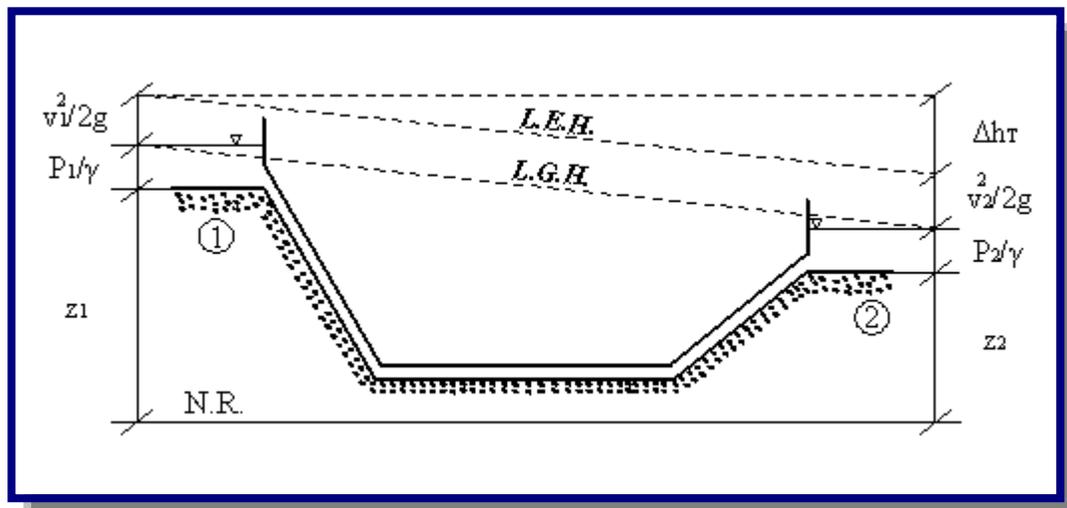
Figura 4.5: Puente colgante cruzando un río o quebrada [Ref. 9]



4.3.4.7. SIFÓN INVERTIDO

Los sifones invertidos son conductos de agua que atraviesan depresiones topográficas por presión hidráulica. Esta estructura tiene aplicación para conducir el agua potable debajo de cursos de agua y quebradas (ver Figura 4.6).

Figura 4.6: Sifón invertido cruzando una quebrada [Ref. 9]



El diseño de esta estructura, se realiza mediante el análisis de las pérdidas de carga hidráulica entre el punto de entrada y salida, empleando la ecuación de Bernoulli:

$$\Delta H = E_1 - E_2 = \left(\frac{V_1^2}{2g} + \frac{p_1}{\gamma} + Z_1 \right) - \left(\frac{V_2^2}{2g} + \frac{p_2}{\gamma} + Z_2 \right)$$

Donde:

v = Velocidad del agua en m/s

g = Aceleración de la gravedad en m/s²

p = Presión interna en la tubería en kg/m²

γ = Peso específico del agua en kg/m³

z = Elevación o cota sobre un nivel de referencia conocido en m

ΔH = Carga hidráulica

Subíndice 1 posición al ingreso del sifón - Subíndice 2 posición a la salida del sifón

Se estima aceptable la velocidad mínima en sifones es de 0,6 m/s.

4.3.4.8. CÁMARAS ROMPE PRESIÓN

Las cámaras rompe presión deben construirse para evitar presiones elevadas, superiores a la capacidad de trabajo de las tuberías y accesorios (ver Figura 4.7).

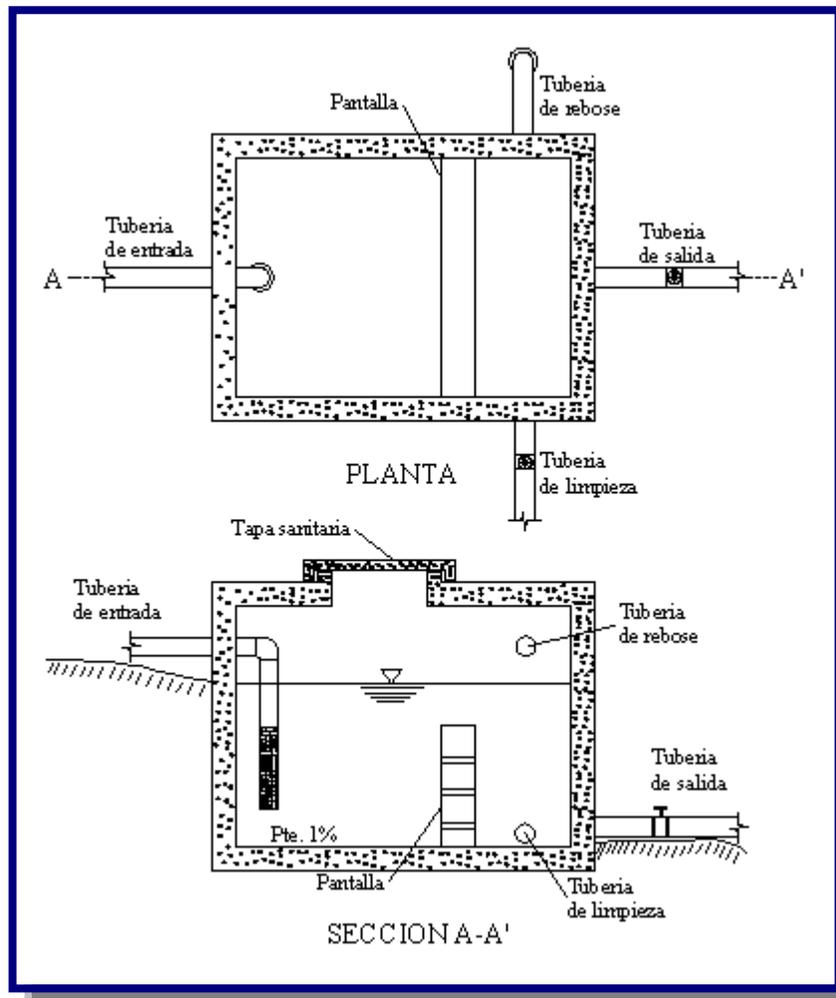
Las cámaras rompe presión permiten que la línea piezométrica en la línea de aducción disminuya a un valor igual a la presión atmosférica.

Para la localización de las cámaras rompe presión se deben seguir los siguientes criterios:

- Mantener la carga máxima estática de acuerdo a la presión de trabajo del material utilizado (tuberías y accesorios).
- En lugares accesibles con condiciones de suelo adecuados para la construcción.
- Las condiciones que deben tomarse en cuenta para el diseño son:

- Debe estar constituida por dos cámaras interconectadas por un
- vertedero sumergido. La primera cámara de disipación de energía debe ser igual a $2/3$ de la longitud total de la cámara rompe presión.
- Las dimensiones de las cámaras deben ser calculadas para un tiempo de retención de 5 a 10 minutos.
- La profundidad de agua respecto a la tubería de salida, debe determinarse en función a las pérdidas de carga, garantizando una abertura necesaria que permita la circulación del caudal de diseño.
- El ingreso a la cámara se debe realizar mediante un chorro sumergido multidireccional.
- Debe instalarse una válvula a la salida y otra de limpieza. Asimismo debe instalarse una tubería de rebose y otra de ventilación para evitar presiones negativas

Figura 4.7: Cámara rompe presión [Ref. 8]



4.4. ADUCCIÓN POR BOMBEO

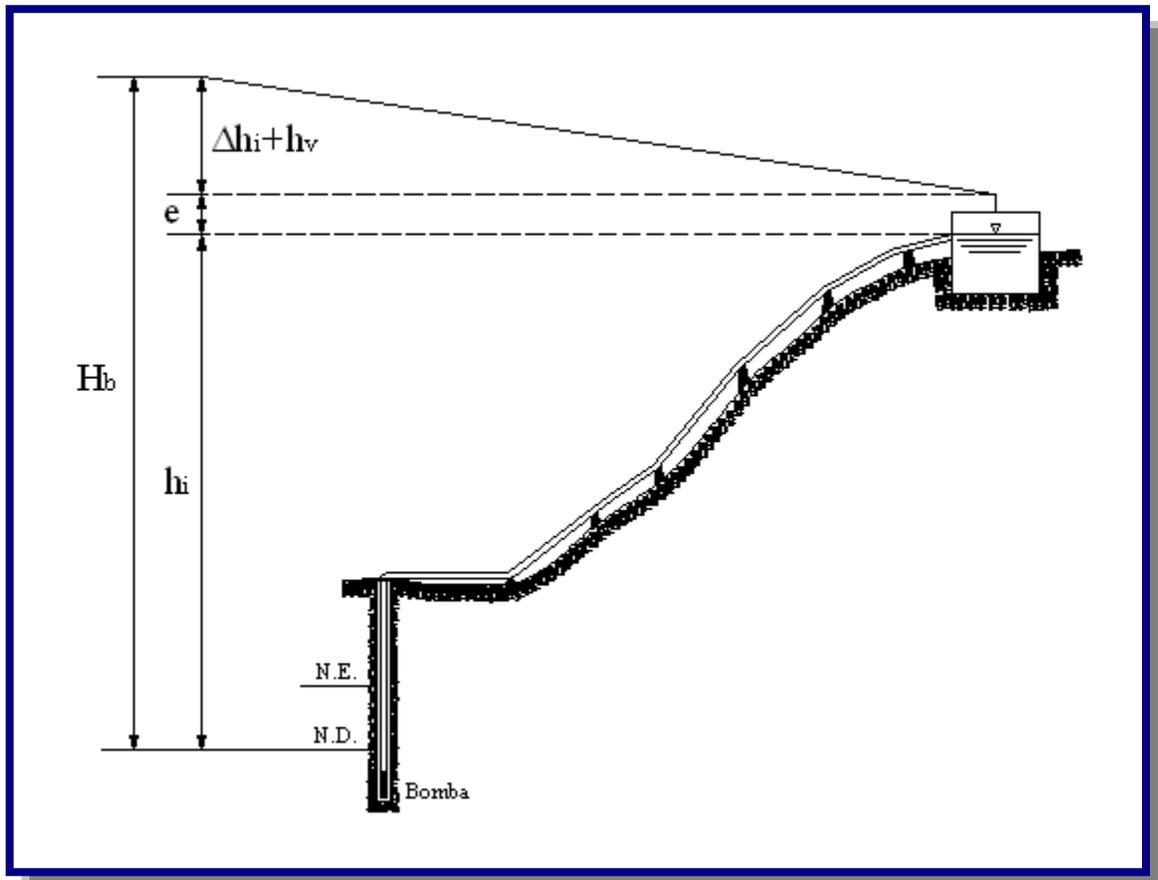
Se denomina aducción por bombeo al conjunto de elementos estructurales, equipos dispositivos, tuberías y accesorio que permiten el transporte de un volumen determinado de agua mediante bombeo desde la obra de captación, hasta la planta de tratamiento tanque de almacenamiento o directamente a la red de distribución.

4.4.1. DISEÑO HIDRÁULICO DE ADUCCIÓN POR BOMBEO

Es la energía que aporta al conjunto elevador (motor-bomba) deberá vencer la diferencia de nivel entre el pozo o galería filtrante del reservorio, más las pérdidas de carga en todo el trayecto (pérdida por fricción a lo largo de la tubería, pérdidas locales debidas a las piezas y accesorios) y adicionarle la presión mínima de llegada.

- Bombeo con bombas sumergibles (véase Figuras 4.8).

Figura 4.8: Altura de bombeo, bomba sumergible [Ref. 9]



$$H_b = h_i + \Delta h_i + \frac{v^2}{2g} + h_v + e$$

Donde:

H_b = Altura total de bombeo en m

h_i = Altura geométrica de impulsión en m

Δh_i = Altura de pérdida de carga en la tubería de impulsión en m

h_v = Altura de grandes caudales en m

v = Altura de grandes caudales en m/s

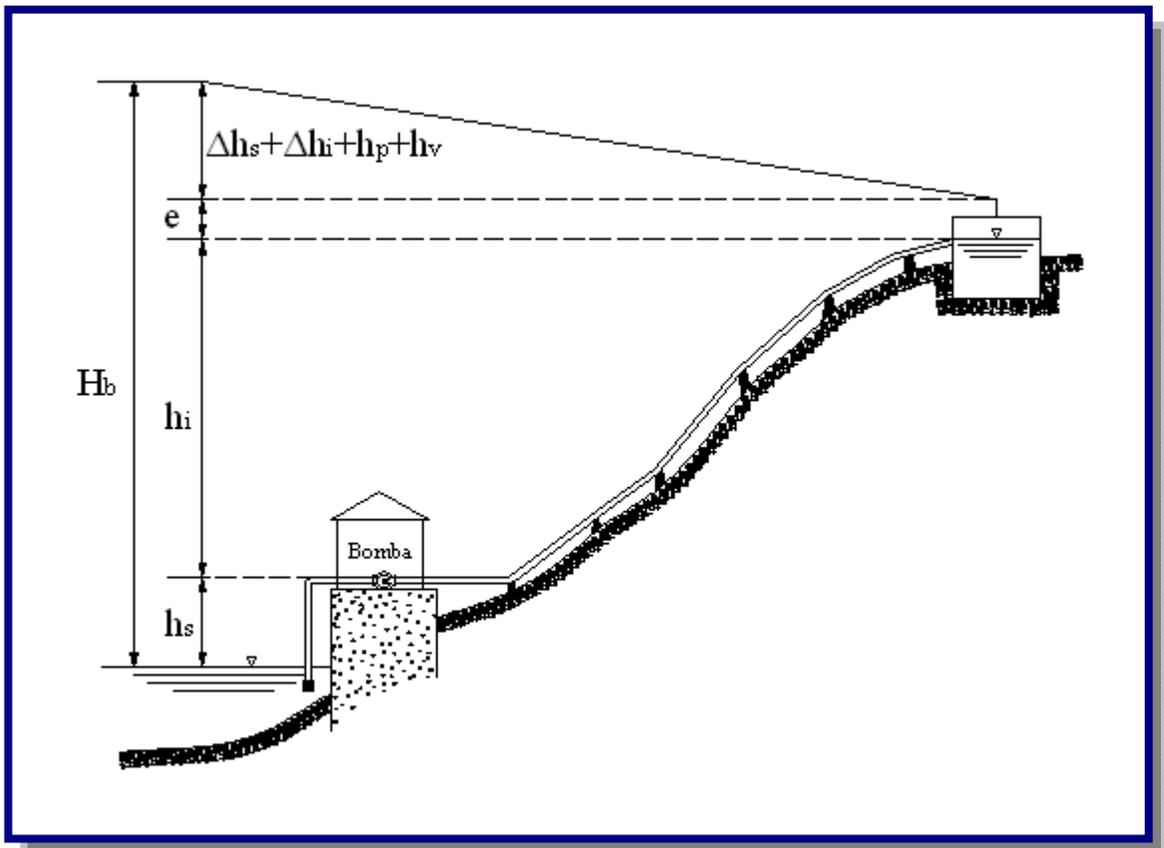
g = Altura de grandes caudales en m/s²

e = Altura (presión) mínima de llegada al tanque en m

$e \geq 2,00$ m

➤ Bombeo con bombas no sumergibles (véase Figura 4.9).

Figura 4.9: Altura de bombeo, bomba no sumergible [Ref. 9]



$$H_b = h_s + h_i + \Delta h_s + \Delta h_i + \frac{v^2}{2g} + h_p + h_v + e$$

Donde:

H_b = Altura total de bombeo en m

h_s = Altura geométrica de succión en m

h_i = Altura geométrica de impulsión en m

Δh_s = Altura de pérdida de carga en la tubería de succión en m

Δh_i = Altura de pérdida de carga en la tubería de impulsión en m

h_p = Altura de carga de sistemas hidroneumáticos m

v = Altura de grandes caudales en m/s

g = Altura de grandes caudales en m/s²

h_v = Altura de grandes caudales en m

e = Altura (presión) mínima de llegada al tanque en m

$e \geq 2,00$ m

El proyectista por seguridad podrá incrementar la altura de pérdida de carga en las tuberías, en función a la edad de las mismas, considerar la altura de carga por velocidad ($v^2/2g$) y/o adoptar una altura de presión mínima de llegada.

4.4.1.1. CAUDAL DE BOMBEO

El caudal de bombeo, se debe determinar bajo los siguientes criterios:

- Si el sistema tiene tanque de almacenamiento, el caudal de bombeo deberá estimarse en función del caudal máximo diario y el número de horas de bombeo.
- Si el bombeo se realiza directamente a la red de distribución, el caudal de bombeo debe ser igual al caudal máximo horario. (Q_{\max_d}).

La determinación del caudal de bombeo, dependerá del rendimiento de la fuente y las limitaciones de energía:

$$Q_b = Q_{\max_d} * \frac{24}{N}$$

Donde:

Q_b = Caudal de bombeo en l/s

$Q_{\max.d}$ = Caudal máximo diario en l/s

N = Número de horas de bombeo

El número de horas de bombeo y el número de operaciones (arranques) en un día, dependerá de los siguientes factores:

- Rendimiento de la fuente.
- Consumo de agua.
- Limitaciones de energía.
- Costo.

Por razones económicas y operativas, se aconseja que el período de bombeo en un día deba ser menor a 12 horas, que podrán ser distribuidas en una o más operaciones (arranques) de bombeo diario.

Deberán realizarse los cálculos necesarios para determinar las variaciones de consumo y volúmenes de bombeo para los 5, 10, 15, y 20 años del período de funcionamiento del proyecto.

4.4.1.2. TUBERÍA DE SUCCIÓN

El empleo de la tubería de succión, solo se realizará cuando se utilicen bombas centrífugas y axiales con motores externos no sumergibles.

Para el diseño del diámetro de succión deben considerarse los siguientes criterios:

- El diámetro de la tubería de succión debe ser un diámetro comercial mayor que el diámetro de impulsión. Las bombas vienen diseñadas para el diámetro de succión recomendado.
- La velocidad en la tubería de succión debe estar entre 0,60 m/s y 0,90 m/s.
- El diámetro de la tubería de succión puede calcularse con la siguiente expresión:

$$d = 1.1284 * \sqrt{\frac{Q_b}{v}}$$

Donde:

d = Diámetro de la tubería de succión en m

Q_b = Caudal de bombeo en m³/s

v = Velocidad media de succión en m/s

La altura de succión debe ser tal que evite el riesgo de cavitación en las bombas por presión de succión. Para determinar la altura de succión se debe considerar la Carga Neta Positiva de Succión (CNPS).

4.4.1.3. TUBERÍA DE IMPULSIÓN

Para el cálculo del diámetro económico en instalaciones que son operadas continuamente, debe emplearse la fórmula de Bresse:

$$D = k * \sqrt{Q_b}$$

Donde:

D = Diámetro económico en m

K = Coeficiente, $k = 1,00$ a $4,40$

Q_b = Caudal de bombeo en m³/s

Para el cálculo del diámetro económico en instalaciones que no son operadas continuamente, debe emplearse la siguiente fórmula:

$$D = 1.30 * x^{\frac{1}{4}} * \sqrt{Q_b}$$

Donde:

D = Diámetro económico en m

$$x = \frac{N^{\circ} \text{ de horas de bombeo}}{24}$$

Q_b = Caudal de bombeo en m³/s

En el diseño y cálculo de tuberías de impulsión se deben tomar en cuenta los siguientes aspectos:

- El diámetro de la tubería de impulsión, para distancias largas, debe ser elegido sobre la base de una evaluación económica que compare diámetros, potencia del motor, consumo de energía y costos.
- El diámetro de la tubería de impulsión, para distancias cortas, puede determinarse en base a la velocidad, que deberá estar entre un rango de 1,50 m/s a 2,0 m/s.
- La tubería de impulsión no debe ser diseñada con cambios bruscos de dirección de flujo.
- Deben instalarse los dispositivos necesarios para evitar el contraflujo del agua, cuando la bomba deja de trabajar o en caso de que exista falla eléctrica.
- Debe considerarse el fenómeno de golpe de ariete y en consecuencia dotar al sistema de dispositivos que aseguren los riesgos debidos a este efecto.
- A la salida de la bomba debe proyectarse una válvula de retención y una de compuerta. Se debe considerar la instalación de uniones flexibles de acuerdo a la importancia del sistema, a fin de mitigar los efectos de vibración.
- En todo cambio de dirección deben considerarse elementos de anclaje y sujeción para la tubería.

4.4.1.4. DIMENSIONAMIENTO TUBERÍA ADUCCIÓN POR BOMBEO

Para el dimensionamiento de las tuberías deben considerarse todos los aspectos y formulas señaladas en punto 4.3.4.2, para tuberías a presión.

Las tuberías de aducción por bombeo no deben interceptar la línea piezométrica en las condiciones normales de funcionamiento con caudal mínimo.

Cuando las condiciones topográficas llevan a una inflexión de la línea piezométrica, a partir del punto de inflexión el escurrimiento debe ser por gravedad.

En el punto en que un conducto forzado por bombeo se transforme en un conducto forzado por gravedad, en el caso de ausencia de otros medios para garantizar el perfecto funcionamiento de la aducción, debe preverse un tanque con vertedor y conducto, dimensionados para el caudal de bombeo.

4.4.2. GOLPE DE ARIETE

El análisis de golpe de ariete debe realizarse en:

- Proyectos de nuevas aducciones por bombeo.
- Proyecto de nuevas aducciones por gravedad.
- En instalaciones existentes en las que se verifique ampliaciones debidas a un aumento de caudal, instalación de nuevas bombas, construcción de nuevos tanques de almacenamiento o variaciones de presión en cualquier sección de la aducción.
- En las instalaciones existentes cuando hay cambio de las condiciones de operación normal y de emergencia.
- En instalaciones existentes que van a ser incorporadas a un nuevo sistema aún cuando no sufran modificaciones de cualquier naturaleza.

El análisis del golpe de ariete debe ser realizado estudiando diversos dispositivos de control a fin de seleccionar aquel que ofrezca la mayor protección posible a menor costo.

Los dispositivos a considerar para el control del golpe de ariete son: válvulas de retención, válvulas con una o dos velocidades de cierre, válvulas de alivio, cámara de aire bajo presión, ventosas de doble efecto, tanque de compensación unidireccionales, chimeneas de equilibrio, volante y rotación en sentido inverso de las bombas centrífugas con cierre lento de válvulas.

El golpe de ariete se produce al cortar repentinamente el flujo de agua en la tubería transformando la energía cinética del líquido en energía elástica que es absorbida por la masa de agua y la tubería.

La sobrepresión por efecto del golpe de ariete se determina mediante la expresión:

$$p = \frac{w * V_w * V_o}{g}$$

Donde:

p = Sobrepresión por efecto del golpe de ariete kg/m^2

w = Peso específico del agua en kg/m^3

V_o = Velocidad del agua en m/s

g = aceleración de la gravedad en m/s^2

V_w = Velocidad de propagación de la onda en m/s

$$V_w = \frac{1420}{\sqrt{1 + \frac{K * d}{e * E}}}$$

K = Módulo de elasticidad del agua; $2 \times 10^8 \text{ kg/m}^2$

E = Módulo de elasticidad de la tubería; para FG es $2,1 \times 10^{10} \text{ kg/m}^2$

d = Diámetro interno de la tubería en m

e = Espesor de la pared de la tubería en m

4.4.3. ESTACIONES DE BOMBEO

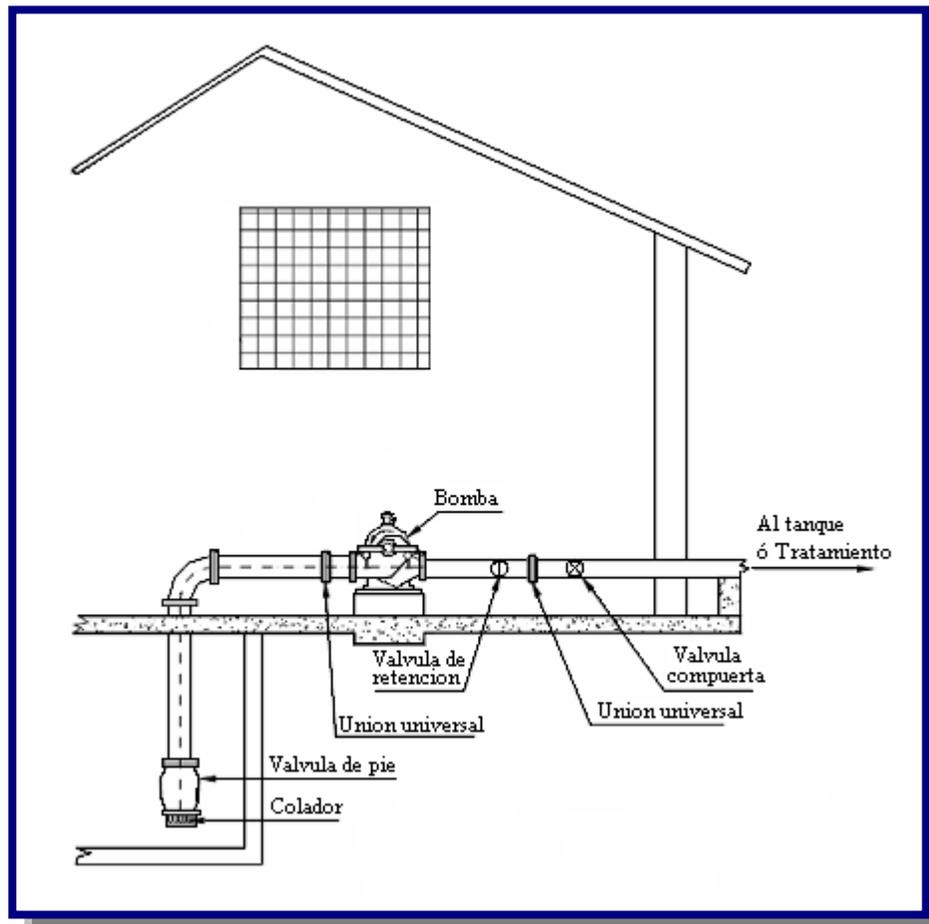
Las estaciones de bombeo son un conjunto de estructuras civiles, dispositivos, tuberías, accesorios, motores y bombas que permiten elevar el agua de un nivel inferior a otro superior.

4.4.3.1 CLASIFICACIÓN DE LAS ESTACIONES DE BOMBEO

Las estaciones de bombeo pueden ser:

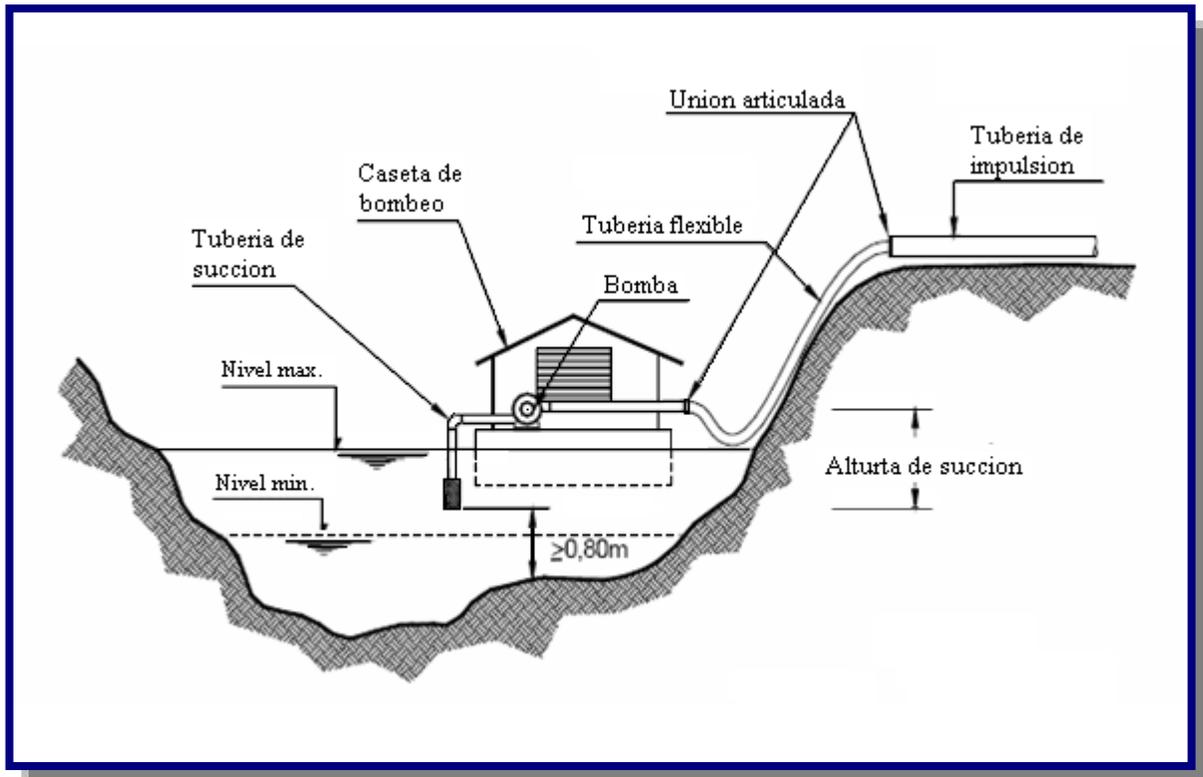
- **Fijas**, cuando la bomba se localiza en un punto estable y no es cambiada de posición durante su período de vida útil (ver la Figura 4.10).

Figura 4.10: Estación de Bombeo Fija [Ref. 8]



- **Flotantes**, cuando los elementos de bombeo se localizan sobre una plataforma flotante. Se emplea sobre cuerpos de agua que sufren cambios significativos de nivel (ver Figura 4.11).

Figura 4.11: Estación de bombeo flotante [Ref. 8]



4.4.3.2 CRITERIOS DE DISEÑO

4.4.3.2.1 ESTIMACIÓN DE CAUDALES

Para el diseño de las estaciones de bombeo, deben determinarse dos caudales:

- Caudal de ingreso desde al fuente de agua

El cual es igual al caudal medio diario cuando existe almacenamiento o igual al caudal máximo horario cuando el bombeo es directamente a la red de distribución.

- El caudal de bombeo

Existen dos alternativas para calcular el caudal de bombeo:

- Bombeo a un tanque de almacenamiento

El equipo de bombeo y tubería de impulsión deben ser calculadas con base en el caudal máximo diario y el número de horas de bombeo.

- Bombeo directo a la red de distribución

Cuando el bombeo se realiza directamente a la red de distribución, el caudal de bombeo será igual al caudal máximo horario. El sistema de bombeo debe ser regulado por un sistema automático de las presiones máximas y mínimas para evitar roturas de en la red y/o áreas de subpresión.

4.4.3.2.2 CAVITACIÓN

Cuando la presión absoluta en un determinado punto se reduce a valores bajo un cierto límite, alcanzando el punto de ebullición del agua, este líquido comienza a entrar en ebullición y los conductos o piezas (de bombas, turbinas o tuberías) pasan a presentar en parte, bolsas de vapor dentro de la propia corriente. El fenómeno de formación y destrucción de estas bolsas de vapor, o cavidades llenas de vapor, se denomina cavitación (ver Figura 4.12).

Figura 4.12: Cavitación [Ref. 14]



Siempre que la presión en algún punto de una bomba o turbina alcance el límite crítico (tensión del vapor) las condiciones de funcionamiento se vuelven precarias y las maquinas comienzan a vibrar a consecuencia de la cavitación. Los efectos de la cavitación se transmiten a las estructuras próximas reduciendo el rendimiento y pudiendo causar serios daños materiales a las instalaciones.

Este fenómeno puede también puede ocurrir en cámaras y conductos fijos, en los puntos de presión muy bajos y velocidad muy elevada.

Por otro lado, la cavitación es causa de la corrosión de partículas de metal (pitting). El criterio adoptado usualmente para el examen de las condiciones de funcionamiento de una instalación (con vistas a la previsión o eliminación de la cavitación) se debe a Thoma y se aplica la siguiente formula:

$$\sigma = \frac{H_{atm} - (H_{vap} + H_s + \Delta H_s)}{H_b}$$

Donde:

H_b = Altura total e la bomba en m

H_{atm} = Presión atmosférica en m

H_{vap} = Presión de vapor en m

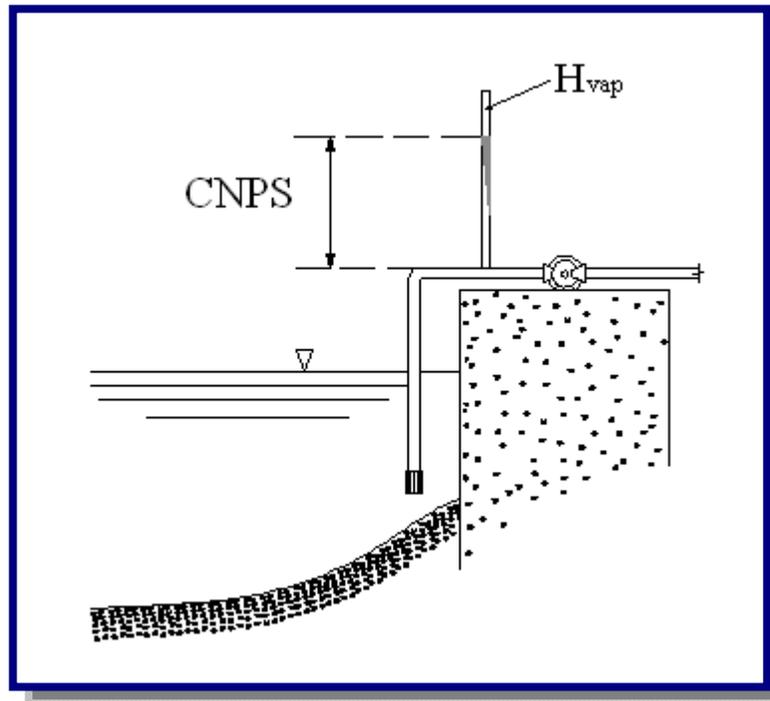
H_s = Altura estática de succión en m

ΔH_s = Pérdida de carga por fricción de accesorios y tubería en m

Siempre que el valor de H_s sea excesivo y resulte un valor indeseable de σ , se pueden esperar los efectos de cavitación.

4.4.3.2.3. CARGA NETA POSITIVA DE SUCCIÓN (CNPS)

La CNPS disponible y requerida son los parámetros de control de la cavitación (ver Figura 4.13).

Figura 4.13: Carga neta positiva de succión [Ref. 9]

La cavitación se presenta cuando la presión en la succión está cercana a la presión de vapor del fluido y se caracteriza por la formación de espacios vacíos en puntos donde la presión desciende por debajo de la tensión de vapor del líquido bombeado y son llenados por la vaporización del mismo. Las burbujas de vapor así formadas son arrastradas por la corriente hacia zonas de mayor presión, donde al destruirse por condensación violenta, produce una marcha inestable de la bomba, con caída de caudal y de rendimiento, acompañado de ruidos y vibraciones. La súbita interrupción del líquido en los vacíos dejados por las burbujas de vapor al desaparecer en las zonas de mayor presión de la bomba, provoca un impacto (implosión) que origina la destrucción rápida de los materiales, arrancando partículas del mismo y produciendo el efecto de erosión.

La CNPS disponible es función del diseño del bombeo y representa la diferencia entre la altura absoluta y la presión de vapor del líquido y se representa por:

$$CNPS_{disponible} = H_{atm} - (H_{vap} + H_s + \Delta H_s)$$

Donde:

$CNPS_{disponible}$ = Carga neta positiva de succión disponible

H_{atm} = Presión atmosférica en m (véase Tabla D.2 - Anexo D)

H_{vap} = Presión de vapor en m (véase Tabla D.3 Anexo D)

H_s = Altura estática de succión en m

ΔH_s = Pérdida de carga por fricción de accesorios y tubería en m

La CNPS requerida es función del diseño de la bomba y viene dado por el fabricante. Es la carga exigida por la bomba para aspirar el fluido, representa la mínima diferencia requerida entre la presión de succión y la presión de vapor a una capacidad dada, sin que se corran riesgos de cavitación. Para evitar el riesgo de cavitación por presión de succión, se debe cumplir que:

$$CNPS_{disponible} > CNPS_{requerida}$$

Otra de las causas de cavitación en bombas son las excesivas revoluciones del rotor. En este caso se debe verificar que la velocidad específica de operación no sobrepase la máxima dada por el fabricante. Entre los materiales que mejor resisten el ataque de cavitación se encuentran los aceros inoxidable.

4.4.3.2.4. SUMERGENCIA MÍNIMA

Cuando se emplean bombas centrífugas de eje horizontal se debe verificar la sumergencia, esto es el desnivel entre el nivel mínimo de agua en el cárcamo y la parte superior del colador o criba (ver Figura 4.14).

Se debe considerar el mayor valor que resulte de las siguientes alternativas:

- Para impedir el ingreso de aire:

$$S = 2.5 * D + 0.10$$

- Condición hidráulica:

$$S > 2.5 * \left(\frac{v^2}{2 * g} \right) + 0.20$$

Donde:

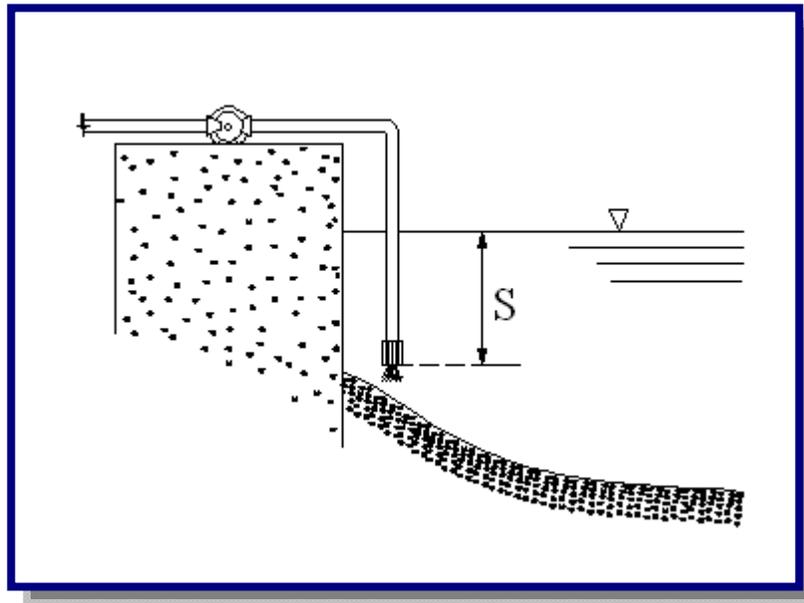
S = Sumergencia mínima en m

D = Diámetro en la tubería de succión en m

v = Velocidad del agua en m/s

g = Aceleración de la gravedad en m/s^2

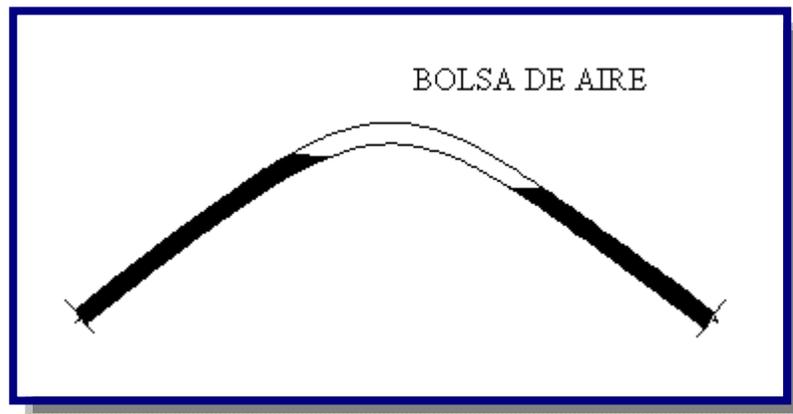
Figura 4.14: Sumergencia mínima [Ref. 9]



4.4.4. AIRE Y VACIO DENTRO LAS TUBERIAS

Dos de los fenómenos menos considerados en el diseño de sistemas de aducción y distribución de agua es el aire atrapado dentro de la tubería y el vacío. Muchos problemas de mal funcionamiento de las líneas se deben a estas causas. Las líneas deben ser bien ventiladas para que su funcionamiento sea óptimo (ver Figura 4.15).

Cuando una línea de aducción es vaciada accidentalmente por una fuga o para realizar algún mantenimiento, se requiere el ingreso de aire a la tubería con el objeto de evitar el vacío y por consecuencia el colapso o aplastamiento del tubo.

Figura 4.15: Bolsa de aire y vacío [Ref. 15]

En el diseño de sistemas de aducción de agua, siempre considere la instalación de accesorios para el control del aire dentro de las tuberías.

Cuando se efectúa la operación de llenado de la tubería es necesario eliminar todo el aire de su interior. Ello se consigue mediante válvulas ventosas colocadas debidamente en aquellos puntos que se requiera y que permitan la extracción del aire de forma automática.

El costo de las válvulas de control de aire representa un mínimo porcentaje respecto al costo total de la aducción (ver Figura 4.16).

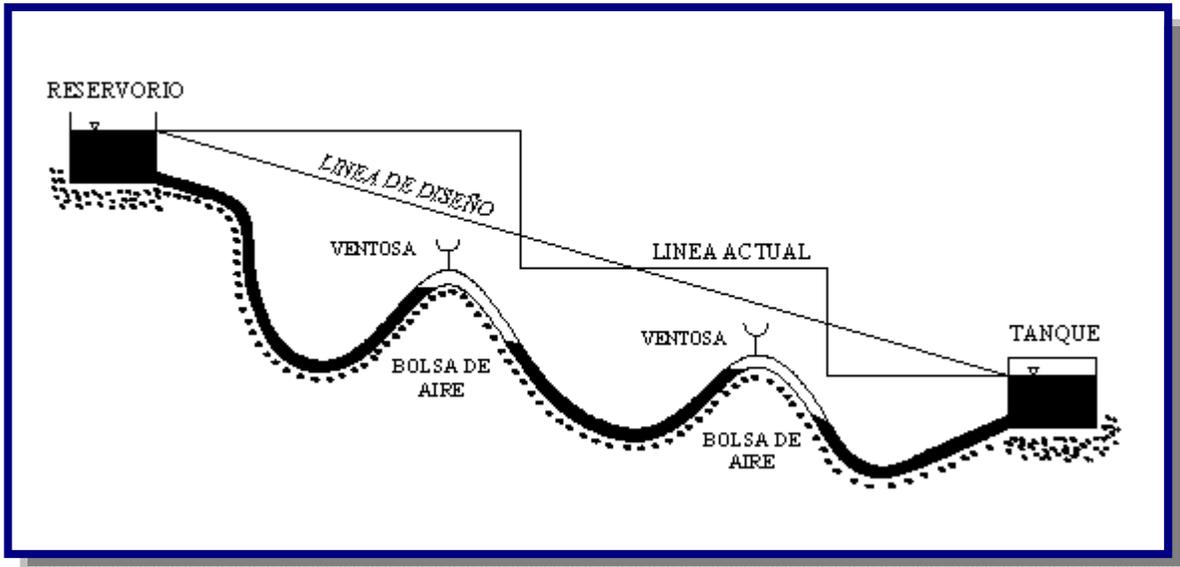
Cuando no tiene válvulas de control en los sistemas de aducción, el aire atrapado, llega a obstruir el flujo de agua reduciéndolo hasta un 10 % o más debido a las bolsas de aire formadas en las partes altas de la tubería.

En este apartado se explicaran estos dos problemas y posibles soluciones.

Cuando se tiene una línea nueva el aire es atrapado durante el llenado en puntos altos; en líneas funcionando regularmente, el aire disuelto en el agua se libera al haber cambios de presiones debidos a cambios en la velocidad del flujo. La literatura señala que a 20 °C a presión atmosférica, el contenido de aire en el agua es de 20 litros por m³, la solubilidad del aire en el agua está regida por la presión y la temperatura. En circunstancias ordinarias el agua contiene más del 2% del aire disuelto en volumen y a veces aún más.

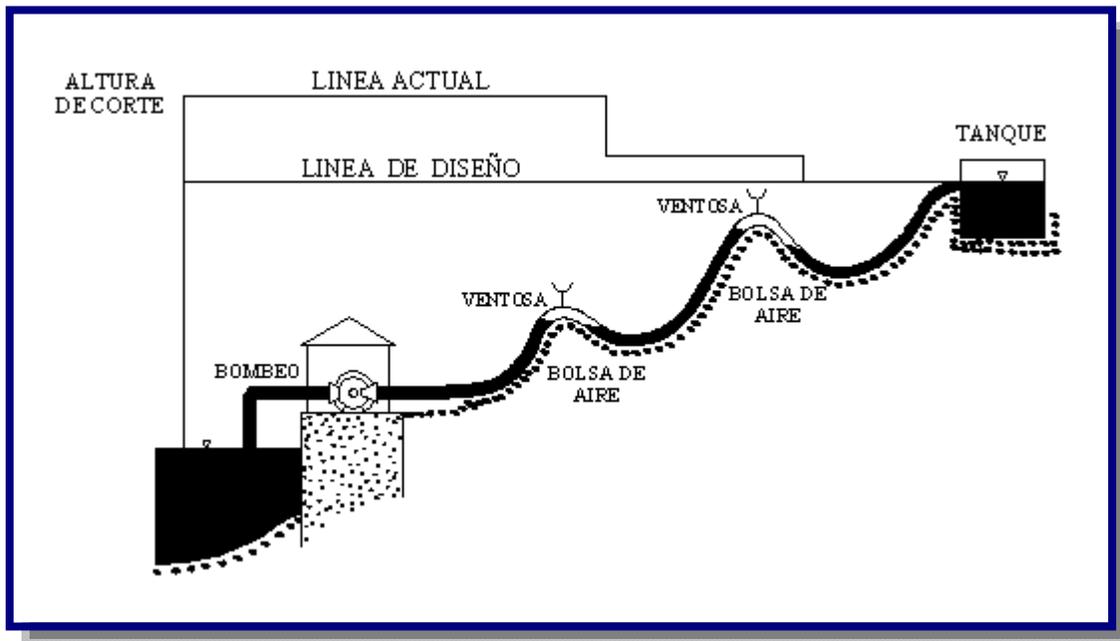
Cuando se efectúa la operación de llenado de la tubería es necesario eliminar todo el aire de su interior. Ello se consigue mediante ventosas colocadas debidamente en aquellos puntos que se requiera y que permitan la extracción del aire de forma automática.

Figura 4.16: Cese el flujo debido a bolsas de aire en gravedad [Ref. 15]



El origen del aire en las tuberías se debe a lo siguiente:

- "Cuando una bomba se pone en marcha, el aire es comprimido desde la bomba hacia la red."(ver Figura 4.17)
- "El bombeo mismo puede causar una acción vortex en puntos de aspiración. Esto dará como resultado una aspiración de aire que se introducirá en el sistema pudiendo alcanzar hasta un 15 % en volumen del agua bombeada."
- "Cuando ocurre un salto hidráulico durante la transición de sección con caudal parcialmente lleno a sección totalmente llena, llevará aire de la sección parcialmente llena a la sección totalmente llena" .

Figura 4.17: Cese el flujo debido a bolsas de aire en bombeo [Ref. 15]

Problemas relacionados del aire en las tuberías.

- Disminución del flujo: Al tener aire dentro de las tuberías se formaran bolsas de aire en los puntos de variación de la pendiente. Cuando se tienen equipos de bombeo, se requerirá una mayor presión con menor eficiencia de la bomba. En aducción por gravedad, debido a que no existe presión para empujar el aire, se tendrán mayores problemas teniéndose en ocasiones cese de flujo.
- Cavitación: Dentro de la tubería, al reducirse la sección, aumenta la velocidad teniéndose una caída local de presión y la formación de burbujas de vapor; las cuales se colapsan cuando las condiciones de flujo vuelven a ser normales, provocando erosión.
- La acción destructiva de la cavitación puede ser evitada suministrando aire a la tubería.
- Exactitud de medidas y contadores: La presencia de aire en el agua provoca un error en los medidores de flujo, ya que muchos medidores se basan en la velocidad del flujo. La velocidad del aire, a igualdad de presión y temperatura, es 29 veces superior a la del agua. Evacuando el aire en las proximidades de los medidores se garantiza la exactitud de las medidas.

4.5. BOMBAS

Una bomba conceptualmente, es un dispositivo que transforma la energía mecánica en energía hidráulica. Su función es generar un diferencial de presión, que permita vencer las pérdidas de carga del sistema en el cual está inserto, como así mismo, generar el caudal deseado ó requerido.

- **Altura estática de succión:** Es la diferencia entre la superficie del líquido a elevar y el eje de la Bomba.
- **Altura estática de impulsión:** Es la diferencia de niveles entre el eje de la bomba y la cota piezométrica superior. En el caso de la cañería que entrega a un estanque superior esa cota piezométrica coincide con la superficie del líquido, si la entrada es ahogada.
- **Altura estática de elevación total:** Es la diferencia entre las cotas piezométricas inferior y superior.
- **Altura dinámica:** Son las alturas estáticas más las pérdidas de carga. Se habla de altura dinámica de aspiración, de impulsión y altura dinámica total de elevación.

4.5.1. POTENCIA DEL EQUIPO DE BOMBEO

La potencia de la bomba y el motor debe ser diseñada con la siguiente fórmula:

$$P_b = \frac{Q_b * H_b * \gamma}{75 * \eta}$$

Donde:

P_b = Potencia de la bomba y el motor en CV

(Prácticamente HP) 1 CV = 0,986 HP

γ = Peso unitario del agua 1000 kg/m³

Q_b = Caudal de bombeo en m³/s

H_b = Altura manométrica total en m

η = Eficiencia del sistema de bombeo; $\eta = \eta_{\text{motor}} * \eta_{\text{bomba}}$

Debe consultarse al proveedor o fabricante, sobre las curvas características de cada bomba y motor para conocer sus capacidades y rendimientos reales.

La bomba seleccionada debe impulsar el volumen de agua para la altura dinámica deseada, con una eficiencia mayor a 70%.

Debe considerarse la tensión y los ciclos de energía eléctrica de la red pública, particularmente debe verificarse la capacidad de los transformadores.

Se debe admitir, en la práctica, un cierto margen para los motores eléctricos. Los siguientes aumentos son recomendables:

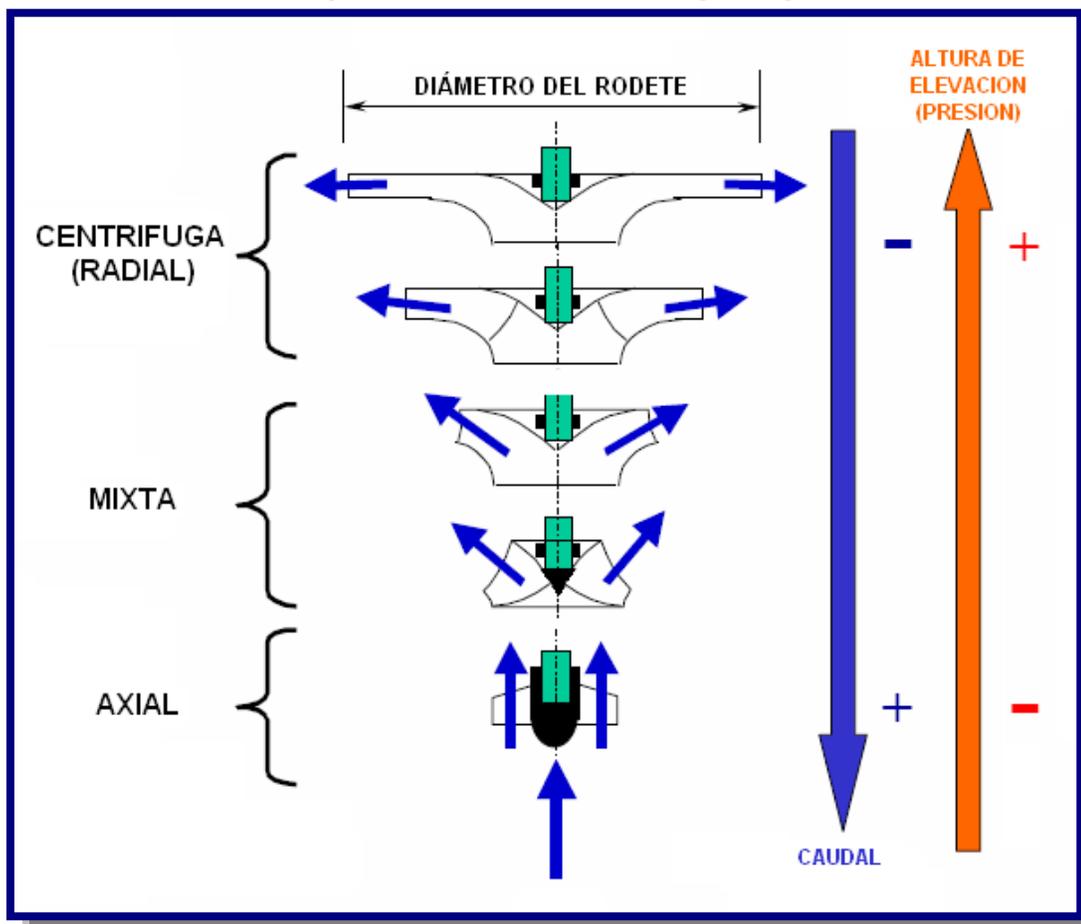
50% para las bombas hasta	2 HP
30% para las bombas de	2 a 5 HP
20% para las bombas de	5 a 10 HP
15% para las bombas de	10 a 20 HP
10% para las bombas de más de	20 HP

4.5.2. TIPOS DE BOMBAS

Las bombas roto dinámicas se clasifican de acuerdo a la forma de sus rotores (impulsores) en (ver Figura 4.18):

- Bombas centrífugas (flujo radial): presenta una presión relativamente alta con un caudal bajo.
- Bombas de flujo mixto: tienen características que semejan algo intermedio a los dos casos.
- Bombas de flujo axial: generan un caudal alto con una baja presión.

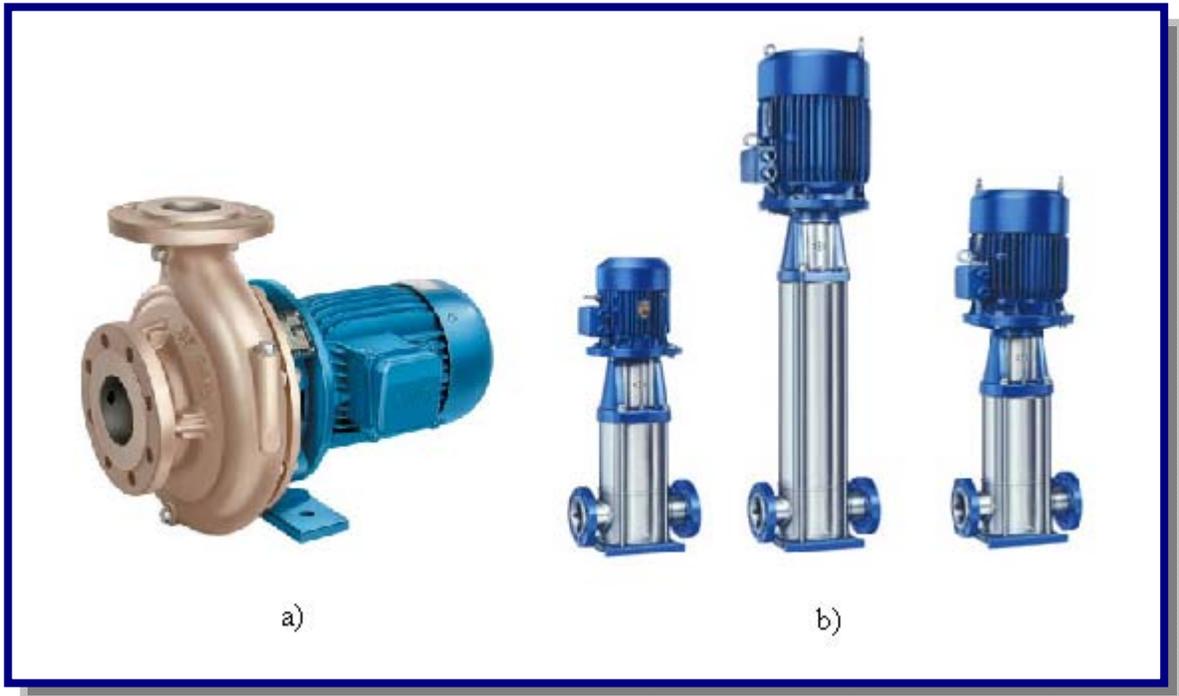
Figura 4.18: Bombas rotodinámicas [Ref. 16]



4.5.2.1. BOMBAS CENTRÍFUGAS

Están constituidas por una caja dentro de la cual rota un rodete que le imprime gran velocidad al líquido. La altura de velocidad se transforma en presión (ver Figura 4.19).

Figura 4.19: a) Bomba centrífuga b) Bombas centrífugas verticales [Ref. 14]



Existen 2 tipos principales de bombas centrífugas.

- *Tipo Voluta:* El impulsor rota dentro de una caja en forma de espiral, cuya sección se va ensanchando progresivamente.
- *Tipo Difusor o de paletas directrices:* Existen paletas directrices fijas que rodean al impulsor, de modo que el líquido cambia de dirección al mismo tiempo que ensancha su sección.

El cebado: operación que consiste en extraer el aire de la tubería de aspiración y de la bomba para que quede llena con líquido.

Las bombas centrífugas proporcionan una altura estática H_E que no depende de la densidad del fluido. El incremento de presión ΔP depende de la densidad del fluido.

O sea:

$$\text{Para aire:} \quad \Delta P_{\text{aire}} = \gamma_{\text{aire}} * H_E$$

Para agua: $\Delta P_{\text{agua}} = \gamma_{\text{agua}} * H_E$

Como:

$$\gamma_{\text{aire}} \approx 1000 \gamma_{\text{agua}} \rightarrow \Delta P_{\text{aire}} \approx 0,001 \Delta P_{\text{agua}}$$

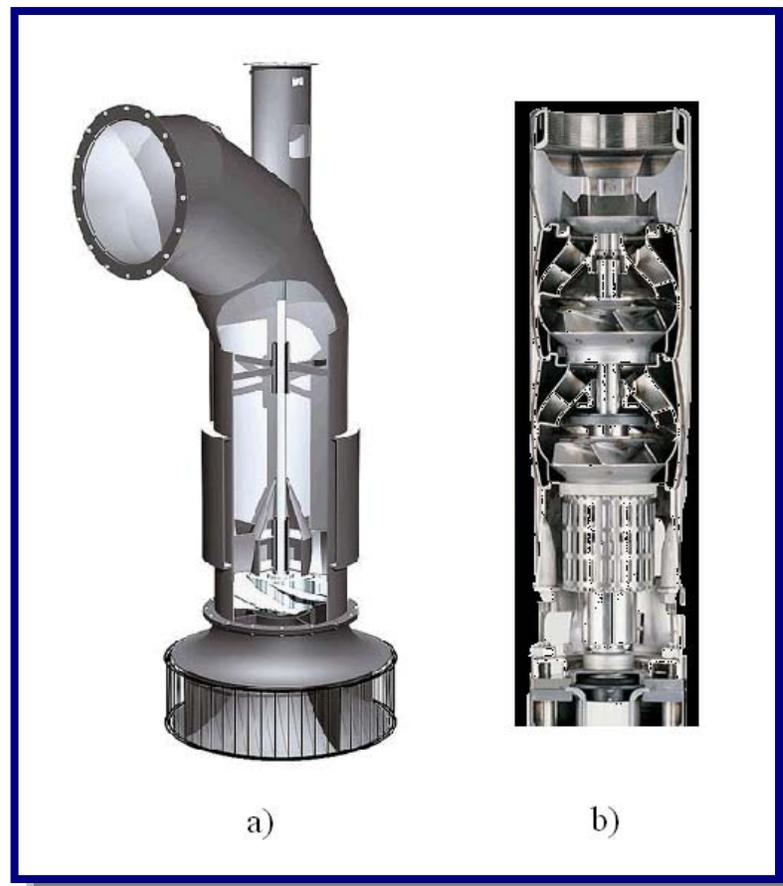
El incremento de presión es muy pequeño para que pueda aspirar.

4.5.2.2. BOMBAS AXIALES

Se constituyen cuando la carga de la bomba debe ser aun menor en relación con el caudal, que en los casos anteriores. El impelente de este tipo de bombas esta provisto de paletas que inducen el flujo del líquido bombeado en dirección axial (ver Figura 4.20).

En este tipo de bombas las paletas directrices se colocan en muchas ocasiones antes del impelente. Estas bombas se usan para manejar grandes caudales del líquido contra cargas de bombeo relativamente pequeñas, y en ellas, no se puede hablar de fuerza centrífuga en la transmisión de energía a la corriente.

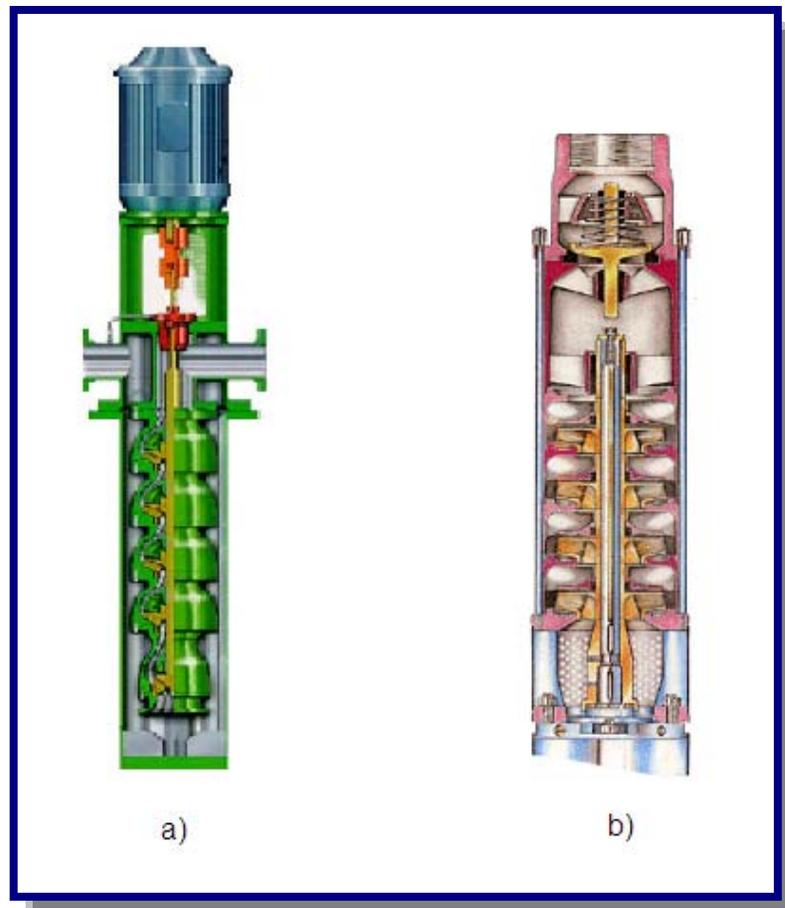
Figura 4.20: a) Bomba axial b) Corte esquemático de una bomba axial [Ref. 17]



4.5.2.3. BOMBAS MIXTAS

Se construyen dándole al impelente una forma tal que las paletas ya no quedan dispuestas en forma radial, esto se hace, sobre todo, cuando el caudal de la bomba es grande y el diámetro del tubo de succión también es grande, en relación con el diámetro que debe darse al impelente para producir la carga requerida. Cuando con un impelente de flujo diagonal o mixto se quiere obtener un caudal mayor, en relación con la carga suministrada al fluido, el diseño de impelente se modifica y se produce lo que se conoce como rodete de tipo helicoidal (ver Figura 4.21).

Figura 4.21: a) Bomba mixta b) Corte esquemático de una bomba mixta [Ref. 17]



En la Tabla 4.9 se presentan las posibles alternativas de empleo de bombas respecto al tipo de fuente.

Tabla 4.9: Tipos de bombas eléctricas recomendadas por tipo de fuente

Tipo de fuente	Tipo de bomba recomendado
Pozo profundo	Bomba centrífuga vertical, sumergible (cilíndrica, angosta) Bomba axial vertical sumergible (cilíndrica, angosta) Bomba neumática o jet
Pozo excavado y cámara de bombeo	Bomba centrífuga vertical sumergible Bomba axial vertical sumergible Si $h_s < 4$ m (h_s = altura de succión) - Bomba centrífuga horizontal, no sumergible - Bomba centrífuga vertical, no sumergible
Cuerpo de agua superficial	Bomba centrífuga vertical, sumergible (cuerpo chato) Bomba centrífuga horizontal (sobre plataforma flotante o móvil) Bomba axial horizontal (sobre plataforma flotante o móvil)

Fuente: Norma Boliviana NB-689

Para la selección definitiva deben considerarse las condiciones locales de instalación de la bomba.

4.5.2.4. BOMBAS SUMERGIBLES

Son bombas que tiene un motor sellado a la carcasa. El conjunto se sumerge en el líquido a bombear. La ventaja de este tipo de bomba es que puede proporcionar una fuerza de elevación significativa pues no depende de la presión de aire externa para hacer ascender el líquido (ver figura 4.22).

La bomba se puede conectar con un tubo, manguera flexible o bajar abajo de los carriles o de los alambres de guía de modo que la bomba sienta en "un acoplador del pie de los platos", de tal forma conectándola con la tubería de salida.

Figura 4.22: a) Bombas sumergibles b) Corte esquemático de bombas sumergibles [Ref. 17]

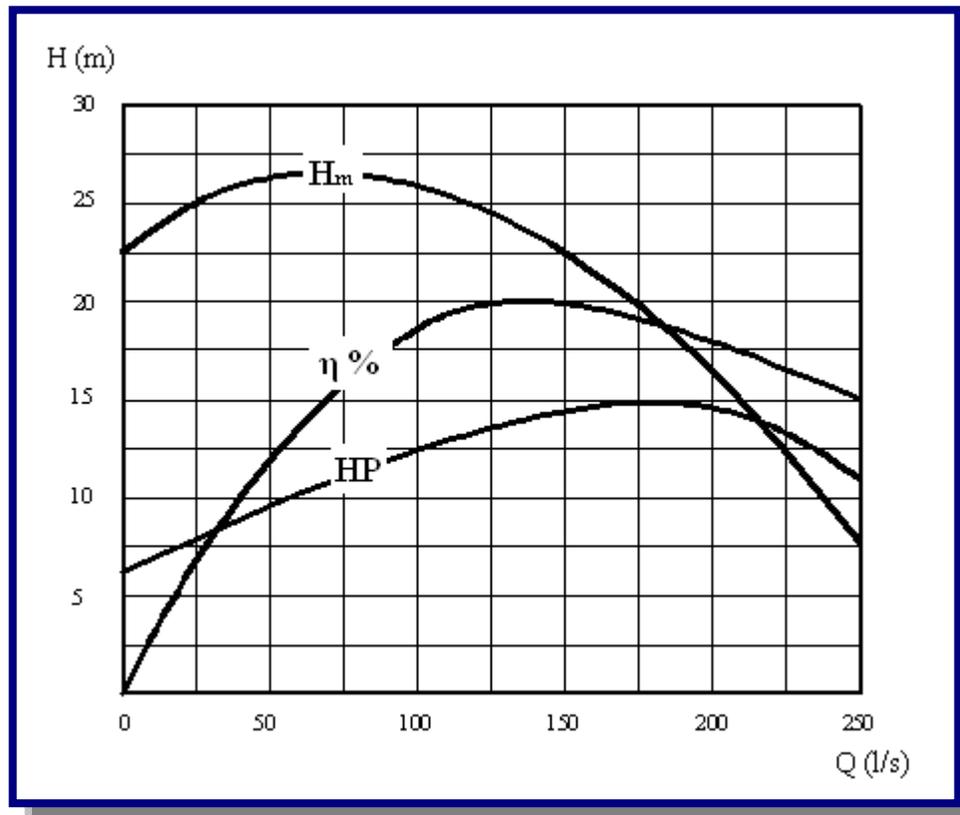


4.5.3. CURVAS CARACTERÍSTICAS

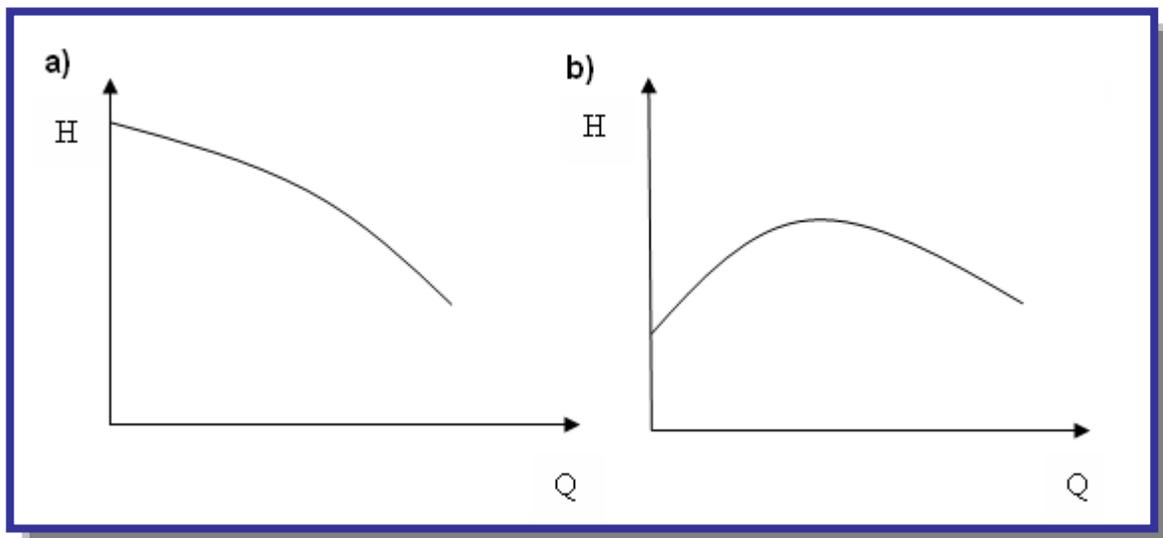
Las curvas características de las bombas son relaciones gráficas entre la carga, el gasto, potencia y rendimiento. Excepto cuando se trata de bombas de muy pequeño tamaño, es indispensable conocer las curvas características antes de adquirir una bomba, Ya que solo así podremos saber el comportamiento de ella una vez instalada en un determinado sistema hidráulico.

4.5.3.1. CURVA CARGA - GASTO

En esta curva se lleva en abscisa el gasto y en ordenada la carga total, a velocidad constante (ver Figura 4.23).

Figura 4.23: Curva característica H - Q de una bomba [Ref. 10]

El valor de H que resulta para $Q = 0$ es la presión que desarrolla la bomba cuando la válvula de salida está totalmente cerrada y es generalmente un 15 % a un 30% superior a la presión normal. Las bombas centrífugas al contrario de las de émbolo, permiten que se cierre la válvula de salida pues su presión de estrangulamiento es limitada y su caja resiste perfectamente esa presión.

Figura 4.24: a) Curva estable b) Curva inestable [Ref. 9]

Las curvas pueden ser crecientes o decrecientes denominadas estables o inestables (ver figura 4.24).

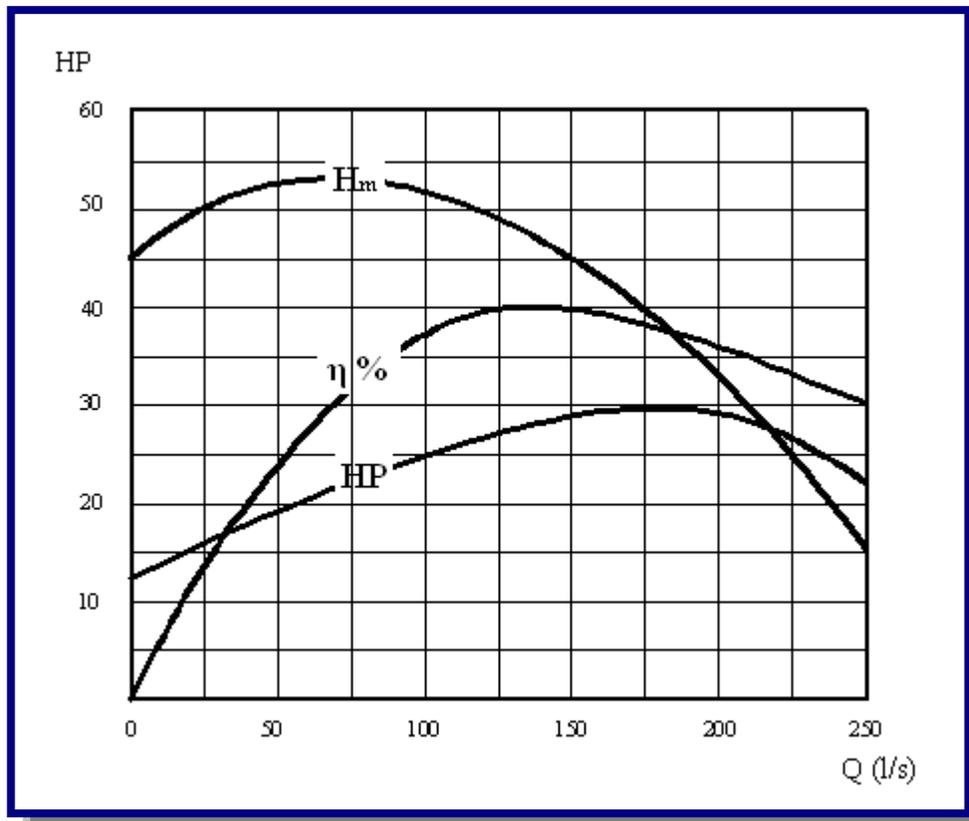
Las bombas de curva QH inestable tienen grandes problemas para ponerlas en paralelo debido a que cuando está funcionando en la parte alta de la curva, la otra no puede entrar en servicio ya que su presión es menor.

También se habla de curvas planas o inclinadas según sea la pendiente. Las bombas de curva QH inclinadas son más convenientes cuando las condiciones de altura de elevación son variables, ya que para una variación dada de H la variación de Q es mucho menor que en el caso de una curva plana.

4.5.3.2. CURVA POTENCIA - GASTO

Se puede observar que el mínimo de potencia se produce para un gasto cero o sea con válvula de salida cerrada. La potencia se gasta sólo en sostener el agua contra la válvula y no hay consumo de energía para hacerla circular por el sistema (ver Figura 4.25).

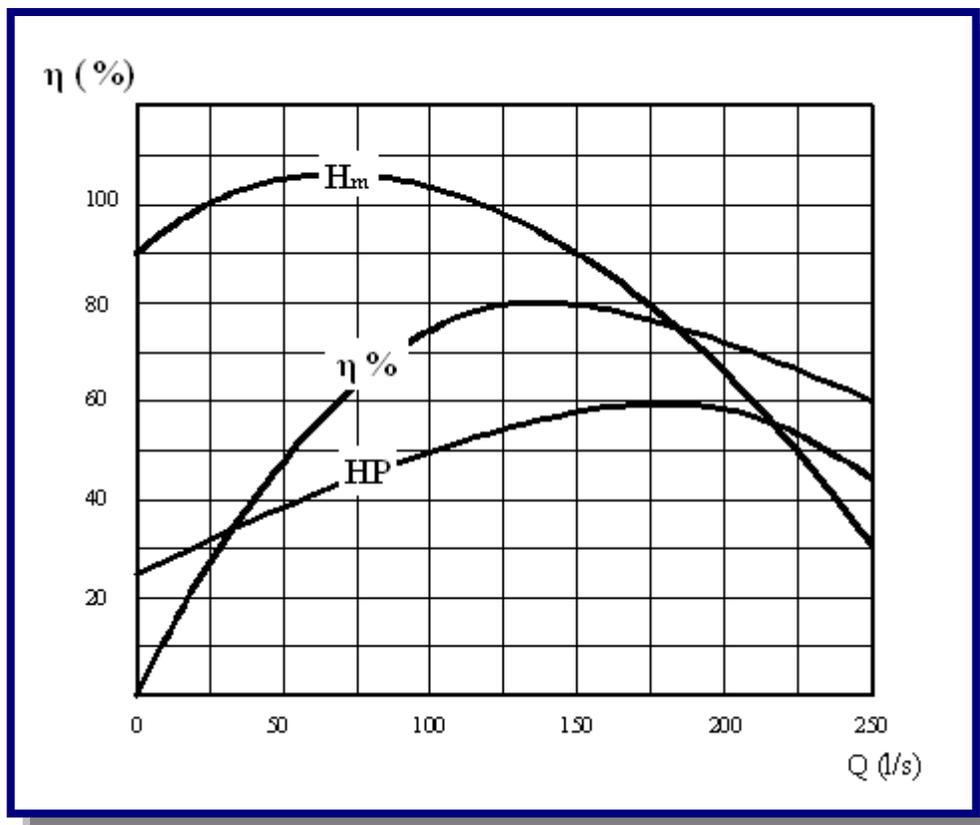
Figura 4.25: Curva característica HP - Q de una bomba [Ref. 10]



Esa potencia es aproximadamente un 50% - 60% de la potencia normal de funcionamiento. Se comprende que no solo es posible cerrar la válvula de salida sino que es conveniente debido a que se tiene el mínimo de energía. Efectivamente en las grandes instalaciones se hacen partir bombas con la válvula totalmente estrangulada y se va abriendo poco a poco.

Se debe tratar en lo posible que la curva de potencia sea plana en la zona de funcionamiento cuando la carga es variable, es decir, que la potencia sea ligeramente diferente a la de funcionamiento normal.

Figura 4.26: Curva característica η - Q de una bomba [Ref. 10]



En abscisas se lleva el gasto y en ordenadas el rendimiento en porcentaje, siempre con la velocidad constante. Para $Q=0$, $\eta=0$ y llega a su máximo para la condición de funcionamiento normal. Luego empieza a disminuir. Las pérdidas de rendimiento de una bomba pueden ser (ver figura 4.26):

- Hidráulicas, debido a pérdidas de carga al escurrir el liquido
- Mecánicas, debido a rozamiento mecánicos
- De filtración, debido a que una pequeña cantidad de agua se filtra desde el lado de alta presión hacia el lado de baja presión.

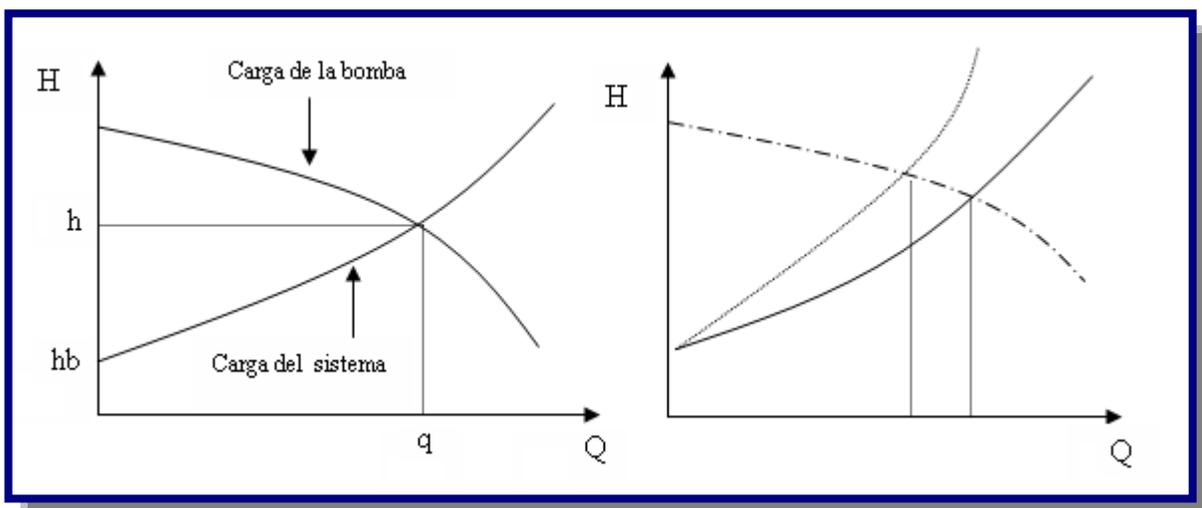
El ideal es que la curva sea plana en el tramo que nos interesa. El rendimiento puede ser tan alto con de 92% para bombas grandes y tan pequeño como el 10% y aún el 5% para las bombas chicas.

La potencia, que es igual al producto del gasto por la altura , sería proporcional al cubo de la velocidad. Esto suponiendo que se mantenga constante el rendimiento. En realidad el rendimiento mejora ligeramente al aumentar la velocidad debido a que la potencia hidráulica aumenta con el cubo mientras que las pérdidas de carga aumentan con el cuadrado o con una potencia un poco inferior a 2.

4.5.3.3. PUNTO DE FUNCIONAMIENTO DE UNA BOMBA

Si combinamos la curva de carga del sistema con la curva Q-H de la bomba, obtenemos el punto de intersección de ambas, las características de funcionamiento, es decir el gasto y la altura con las cuales funcionará la bomba (ver figura 4.27).

Figura 4.27: Punto de funcionamiento de una bomba [Ref. 9]



Supongamos ahora que se estrangula parcialmente la válvula de salida o una válvula cualquiera del sistema. En ese caso la curva de carga del sistema variará como se indica con la línea de segmentos. Se obtiene así mayor altura de elevación de la bomba, pero menor gasto.

4.5.4. BOMBAS EN SERIE

Es la acción de impulsar el agua con dos o más bombas instaladas sobre la misma línea de impulsión. Se debe aplicar en los siguientes casos:

- Cuando sea necesario aumentar la altura de impulsión.
- Cuando por las características de la fuente de energía eléctrica, se debe colocar dos bombas en serie en la misma línea de aducción (ver Figura 4.28).

Para el diseño de bombas en serie se debe considerar:

- El caudal del sistema debe producir la misma descarga:

$$Q_{sistema} = Q_1 = Q_2 = \dots = Q_n$$

- La altura manométrica total es igual a la altura manométrica de cada bomba afectada por un coeficiente de rendimiento:

$$H_{sistema} = \beta(H_1 + H_2 + \dots + H_n)$$

Donde:

$Q_{sistema}$ = Caudal del sistema en l/s

Q_1, Q_2, Q_n = Caudal de las bombas en l/s

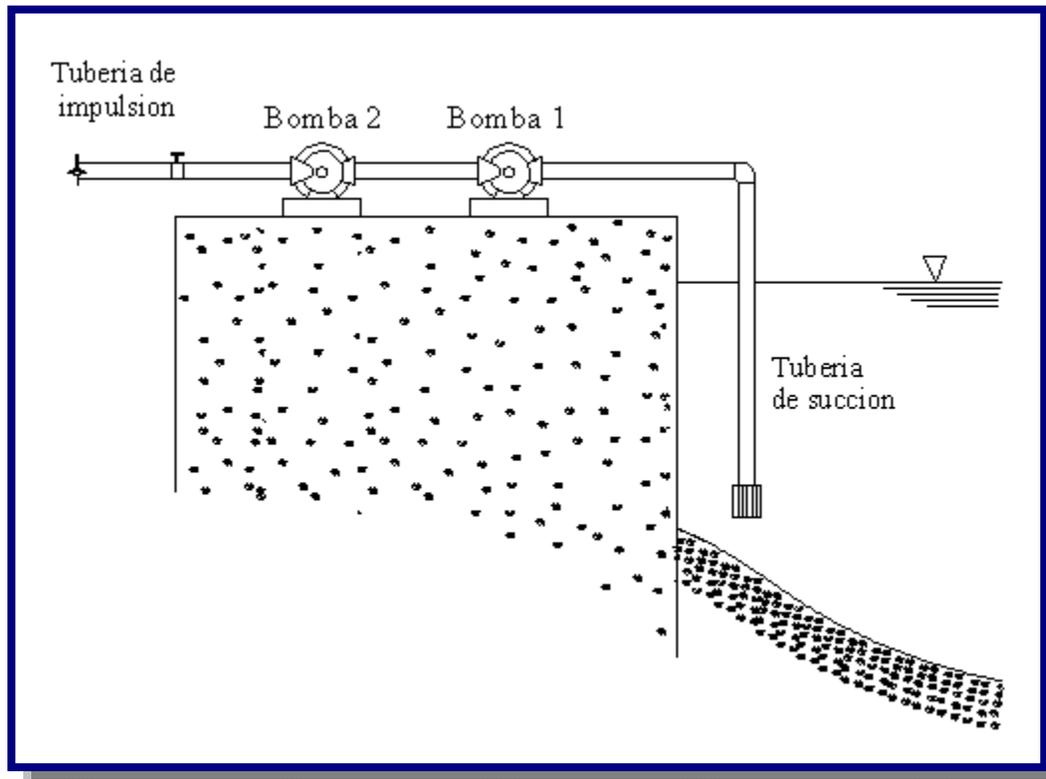
$H_{sistema}$ = Altura manométrica total en m

H_1, H_2, H_n = Altura manométrica de cada bomba en m

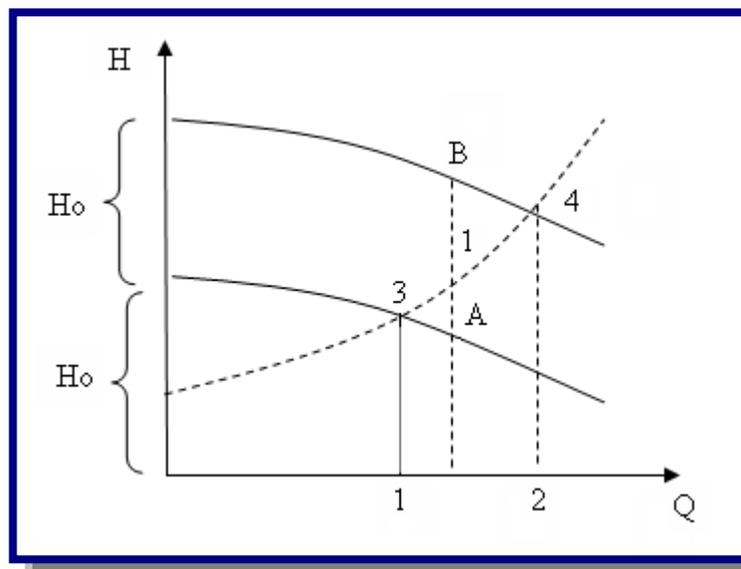
β = Coeficiente de rendimiento

$$\beta = 0,90 \text{ a } 0,95$$

Las bombas instaladas en serie deben ser idénticas.

Figura 4.28: Bombas en serie [Ref. 9]

Supongamos dos bombas gemelas en serie, es decir que la impulsión de una bomba llega a aspiración de la otra. En este caso el gasto que circula por ambas bombas es el mismo y para cada gasto se obtiene el doble de la carga correspondiente a una bomba. La curva Q-H resultante se obtiene duplicando para cada gasto la carga correspondiente $Q1A=AB$ (ver Figura 4.29).

Figura 4.29: Curvas características de bombas en serie [Ref. 9]

Si la curva de carga del sistema es la indicada con línea de segmentos, podemos observar que el gasto que se obtiene con las dos bombas es inferior al doble de que se obtiene con una sola $0-2 < 2(0-1)$.

Del mismo modo la altura correspondiente a las dos bombas es inferior del doble de la correspondiente a una sola $2-4 < 2(1-3)$.

El rendimiento se obtiene para cada Q de la curva correspondiente a una bomba. En efecto la potencia es $\frac{QH}{\eta}$ para una bomba. Para dos será $2\frac{QH}{\eta}$ o sea $Q\frac{2H}{\eta}$ siendo H la altura que corresponde a cada bomba en serie.

La curva de potencia se obtiene para cada gasto, sumando las potencias de ambas bombas.

La puesta en serie de dos bombas de distintas características es posible, pero ofrece dificultades. Se debe instalar la de mayor capacidad como primera etapa, ya que si no fuera así podría faltar alimentación a la bomba más potente.

4.5.5. BOMBAS EN PARALELO

Es la acción de impulsar el agua instalando más de una línea de impulsión con su respectiva bomba (ver Figura 4.30).

Se debe aplicar en los siguientes casos:

- Por razones económicas, caudal o energía.
- Por condiciones de seguridad.

Para el diseño de las bombas en paralelo se debe considerar:

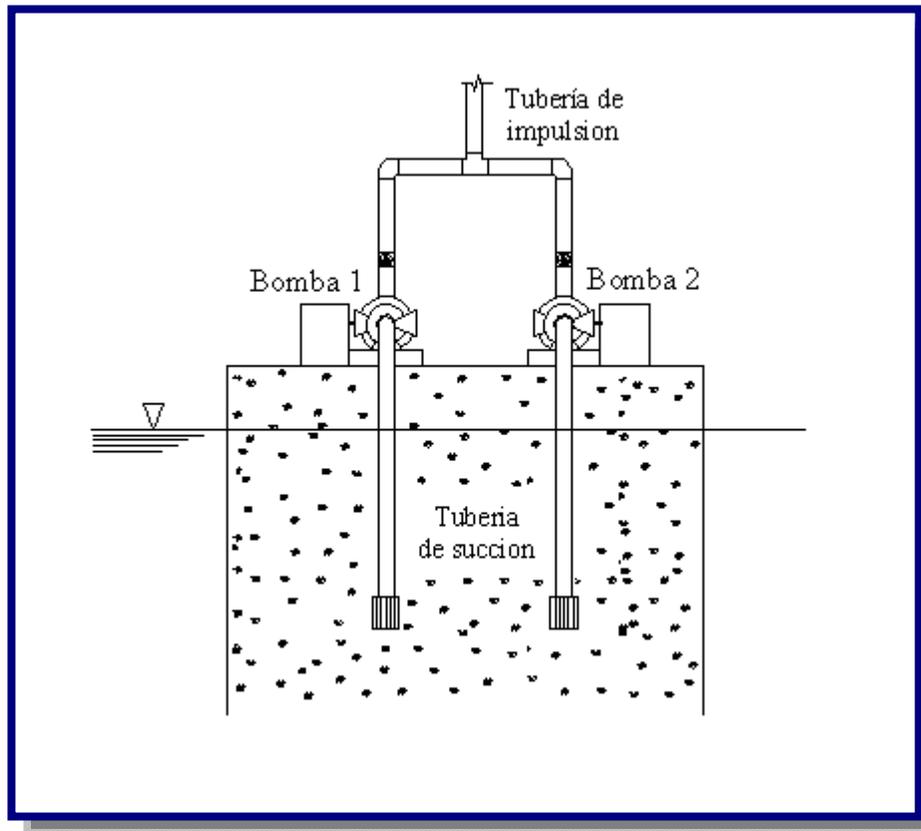
- El caudal del sistema debe ser la suma de caudales de cada bomba.

$$Q_{sistema} = Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n$$

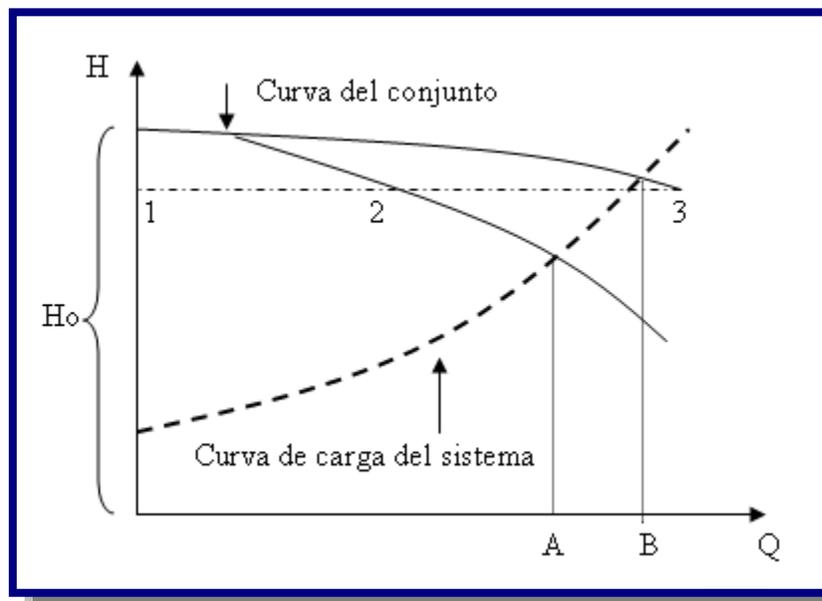
- La altura manométrica del sistema es igual a la altura manométrica de cada bomba.

$$H_{sistema} = H_1 = H_2 = \dots = H_n$$

Pueden instalarse varias bombas trabajando en paralelo

Figura 4.30: Bombas en paralelo [Ref. 9]

El caso de bombas en paralelo se presenta frecuentemente en la práctica. Las elevadoras se proyectan generalmente con dos o más unidades que pueden funcionar en paralelo. Las curvas resultantes se transforman como sigue (ver Figura 4.31):

Figura 4.31: Curvas características de bombas en paralelo [Ref. 9]

Q-H. Para construir la curva resultante para 2 bombas gemelas en paralelo, se suman los gastos para cada carga. O sea la curva parte del mismo punto en el eje de la H y se verifica que $1-2 = 2-3$.

Al combinarla con la curva de carga del sistema, como la de segmentos, se puede ver que el gasto que dan las bombas gemelas en paralelo es inferior al doble del que da una sola: $0-B < 2(0-A)$

A pesar de que las bombas sean gemelas, siempre existen pequeñas diferencias, de modo que las curvas QH difieren ligeramente.

Se produce así una distribución de gastos desequilibrada, lo que acentúa si las curvas QH son planas. Por esta razón, cuando se trata de bombas que van a trabajar en paralelo es preferible que la curva QH sea inclinada.

La potencia del conjunto es igual a la suma de las potencias de cada bomba, de modo que para cada gasto llevamos la suma de las potencias en ordenadas.

El rendimiento es el mismo que corresponde a una sola bomba.

4.5.6. BOMBEO POR ETAPAS

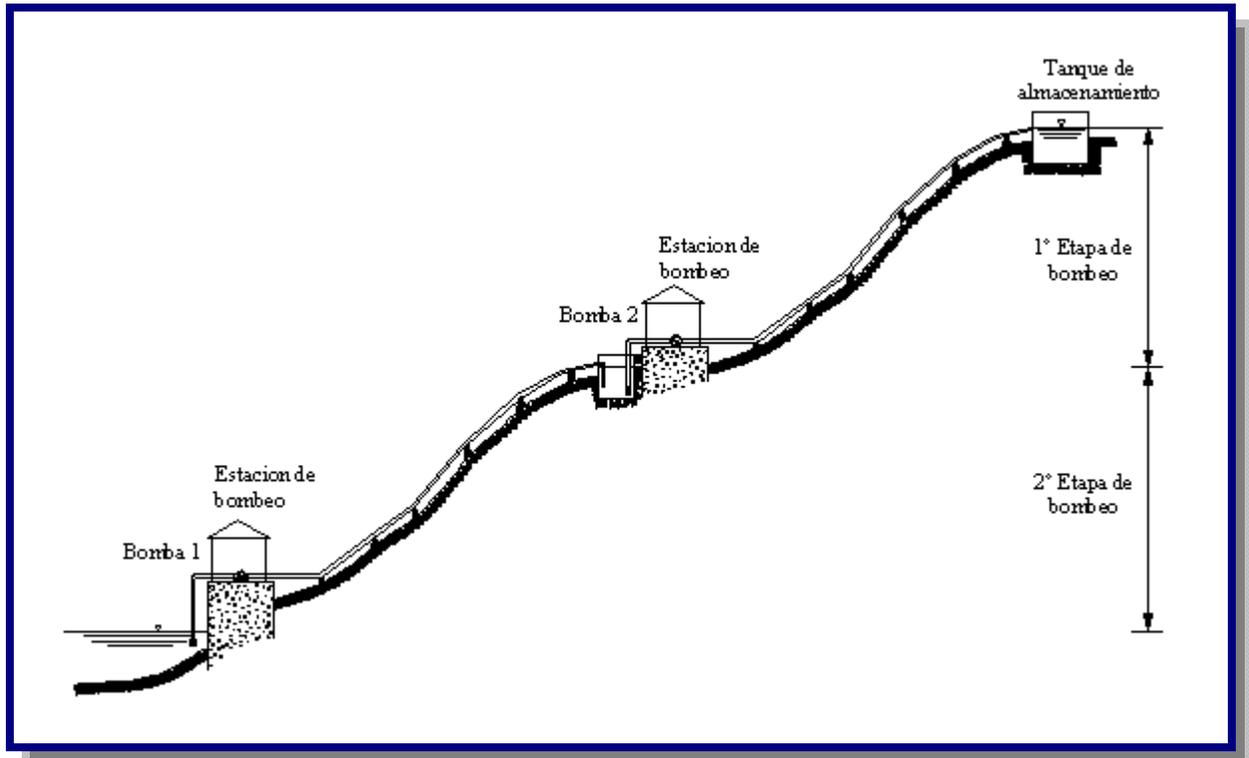
Es la acción de impulsar el agua de un nivel inferior a otro superior en más de una etapa (ver Figura 4.32).

Las etapas deben ser los tramos o fracciones de la longitud total de impulsión que se encuentran definidas por cámaras de bombeo y/o tanques de regulación en sus extremos.

Para el diseño de las bombas por etapas se debe considerar:

- Características topográficas del lugar.
- Capacidad de la fuente de energía.
- Caudal de bombeo.

Debe realizarse un balance total de masas para garantizar que el tanque y/o cámaras de bombeo no queden vacíos en ningún momento. Para los proyectos de bombeo en etapas, es recomendable la automatización del sistema.

Figura 4.32: Bombas por etapas [Ref. 8]

4.5.7. NÚMERO DE BOMBAS A INSTALAR

Las unidades de bombeo se especificarán por lo menos para dos etapas, de acuerdo con la duración esperada de los equipos y el período total de diseño de la estación de bombeo.

El número de unidades de bombeo a instalar debe proveerse de la siguiente manera:

- Para poblaciones menores a 2 000 habitantes, puede utilizarse una sola unidad con una capacidad de bombeo suficiente para cubrir el 100% de la capacidad requerida más una de reserva de la misma capacidad que funcione alternadamente.
- Para poblaciones de 2 000 a 5 000 habitantes debe utilizarse, previo análisis técnico-económico, una de las siguientes alternativas:

- Una sola unidad con capacidad de bombeo mayor al 100% más una de reserva de la misma capacidad que funcione alternadamente.
 - Dos unidades con capacidad de bombeo mayor o igual al 50% cada una, más una de reserva de la misma capacidad que funcione alternadamente.
- Para poblaciones de 5 000 a 20 000 habitantes se usarán dos equipos, cada uno con una capacidad de bombeo mayor o igual al 50% del total, más uno de reserva de la misma capacidad que funcione alternadamente. Cuando la fuente de energía para los equipos de bombeo sea eléctrica, se debe disponer además de un grupo electrógeno con capacidad para el 50% de los equipos de bombeo.
- Para poblaciones de más de 20 000 habitantes se debe contar con un mínimo de tres unidades de bombeo, cada uno con capacidad de bombeo mayor o igual al 50% del total, más uno de reserva de la misma capacidad que funcione alternadamente. Cuando la fuente de energía para los equipos de bombeo sea eléctrica, se debe disponer además de un grupo electrógeno con capacidad para el 50% de los equipos de bombeo.

CAPITULO V

TANQUES DE ALMACENAMIENTO



5.1. INTRODUCCIÓN

Los estudios básicos, técnicos y socioeconómicos, que deben ser realizados previamente al diseño de un tanque de almacenamiento de agua, son los siguientes:

- Evaluación del sistema del abastecimiento de agua existente.
- Determinación de la población a ser beneficiada: actual, al inicio del proyecto y al final del proyecto.
- Determinación del consumo promedio de agua y sus variaciones.

5.2. COSUMO DE AGUA

La dotación mínima a adoptarse debe ser suficiente para satisfacer los requerimientos de consumo: doméstico, comercial, industrial, social y público, así como considerar las pérdidas en la red de distribución.

- **Doméstico o residencial:** A esta categoría pertenecen aquellos suscriptores que utilizan el servicio exclusivamente para uso doméstico en la vivienda.
- **Social:** A esta categoría pertenecen aquellos predios utilizados para tareas de educación y salud (escuelas, colegios, puestos de salud), exclusivamente.
- **Oficial:** Esta categoría comprende instancias y áreas públicas no comprendidas para educación y salud, como son: jardines, parques, cuarteles, entidades del gobierno y otros.
- **Comercial:** es la categoría a la cual pertenecen los suscriptores que utilizan el agua con fines de lucro dentro de alguna actividad comercial (restaurantes, lavado de vehículos, etc.).

- **Industrial:** Es la categoría a la cual pertenecen aquellos suscriptores que utilizan el agua para fines de lucro y en los que se lleva procesos industriales utilizándose el agua como insumo en el proceso de transformación (fábricas de vinos, chicherías, etc.).

5.2.1. DOTACIÓN MEDIA DIARIA

La dotación media diaria se refiere al consumo anual total previsto en un centro poblado dividido por la población abastecida y el número de días del año. Es el volumen equivalente de agua utilizado por una persona en un día.

Para el caso de sistemas nuevos de agua potable, con conexiones domiciliarias, la dotación media diaria puede ser obtenida sobre la base de la población y la zona geográfica dada, según lo especificado en la Tabla 5.1.

Tabla 5.1: Dotación media diaria (l/hab-d)

Zona	Dotación media diaria (l/hab/día)					
	Población (hab)					
	Hasta 500	De 501 a 2000	De 2001 a 5000	De 5001 a 10000	De 10001 a 100000	Mas de 100001
Del altiplano	30 - 50	30 - 70	50 - 80	80 - 100	100 - 150	150 - 250
De los valles	50 - 70	50 - 90	70 - 100	100 - 140	150 - 200	200 - 300
De los llanos	70 - 90	70 - 110	90 - 120	120 - 180	200 - 250	250 - 350
Notas:	(1)			(2)		

(1) Justificar a través de un estudio social

(2) Justificar a través de un estudio socio-económico

Fuente: Norma NB-689, Diseño de Sistemas de Agua Potable.

Para sistemas nuevos de agua potable, en zonas rurales, donde la disponibilidad de agua no llegue a cubrir la demanda de la población (consumo restringido) se debe calcular la dotación en base al caudal mínimo de la fuente y la población futura.

En caso de establecer una dotación menor a 30 l/hab-d, se deben considerar solamente piletas públicas.

5.2.2. DOTACIÓN FUTURA DE AGUA

La dotación futura se debe estimar con un incremento anual del 0,50% y el 2% de la dotación media diaria, aplicando la fórmula del método geométrico:

$$D_f = D_o * \left(1 + \frac{d}{100}\right)^t$$

Donde:

D_f = Dotación futura en l/hab-d

D_o = Dotación inicial en l/hab-d

d = Variación anual de la dotación en porcentaje

t = Número de años de estudio en años

5.3. VARIACIÓN DE CONSUMO

Son los caudales de diseño deben ser estimados para el dimensionamiento de los diferentes componentes del sistema de agua potable. Se deben considerar los siguientes caudales:

5.3.1. CAUDAL MEDIO DIARIO

Es el consumo diario de una población, obtenido en un año de registros. Se determina con base en la población del proyecto y dotación, de acuerdo a la siguiente expresión:

$$Q_{med} = \frac{P_f * D_f}{86400}$$

Donde:

Q_{med} = Caudal medio diario en l/s

P_f = Población futura en hab.

D_f = Dotación futura en l/hab-d

5.3.2. CAUDAL MÁXIMO DIARIO

Es la demanda máxima que se presenta en un día del año, es decir representa el día de mayor consumo del año. Se determina multiplicando el caudal medio diario y el coeficiente k_1 que varía según las características de la población.

$$Q_{max_d} = K_1 * Q_{med}$$

Donde:

$Q_{\text{máx}_d}$ = Caudal máximo diario en l/s

k_1 = Coeficiente de caudal máximo diario

k_1 : 1,20 a 1,50 (ver NB-689 y Arocha)

Q_{med} = Caudal medio diario en l/s

5.3.3. CAUDAL MÁXIMO HORARIO

Es la demanda máxima que se presenta en una hora durante un año completo. Se determina multiplicando el caudal máximo diario y el coeficiente k_2 que varía, según el número de habitantes, de 1,5 a 2,2, tal como se presenta en la Tabla 5.2.

$$Q_{\text{máx}_h} = K_2 * Q_{\text{máx}_d}$$

Donde:

$Q_{\text{máx}_h}$ = Caudal máximo horario en l/s

k_2 = Coeficiente de caudal máximo horario

$Q_{\text{máx}_d}$ = Caudal máximo diario en l/s

Tabla 5.2: Valores del Coeficiente k_2

Población (habitantes)	Coeficiente k_2
Hasta 2000	2.20 - 2.00
De 2001 a 10000	2.00 - 1.80
De 10001 a 100000	1.80 - 1.50
Mas de 100001	1.50

Fuente: Norma Boliviana Norma NB-689

5.4. TANQUES DE ALMACENAMIENTO

Son los que regulan la diferencia de volumen que se produce entre el ingreso de agua al reservorio (teóricamente constante) y la salida de agua, constituida principalmente por la demanda horaria, la cual es variable durante las horas del día.

La función principal es almacenar agua cuando el suministro es menor que el consumo y entregar el déficit cuando el consumo supera al suministro; y suministrar presión adecuada a la red de distribución para satisfacer la demanda de agua.

5.4.1. CAPACIDAD DEL TANQUE DE ALMACENAMIENTO

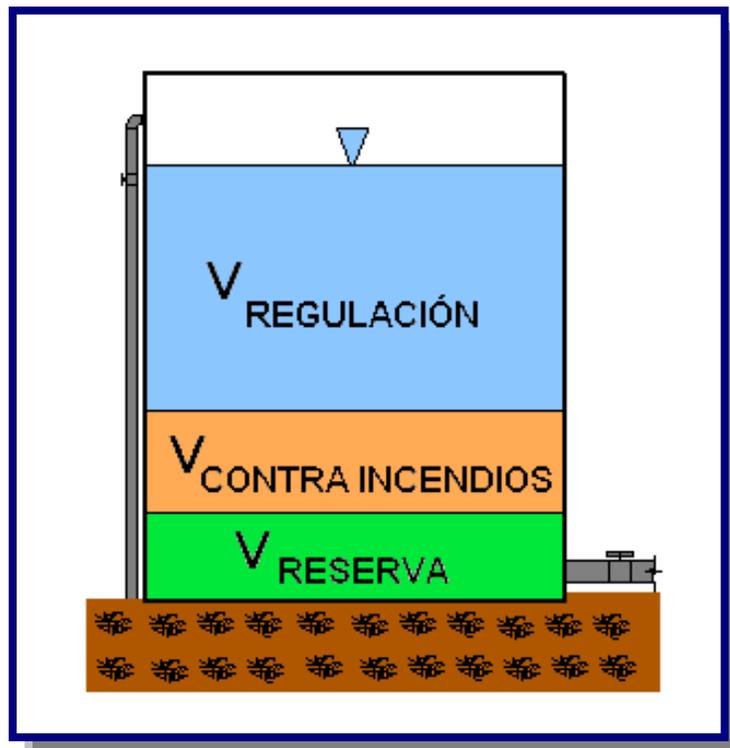
En todo el sistema de agua potable debe disponerse de un volumen de agua almacenado, para efectuar la regulación entre la producción de agua y la extracción para el consumo, esencialmente variable.

Este volumen de agua almacenado se proyectará considerando que, simultáneamente a la regulación para hacer frente a la demanda, debe lograrse el diseño más económico del sistema de distribución y mantener una reserva prudencial para los casos de interrupción de las líneas de energía o fuentes de abastecimiento.

La capacidad del tanque de almacenamiento, debe ser igual al volumen que resulte mayor de las siguientes consideraciones (ver Figura 5.1):

- Volumen de regulación
- Volumen contra incendios
- Volumen de reserva

Figura 5.1: Volumen de un tanque de almacenamiento [Ref. 9]



5.4.2 VOLUMEN DE REGULACIÓN

El volumen de almacenamiento previsto como regulación está destinado a proveer:

- ✓ Suministro de agua en las horas de demanda máxima.
- ✓ Presiones adecuadas en la red de distribución.

El volumen de regulación debe ser suficiente para compensar las variaciones de caudal que se presentan entre el caudal de alimentación y el caudal de consumo en cada instante.

Para cada zona de presión debe corresponder un volumen de almacenamiento en uno o más tanques interconectados. El volumen almacenado correspondiente a una zona de presión, puede estar incluido en tanques correspondientes a otras zonas de presión, cuando:

- Se haya demostrado que esa solución es la más económica para el sistema de distribución. Proveyendo la instalación de válvulas reductoras de presión al pasar a otra zona de presión.
- Las obras mínimas necesarias para atender a una etapa de construcción permitiesen esa condición de funcionamiento temporal.

El cálculo del volumen puede ser realizado de tres formas:

- Determinación mediante curvas de consumo(histogramas)
- Determinación mediante hidrograma gráfico
- Determinación mediante coeficientes empíricos

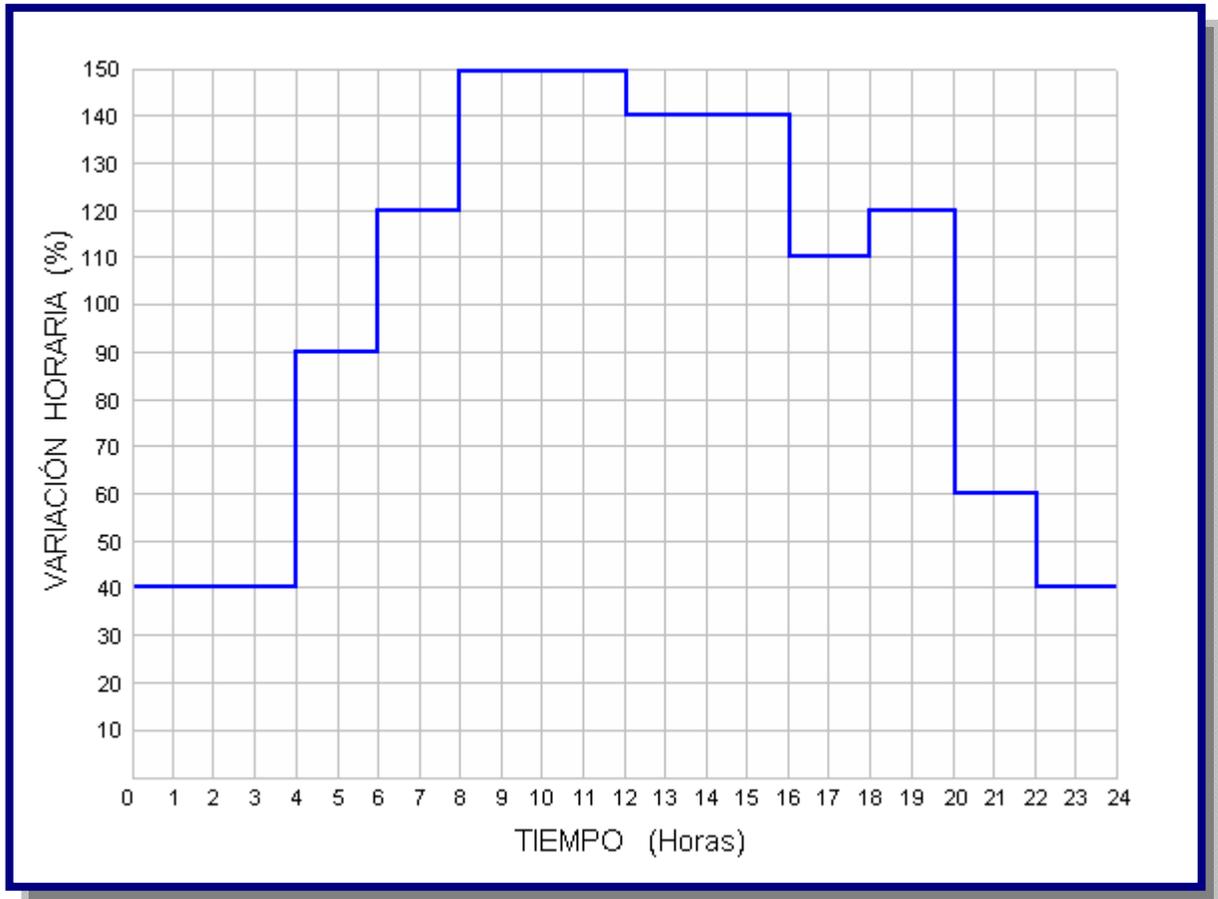
5.4.2.1. VOLUMEN DE REGULACIÓN POR CURVAS DE CONSUMO

De existir datos suficientes para permitir el trazado de la curva de variación del consumo diario, el volumen a ser almacenado necesario para la atención de esas variaciones, debe ser determinado por métodos analíticos o gráficos sobre la base de las curvas de demanda correspondientes de cada población o zona abastecida y el régimen previsto de alimentación de los tanques.

Los datos a los que se refiere el párrafo anterior deben ser datos de la comunidad en estudio o de una comunidad que presente características semejantes en términos de desenvolvimiento socio-económico, hábitos de la población, clima y aspectos técnicos del sistema.

En el método analítico o gráfico deben tomarse en cuenta las características del sistema: gravedad, bombeo, tipo de funcionamiento, continuo o discontinuo, número de horas de bombeo, etc. A continuación se muestra en la Figura 5.2 un Hidrograma de consumo de una población.

Figura 5.2: Hidrograma de Consumo de una Población menor a 2000 Habitantes [Ref. 18]



5.4.2.1.1. MÉTODO ANALÍTICO

El cálculo se hace mediante una tabla de consumo como se presenta en la Tabla 5.3, considerando el hidrograma de consumo de la Figura 5.2, la ley de Demanda o Salida (consumo) la conocemos en función de porcentajes (%) horarios del *caudal máximo diario* (Q_{\max_d}), en esta misma forma se expresa la ley de entrada (suministro).

Tabla 5.3: Volumen de regulación para el caso de suministro de las 24 horas

Horas	Suministro (Entrada) Q_{bombeo} (%)	Demandas (Salidas)		
		Demanda Horaria (%)	Diferencias	Diferencias Acumuladas
0 a 1	100	40	60	60
1 a 2	100	40	60	120
2 a 3	100	40	60	180
3 a 4	100	40	60	240
4 a 5	100	90	10	250
5 a 6	100	90	10	260*
6 a 7	100	120	-20	240
7 a 8	100	120	-20	220
8 a 9	100	150	-50	170
9 a 10	100	150	-50	120
10 a 11	100	150	-50	70
11 a 12	100	150	-50	20
12 a 13	100	140	-40	-20
13 a 14	100	140	-40	-60
14 a 15	100	140	-40	-100
15 a 16	100	140	-40	-140
16 a 17	100	110	-10	-150
17 a 18	100	110	-10	-160
18 a 19	100	120	-20	-180
19 a 20	100	120	-20	-200*
20 a 21	100	60	40	-160
21 a 22	100	60	40	-120
22 a 23	100	40	60	-60
23 a 24	100	40	60	0
TOTAL	2400	2400		

(1)

(2)

(3)

(4)

(5)

- (1): Tiempo en horas.
- (2): Suministro o Entrada al tanque al 100% del caudal de bombeo (Q_{max_d}), durante las 24 horas.
- (3): Demanda de las variaciones horarias de consumo.
- (4): Diferencias: (2) - (3)
- (5): Diferencias acumuladas resultantes de la suma algebraica de las diferencias de (4).

En esta tabla 5.3 se aprecia que, para calcular el volumen, se suman los valores absolutos del máximo excedente y el máximo déficit; que son: 260 y 200. Esto se explica debido a que de las 0 a las 6 horas entra más agua de la que sale, por lo que se obtiene un porcentaje de acumulación máximo (máximo excedente: 260); después de las 6 horas comienza a demandarse mas agua de la que entra al tanque, por lo que se empieza a utilizarse el suministro acumulado, situación que prevalece hasta las 20 horas donde existe un máximo déficit (máximo faltante: 200), donde la demanda es mas de lo que se suministra y no se cuenta con un volumen en el tanque para cubrir el faltante.

De esta manera se puede calcular el volumen del tanque:

$$V_R = Q_{\max-d} * \frac{1[m^3]}{1000[l]} * \frac{3600[s]}{1[h]} * \frac{1}{100(\%)} * [|\text{máximo \% excedente}| + |\text{máximo \% faltante}|]$$

$$V_R = Q_{\max-d} * \frac{1[m^3]}{1000[l]} * \frac{3600[s]}{1[h]} * \frac{1}{100(\%)} * [|+ 260(\%)| + |- 200(\%)|]$$

$$V_R = 16.56 * Q_{\max-d}$$

Donde:

$$V_R = \text{Volumen del tanque en } m^3$$

$$Q_{\max-d} = \text{Caudal máximo diario en } l/s$$

Si la alimentación se efectúa solo durante una horas, se tendrá que aumentar los caudales de entrada para compensar las horas en que no haya suministro y tener al final del día un total que corresponda al 2400 % horario (100% durante las 24 horas). En la tabla 5.4 se observa que se bombea de la fuente al tanque durante 10 horas, la cual bombea en dos periodos de 5 horas, de 5:00 a 10:00 y de 15:00 a 20:00; y donde el porcentaje de suministro es:

$$\frac{2400(\%)}{10(\text{horas})} = 240 \% \text{ (ver Tabla 5.4)}$$

Tabla 5.4: Volumen de regulación para el caso de suministro de las 10 horas de bombeo

Horas	Suministro (Entrada) Q_{bombeo} (%)	Demandas (Salidas)		
		Demanda Horaria (%)	Diferencias	Diferencias Acumuladas
0 a 1	0	40	-40	-40
1 a 2	0	40	-40	-80
2 a 3	0	40	-40	-120
3 a 4	0	40	-40	-160
4 a 5	0	90	-90	-250
5 a 6	240	90	150	-100
6 a 7	240	120	120	20
7 a 8	240	120	120	140
8 a 9	240	150	90	230
9 a 10	240	150	90	320*
10 a 11	0	150	-150	170
11 a 12	0	150	-150	20
12 a 13	0	140	-140	-120
13 a 14	0	140	-140	-260
14 a 15	0	140	-140	-400*
15 a 16	240	140	100	-300
16 a 17	240	110	130	-170
17 a 18	240	110	130	-40
18 a 19	240	120	120	80
19 a 20	240	120	120	200
20 a 21	0	60	-60	140
21 a 22	0	60	-60	80
22 a 23	0	40	-40	40
23 a 24	0	40	-40	0
TOTAL	2400	2400		
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)

$$V_R = Q_{\text{max-d}} * \frac{1[m^3]}{1000[l]} * \frac{3600[s]}{1[h]} * \frac{1}{100(\%)} * [|\text{máximo \% excedente}| + |\text{máximo \% faltante}|]$$

$$V_R = Q_{\text{max-d}} * \frac{1[m^3]}{1000[l]} * \frac{3600[s]}{1[h]} * \frac{1}{100(\%)} * [|+ 320(\%)| + |- 400(\%)|]$$

$$V_R = 25.92 * Q_{\text{max-d}}$$

Donde:

$$V_R = \text{Volumen del tanque en } m^3$$

$$Q_{\text{max-d}} = \text{Caudal máximo diario en l/s}$$

5.4.2.1.2. MÉTODO GRÁFICO

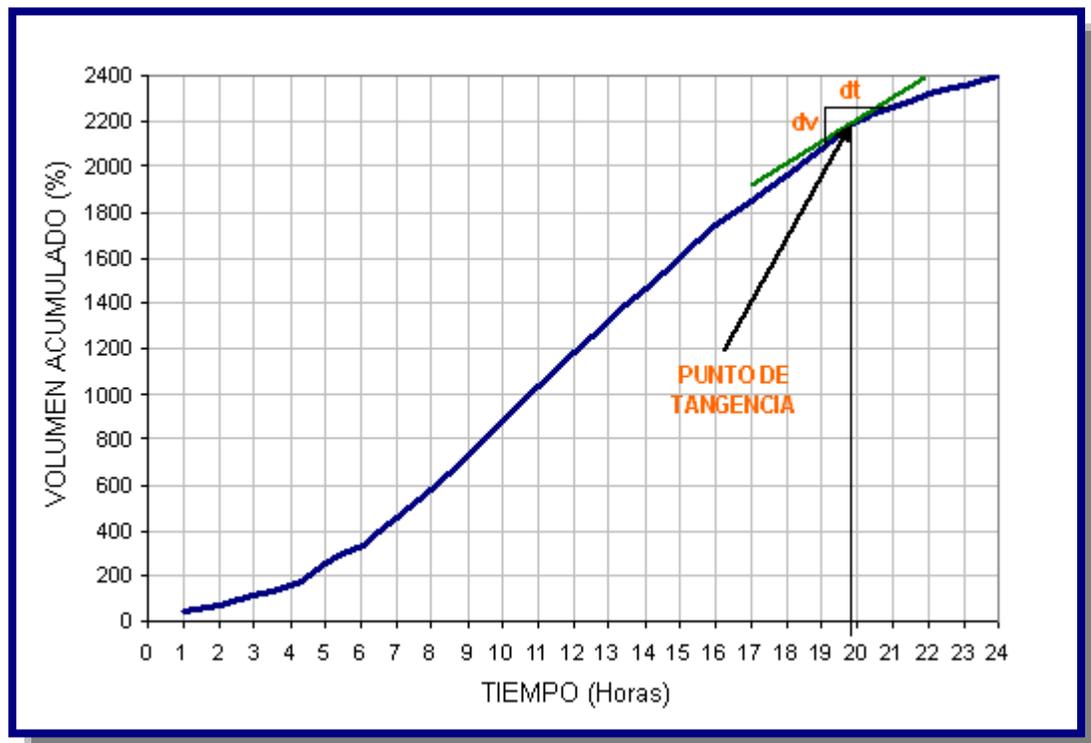
El método consiste en graficar las curvas de porcentaje de demanda y el porcentaje de suministro de abastecimiento para el día más desfavorable o de mayor consumo. Determinar en este gráfico las diferencias en cada intervalo entre los volúmenes aportados y consumidos.

Esta capacidad puede ser determinada también con la ayuda del diagrama de masas o curva de consumos acumulados construida sobre la base de la curva de porcentaje de demanda, tal como se muestra en la Figura 5.2. Debe considerarse que la capacidad del reservorio estará determinada por el tiempo de bombeo y por el periodo de bombeo.

La pendiente de la tangente en un punto de la curva mide el caudal en ese punto Figura 5.3.

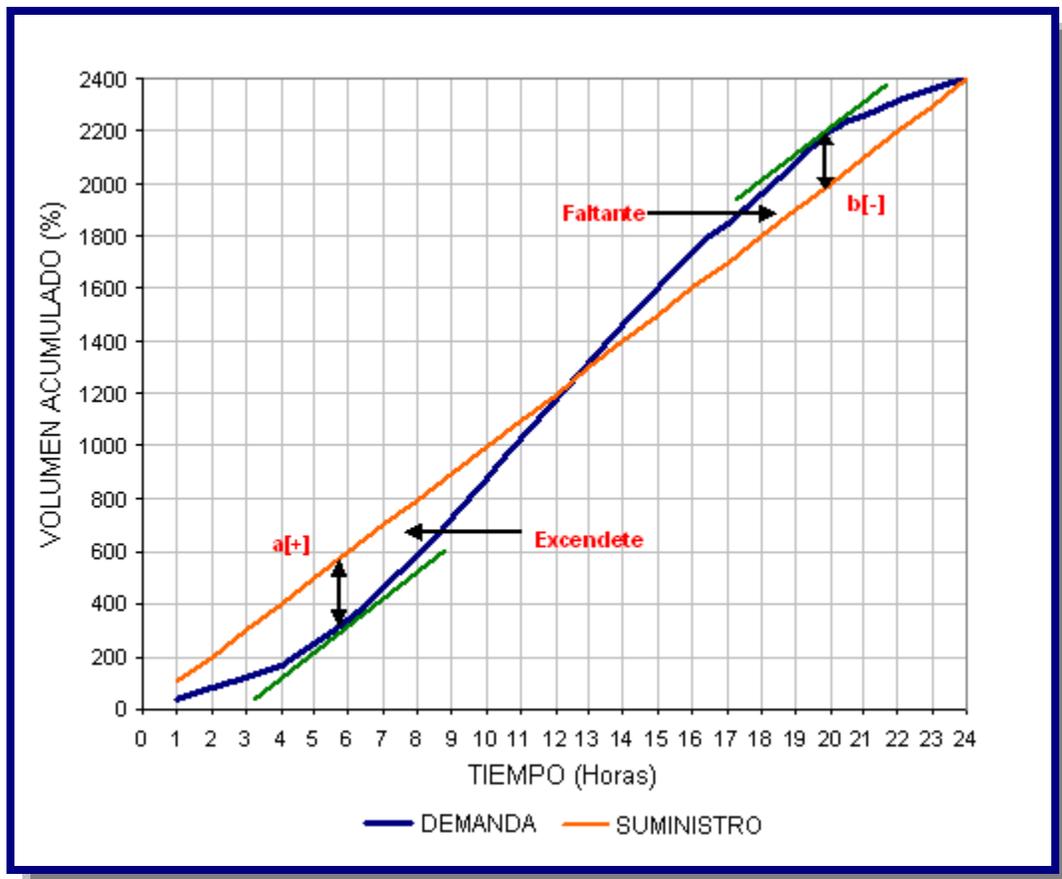
$$Q = \frac{dv}{dt}$$

Figura 5.3: Curva masa representa el caudal en ese instante [Ref. 8]



Para el cálculo del volumen de almacenamiento en la forma gráfica, se grafica las curvas de masas de demanda y de suministro, en los mismos intervalos de tiempo. En los puntos máximos de la curva masa de demanda se traza una línea tangente a estos puntos máximos, y al interceptar estos puntos tangenciales con la curva masa de suministro se ve la diferencia de ordenadas entre curvas para un tiempo dado representan el excedente o el faltante del volumen de almacenamiento. Si la curva masa de demanda esta por arriba de la de suministro, la diferencia de ordenada representara un excedente; o en caso contrario, equivaldrá a un faltante. Ahora veremos en la Figura 5.3 una curva masa de un suministro de 24 horas.

Figura 5.4: Curva masa de suministro de 24 horas [Ref. 8]



$$\left. \begin{array}{l} \mathbf{a} = [+] \\ \mathbf{b} = [-] \end{array} \right\} \text{ Se seleccionan los mayores valores de } [+] \text{ y } [-]$$

De esta manera se puede calcular el volumen del tanque:

$$V_R = Q_{\max-d} * \frac{1[m^3]}{1000[l]} * \frac{3600[s]}{1[h]} * \frac{1}{100(\%)} * [|\text{m\u00e1ximo \% excedente}| + |\text{m\u00e1ximo \% faltante}|]$$

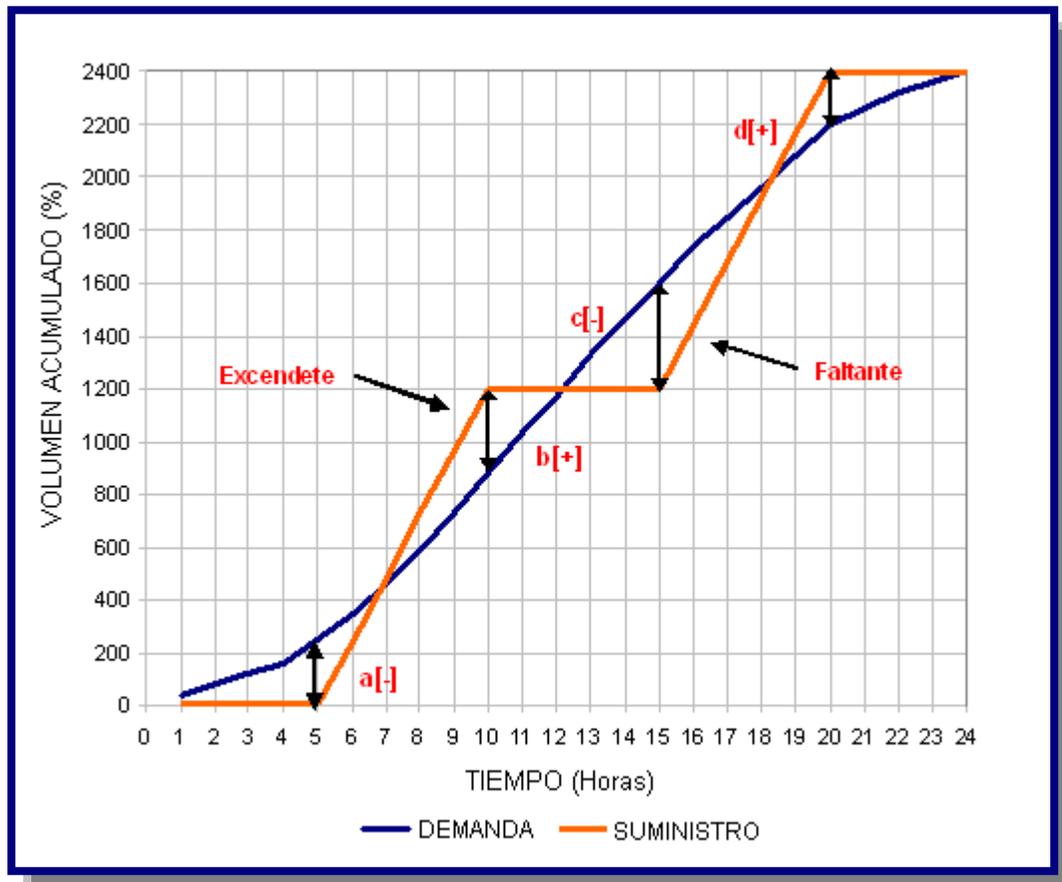
Donde:

V_R = Volumen del tanque en m^3

$Q_{\max-d}$ = Caudal m\u00e1ximo diario en l/s

Ahora veremos en la Figura 5.4 una curva masa de un suministro de en 10 horas de bombeo o varios periodos de bombeo.

Figura 5.5: Curva masa de suministro de 10 horas [Ref. 8]



$a = [-]$
 $b = [+]$
 $c = [-]$
 $d = [+]$

Se seleccionan los mayores valores de $[+]$ y $[-]$

De esta manera se puede calcular el volumen del tanque:

$$V_R = Q_{\max-d} * \frac{1[m^3]}{1000[l]} * \frac{3600[s]}{1[h]} * \frac{1}{100(\%)} * \left[\left| \text{m\u00e1ximo \% excedente} \right| + \left| \text{m\u00e1ximo \% faltante} \right| \right]$$

Donde:

$$V_R = \text{Volumen del tanque en } m^3$$

$$Q_{\max-d} = \text{Caudal m\u00e1ximo diario en } l/s$$

En el volumen del reservorio debe preverse tambi\u00e9n una altura libre sobre el nivel m\u00e1ximo del nivel de aguas, a fin de contar con un espacio de aire ventilado; es recomendable que esta altura sea mayor o igual a 0,20 m.

5.4.2.2. VOLUMEN DE REGULACI\u00d3N POR HIDROGAMA GR\u00c1FICO

Este m\u00e9todo fue estudiado y aplicado en m\u00faltiples proyectos por el Ing. Armando Escalera V. desde 1972, es la representaci\u00f3n aproximada del volumen de almacenamiento a partir del consumo de agua por una poblaci\u00f3n.

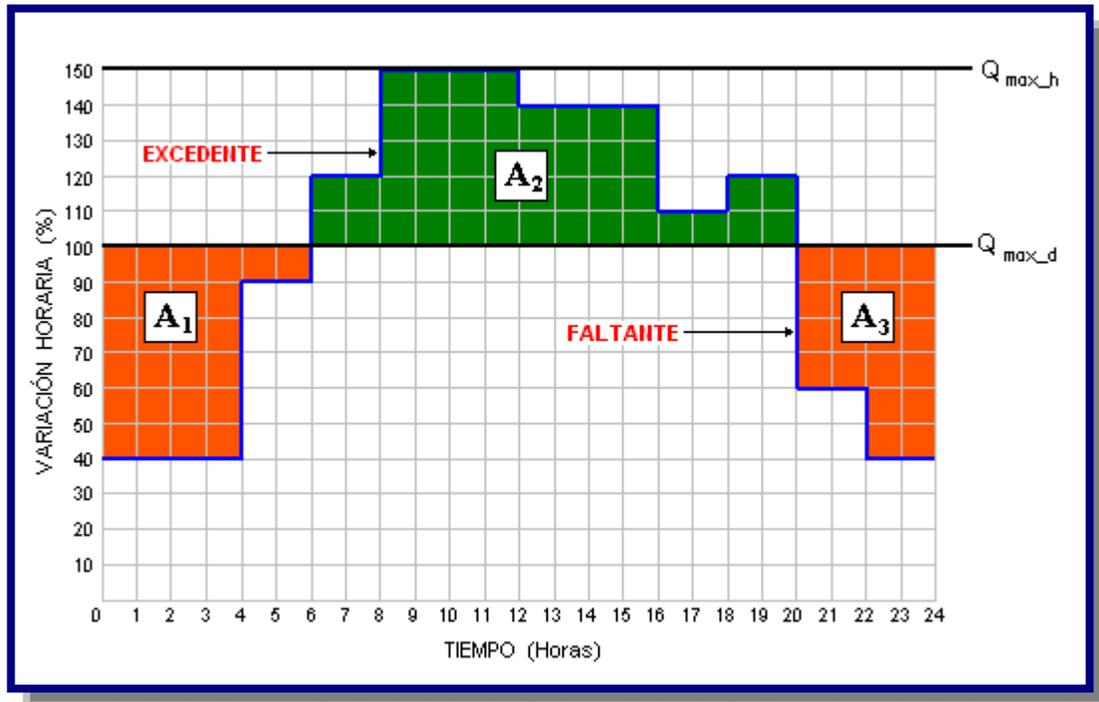
El m\u00e9todo consiste en:

- Sistemas de gravedad.

A partir del hidrograma, se grafica los caudales de consumo ($Q_{\max-d}$ y $Q_{\max-h}$), como se ve en la Figura 5. 6; en la ordenada donde se encuentra el caudal m\u00e1ximo diario se ve que desde 0 a 6 horas entra mas agua de la que sale, por lo que se obtiene un volumen de faltantes (A_1); despu\u00e9s de las 6 horas comienza la demanda de agua, y desde 8 a 12 horas se ve las horas pico o de mayor demanda, donde se empieza a utilizar el suministro acumulado o volumen de excedentes (A_2); situaci\u00f3n que se extiende hasta las 20 horas, donde sale mas agua de la que entra y no se cuenta con un volumen de faltante (A_3) para cubrir el d\u00e9ficit de consumo.

Entonces el m\u00e9todo consiste en igualar la sumatoria de cuadraditos de los faltantes con los excedentes, como se ve en la Figura 5.6:

Figura 5.6: Hidrograma gráfico en un sistema de gravedad [Ref. 19]



$$\sum \text{orange} = \sum \text{green} \Leftrightarrow A_1 + A_3 = A_2$$

$$A_1 + A_3 = A_2 \Rightarrow A_{EF}$$

$$V_R = Q_{\max-d} * \frac{1[m^3]}{1000[l]} * \frac{3600[s]}{1[h]} * \frac{10}{100(\%)} * [A_{EF}]$$

Donde:

V_R = Volumen del tanque en m^3

$Q_{\max-d}$ = Caudal máximo diario en l/s

A_1, A_3 = Suma de cuadraditos de los faltantes

A_2 = Suma de cuadraditos de los excedentes

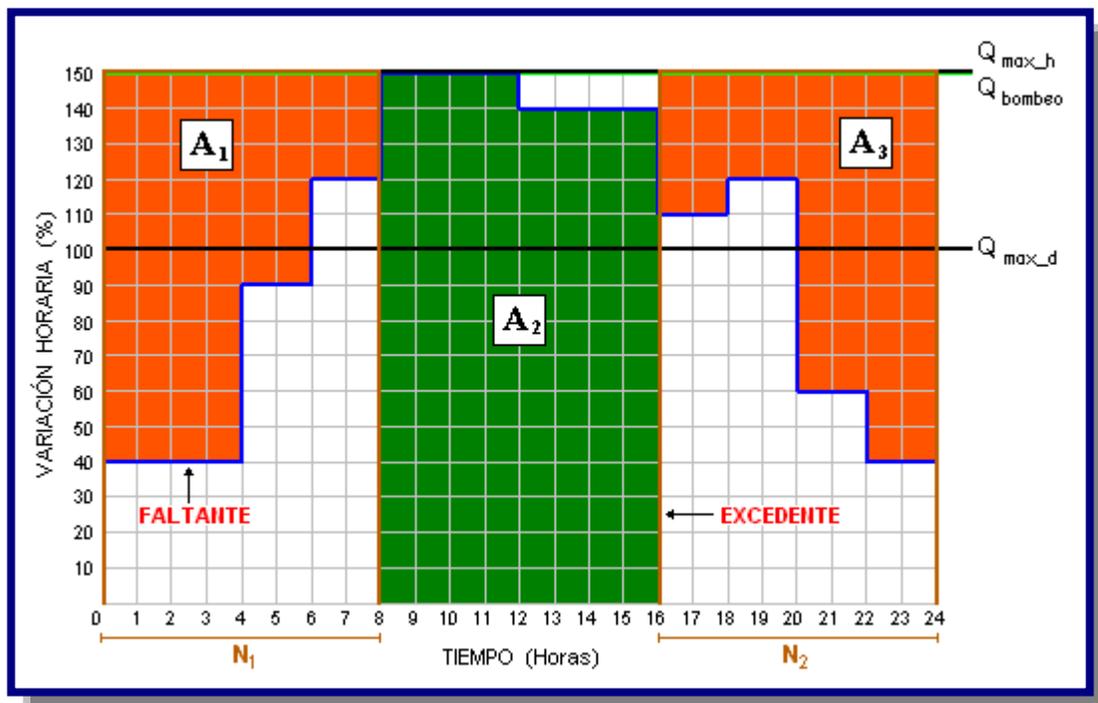
A_{EF} = Numero de la igualdad de la sumatoria de cuadraditos de faltantes con los excedentes

➤ Sistemas de bombeo.

Similar al sistema de gravedad, en bombeo tenemos dos periodos u horas de bombeo N_1 y N_2 , lo cual implica también graficar el caudal de bombeo (Q_{bombeo}), como se ve en la Figura 5.7, pero en este caso el primer periodo de bombeo N_1 funcionara de 0 a 8 horas donde esta el volumen de faltantes (A_1), luego entre las 8 a 16 horas se encuentra las horas pico y existe una mayor demanda del volumen de excedente (A_2), y a partir de las 16 a 24 horas funcionara el segundo periodo de bombeo N_2 , el cual demandara el déficit del volumen faltante (A_3) en el consumo.

Entonces el método consiste en igualar la sumatoria de cuadraditos de faltantes dentro del periodo de bombeo, con la sumatoria de cuadraditos de excedentes fuera del periodo de bombeo, como se ve en la Figura 5.7:

Figura 5.7: Hidrograma grafico en un sistema de bombeo con periodos de bombeo [Ref. 18]



$$\sum \text{orange} = \sum \text{green} \Leftrightarrow A_1 + A_3 = A_2$$

$$A_1 + A_3 = A_2 \Rightarrow A_{EF}$$

$$V_R = Q_{\max-d} * \frac{1[m^3]}{1000[l]} * \frac{3600[s]}{1[h]} * \frac{10}{100(\%)} * [A_{EF}]$$

Donde:

V_R = Volumen del tanque en m^3

$Q_{\max-d}$ = Caudal máximo diario en l/s

Q_{bombeo} = Caudal de bombeo en l/s

A_1, A_3 = Suma de cuadraditos de los faltantes

A_2 = Suma de cuadraditos de los excedentes

A_{EF} = Numero de la igualdad de la sumatoria de cuadraditos de faltantes con los excedentes

N_1, N_2 = Periodos u horas de bombeo en horas

5.4.2.3. VOLUMEN DE REGULACIÓN POR COEFICIENTES EMPÍRICOS

Al no existir los datos referidos, el volumen mínimo de almacenamiento, necesario para compensar la variación diaria del consumo, debe ser determinado de acuerdo con los siguientes criterios:

- Para sistemas por gravedad, el volumen del tanque de regulación debe estar entre el 15% a 30% del consumo máximo diario.
- Para sistemas por bombeo, el volumen del tanque de regulación debe estar entre el 15% a 25% del consumo máximo diario, dependiendo del número y duración de las horas de bombeo, así como de los horarios en los que se realicen dichos bombeos.

En el volumen de un tanque debe preverse también una altura de revancha, o altura libre por encima del nivel máximo de aguas, a fin de contar con un espacio de aire ventilado, dicho espacio debe ser igual o mayor a 0,20 m.

Para cualquiera de los casos el volumen debe ser determinado utilizando la siguiente expresión:

$$V_R = C * Q_{\max-d} * t$$

Donde:

- V_R = Volumen de regulación en m^3
 C = Coeficiente de regulación
 Sistemas a gravedad de 0,15 a 0,30
 Sistemas por bombeo de 0,15 a 0,25
 Q_{\max_d} = Caudal máximo diario en m^3/d
 t = Tiempo en días
 $t = 1$ día como mínimo

5.4.3. VOLUMEN CONTRA INCENDIOS

Este volumen está destinado a garantizar un abastecimiento de emergencia para combatir incendios. Este volumen destinado para combatir incendios, debe ser establecido de acuerdo con la entidad que tiene a su cargo la mitigación de incendios, atendiendo a las condiciones de capacidad económica, las condiciones disponibles de protección contra incendios y las necesidades de esa protección.

El volumen contra incendios, debe ser determinado en función de la importancia, densidad de la zona a servir y el tiempo de duración del incendio.

Se debe considerar los siguientes casos:

- Para zonas con densidades poblacionales menores a 100 hab/ha, considerar un caudal contra incendio (Q_i) en la red de distribución de 10 l/s.
- Para zonas con densidades poblacionales comprendidas entre 100 hab/ha a 300 hab/ha, considerar un caudal contra incendio (Q_i) en la red de distribución de 16 l/s.
- Para zonas con densidades poblacionales mayores a 300 hab/ha a, considerar un caudal contra incendio (Q_i) en la red de distribución de 32 l/s.

El volumen de almacenamiento para atender la demanda contra incendios debe calcularse para un tiempo de duración del incendio entre 2 horas y 4 horas, a través de la siguiente expresión:

$$V_i = 3.6 * Q_i * t$$

Donde:

$$\begin{aligned} V_i &= \text{Volumen para lucha contra incendios en } m^3 \\ Q_i &= \text{Caudal para lucha contra incendio en l/s} \\ t &= \text{Tiempo de duración del incendio en horas} \end{aligned}$$

5.4.4. VOLUMEN DE RESERVA

Este volumen, prevé el abastecimiento de agua durante las interrupciones accidentales de funcionamiento de los componentes del sistema situados antes del tanque de almacenamiento, o durante períodos de reparaciones y mantenimiento de obras de captación, conducción, tratamiento y/o en casos de falla en el sistema de bombeo.

Como aguas arriba del tanque hay una serie de obras más o menos expuestas a interrupción, es evidente que durante ese lapso debe disponerse de una reserva de agua en los tanques de almacenamiento; para ello se recomienda considerar un volumen equivalente a 4 horas de consumo correspondiente al caudal máximo diario.

$$V_{Re} = 3.6 * Q_{\max_d} * t$$

Donde:

$$\begin{aligned} V_{Re} &= \text{Volumen de reserva en } m^3 \\ Q_{\max_d} &= \text{Caudal máximo diario en l/s} \\ t &= \text{Tiempo en horas} \end{aligned}$$

5.4.5. REDUCCIÓN DE LA CAPACIDAD DEL TANQUE

Podrán proyectarse tanques de almacenamiento con volúmenes diferentes a los consignados en los numerales anteriores, siempre que se den las razones técnicas económicos correspondientes que justifiquen los volúmenes adoptados.

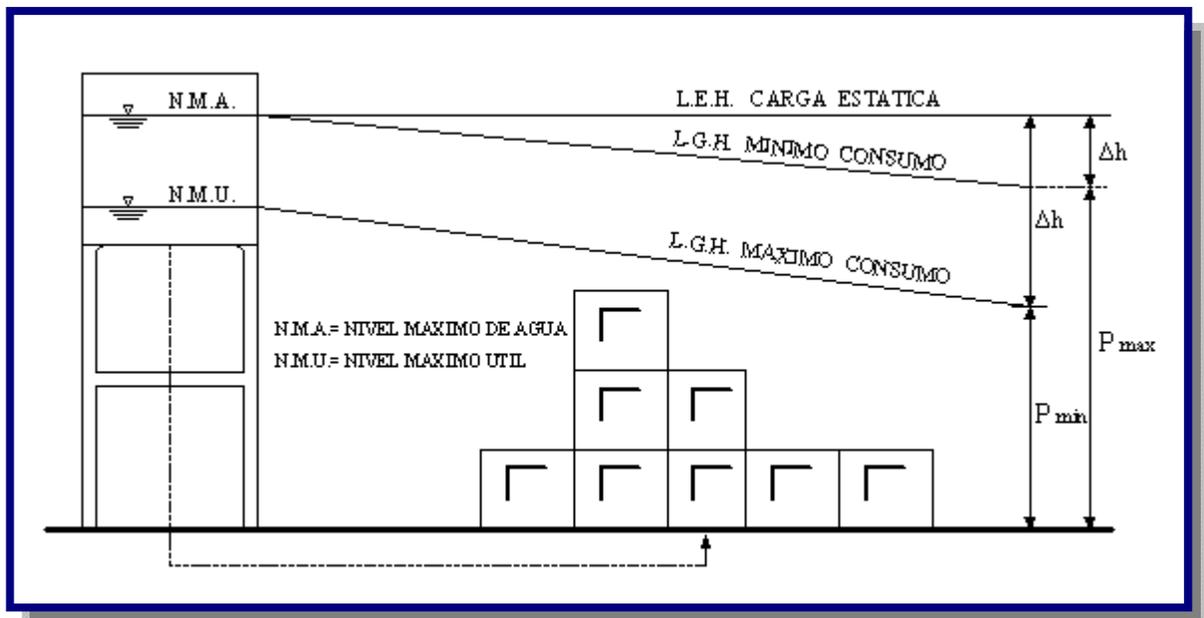
En especial, en el caso de conducciones de poca longitud que cuente con dos fuentes independientes entre sí, debe disminuirse o distribuirse el volumen de almacenamiento, de acuerdo con lo que a continuación se indica:

- En el caso de fuente subterránea se debe reducir el volumen de almacenamiento elevado, pues se considera que el acuífero cumple las funciones de reserva. El depósito elevado debe cumplir con la función de regulación entre los caudales afluentes y efluentes, más una pequeña reserva para emergencias.
- Para los casos en que la captación sea superficial se debe distribuir el volumen de almacenamiento entre cisterna y tanque elevado cuya función será similar a la mencionada.

5.4.6. UBICACIÓN DEL TANQUE

La ubicación y nivel del tanque de almacenamiento deben ser fijados para garantizar que las presiones dinámicas en la red de distribución se encuentren dentro de los límites de servicio. El nivel mínimo de ubicación viene fijado por la necesidad de que se obtengan las presiones mínimas y el nivel máximo viene impuesto por la resistencia de las tuberías de la red de distribución. La presión dinámica en la red debe estar referida al nivel de agua mínimo del tanque, mientras que la presión estática al nivel de agua máximo (ver Figura 5.8)

Figura 5.8: Ubicación del tanque [Ref. 10]



Por razones económicas, sería recomendable ubicar el tanque próximo a la fuente de abastecimiento o de la planta de tratamiento y dentro o en la cercanía de la zona de mayores consumos.

El área para el emplazamiento del reservorio no debe situarse en lugares que constituyan escurrimiento natural de aguas de lluvia.

Cuando una zona de emplazamiento para un tanque de almacenamiento no presente cota suficiente para garantizar las condiciones de presión necesarias para el funcionamiento de la red, la distribución debe ser realizada a partir de un tanque elevado.

5.5. TIPOS DE TANQUES

5.5.1. TANQUES DE CABECERA (REGULACIÓN)

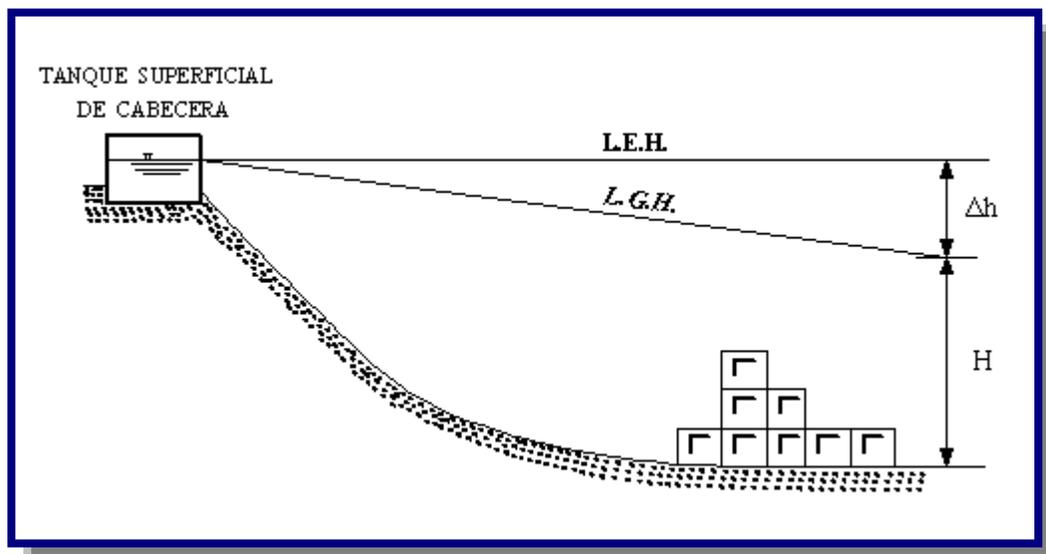
Se alimentan directamente de la fuente o planta de tratamiento mediante gravedad o bombeo (ver Figura 5.6 y Figura 5.7)

5.5.2. TANQUES SUPERFICIALES

Se asientan directamente sobre el terreno, pueden ser superficiales o semienterrados dependiendo de las condiciones del terreno y su forma constructiva.

Deben ser utilizados cuando la topografía del terreno permita una ubicación tal que garantice la presión mínima en todos los puntos de la red de distribución (ver figura 5.9).

Figura 5.9: Tanque de almacenamiento Superficial de cabecera [Ref. 10]



Los tanques superficiales pueden construirse en hormigón armado, hormigón simple, hormigón ciclópeo, ferrocemento, mampostería y otros.

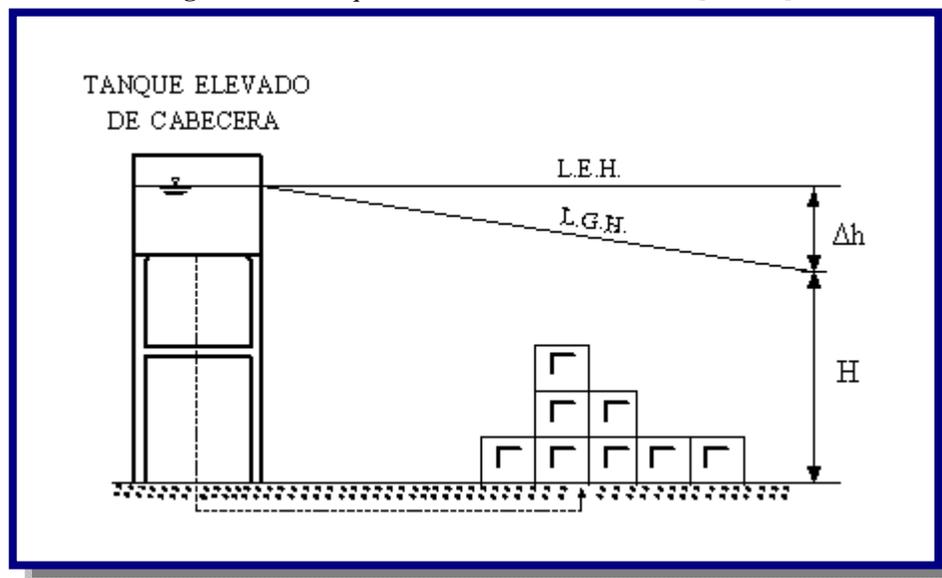
5.5.3. TANQUES ELEVADOS

Se encuentran por encima del nivel del terreno natural y soportado por una estructura.

La altura a la cual se encuentra el tanque elevado debe ser tal que garantice la presión mínima en el punto más desfavorable de la red de distribución, de acuerdo a lo establecido en el Reglamento Técnico de Redes de Distribución para Sistemas de Agua Potable.

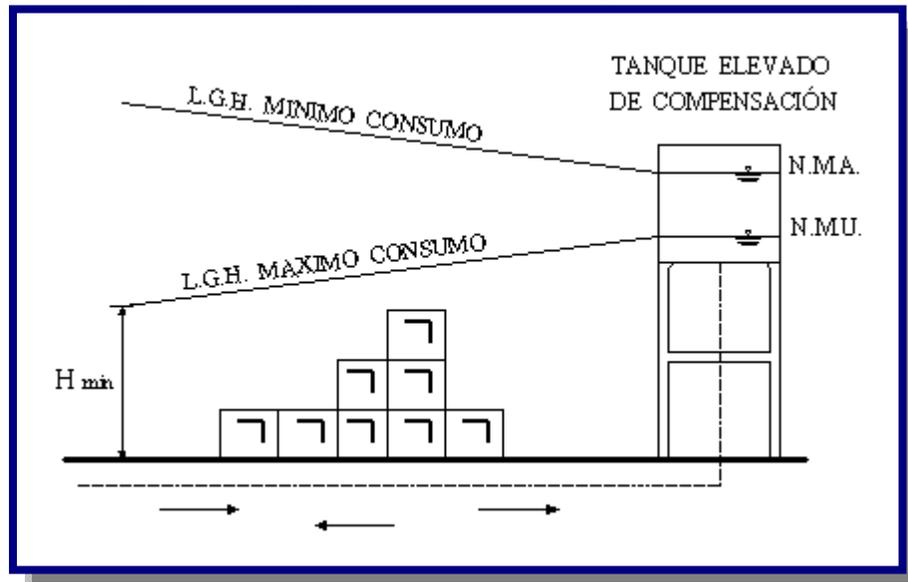
Los tanques elevados pueden construirse de acero, hormigón armado, pretensado, postensado, ferrocemento, fibra de vidrio y otros (ver Figura 5.10).

Figura 5.10: Tanque de almacenamiento Elevado [Ref. 20]



5.5.4 TANQUES DE COMPENSACIÓN (COLA)

Se ubican en la parte más alejada de la red de distribución con relación a la obra de captación o planta de tratamiento, se alimentan por gravedad o por bombeo. Almacenan agua en las horas de menor consumo y auxilian al abastecimiento de la red de distribución en las horas de mayor consumo (ver Figura 5.11).

Figura 5.11: Tanque de almacenamiento Compensación [Ref. 20]

5.5.5. TIPO DE MATERIAL

Los tanques de almacenamiento pueden ser construidos de los siguientes materiales.

- Ferrocemento
- Hormigón armado
- Hormigón ciclópeo
- Mampostería de piedra o ladrillo
- Metálicos
- Fibra de vidrio
- Otros

5.6. ACCESORIOS DE UN TANQUE DE ALMACENAMIENTO

5.6.1. TUBERÍA DE ENTRADA

El diámetro esta tubería está definido por la línea de impulsión, y deberá estar provisto de una válvula compuerta de cierre de igual diámetro antes de la entrada al reservorio.

La distancia entre la generatriz inferior de la tubería de ingreso y la generatriz superior de la tubería de rebose debe ser mayor a 5 cm.

La zona de entrada se ubica en el nivel superior del tanque, sobre el nivel máximo del agua; es recomendable adosar el tubo de entrada a un pilar y terminarle con un codo que evite la proyección hacia arriba del líquido (ver Figura 5.12).

5.6.2. TUBERÍA DE PASO DIRECTO (by – pass)

Se debe considerar el uso de by-pass con el objeto de mantener el servicio mientras se efectúa el lavado o la reparación del tanque. La tubería de paso directo estará provista de una válvula compuerta.

Se debe considerar el uso de by pass cuando el volumen del tanque de almacenamiento sea mayor a 50 m^3 . Para volúmenes menores, el proyectista justificará la necesidad del by-pass.

5.6.3. TUBERÍA DE SALIDA

El diámetro de la tubería de salida será el correspondiente al diámetro de la matriz de distribución, debiendo estar provisto de una válvula compuerta de cierre (ver Figura 5.12).

La tubería de salida debe ser calculada de modo que la velocidad máxima a través de los elementos que la constituyen no sobrepase 1,5 veces la velocidad en la tubería que sigue a la misma y no debe sobrepasar una pérdida de carga de 0,50 m. (ver Figura 5.9).

La tubería de salida debe ubicarse en la parte baja del reservorio y deberá estar provista de una canastilla de succión.

La tubería de salida debe estar ubicada a una altura mínima de $1/3$ a $1/2$ del diámetro (D) de la misma, entre la parte inferior de la tubería o criba (colador) y el fondo del pozo, con un mínimo de 0,10 m. La distancia horizontal entre el colador de salida y la pared más próxima del tanque debe ser como mínimo igual a $D/2$, con un mínimo de 0,10 m.

5.6.4. TUBERÍA DE LIMPIEZA

Se deberá ubicar en el fondo del reservorio el cual deberá contar con una pendiente no menor a 1% hacia la tubería de limpieza. El diámetro de la tubería de limpieza será diseñado para permitir el vaciado del tanque en tiempo no mayor a 4 horas.

La tubería de limpieza deberá estar provista de una válvula compuerta y no es recomendable que descargue directamente al alcantarillado sanitario, por lo cual deben tomarse las previsiones necesarias para evitar contaminaciones, preferentemente se debe descargar al alcantarillado pluvial.

Para el cálculo del área del orificio de la tubería de limpieza debe utilizarse la fórmula siguiente:

$$A_0 = \frac{2 * S * \sqrt{h}}{C_d * T * \sqrt{2g}}$$

Donde:

- T = Tiempo de vaciado en segundos
- S = Área superficial del tanque en m²
- h = Carga hidráulica sobre la tubería en m
- C_d = Coeficiente de contracción
C_d = 0,60 a 0,65
- A₀ = Área del orificio de desagüe en m²
- g = Aceleración de la gravedad en m/s²

La tubería de limpieza no debe tener una sección menor a 0,015 m²; y esta tubería de limpieza debe estar provista de válvula compuerta (ver Figura 5.12).

5.6.5. TUBERÍA DE REBOSE

La tubería de rebose debe ser dimensionada para posibilitar la descarga del caudal de bombeo que alimenta al reservorio.

El diámetro de la tubería de rebose estará determinado por la altura de la cámara de aire en el reservorio, evitándose presionar la tapa del mismo. En todo caso, es aconsejable que el diámetro de la tubería de rebose no sea menor que el diámetro de la tubería de llegada.

Para el cálculo debe emplearse la fórmula general de orificios:

$$Q = C_d * A * \sqrt{2 * h * g}$$

Donde:

Q = Caudal máximo diario o caudal de bombeo en m^3/s

C_d = Coeficiente de contracción

$$C_d = 0.60$$

A = Área del orificio de desagüe en m^2

g = Aceleración de la gravedad en m/s^2

h = Carga hidráulica sobre la tubería de desagüe en m

La tubería de rebose se conectará con descarga libre a la tubería de limpieza y no se proveerá de válvula de compuerta, permitiendo la descarga en cualquier momento (ver Figura 5.12).

5.6.6. ACCESORIOS COMPLEMENTARIOS

5.6.6.1. VENTILACIÓN

Los tanques deben disponer de un sistema de ventilación, con protección adecuada para impedir la penetración de insectos y pequeños animales. Para ello es aconsejable la utilización de tubos en “U” invertida, protegidos a la entrada con rejillas o mallas milimétricas y separadas del techo del reservorio a no menos de 30 cm. El diámetro mínimo de esta tubería es 2” (ver Figura 5.12).

5.6.6.2. LIMITADORES DE NIVEL

En los tanques debe disponerse de un dispositivo limitador de nivel máximo de agua, destinado a impedir la pérdida de agua a través del rebose. Una alternativa es el empleo de un sistema que interrumpa el suministro de energía a las bombas cuando el nivel del líquido llegue al límite máximo.

5.6.6.3. MEDIDOR DE CAUDAL

Se instala en la tubería de salida con la finalidad de medir los volúmenes de agua entregados en forma diaria y las variaciones del caudal.

El medidor de caudal debe ser considerado para poblaciones superiores a 10 000 habitantes. Para poblaciones menores el proyectista debe justificar su uso.

5.6.6.4. BORDE LIBRE

El tanque debe estar provisto de una altura libre por encima del nivel máximo de agua, con el objeto de contar con un espacio de aire ventilado. La altura libre no debe ser menor a 0,20 m.

5.6.6.5. TAPA DE ACCESO

Cada tanque debe contar por lo menos con una abertura para inspección de 0,60 x 0,60 m como mínimo. La abertura estará ubicada en su cubierta, junto a uno de las paredes verticales, de preferencia en la misma vertical de la tubería de ingreso al reservorio. Los bordes de las aberturas de inspección deben situarse por lo menos 5 cm más alto de la superficie de la cubierta del reservorio (ver Figura 5.12).

Las aberturas para inspección deben ser cerradas con una tapa que tendrá un sistema de seguridad con llave o candado y debe tener una forma tal que impida la entrada de agua a través de sus juntas.

5.6.6.6. ESCALERAS

Las escaleras de acceso exterior serán tipo marinera y deben estar provistas de jaula de protección, de manera que permitan el acceso hasta la losa de cubierta del reservorio. La parte superior del reservorio debe contar con un barandado de protección.

Las escaleras de acceso interior en caso que la altura del tanque exceda de 1,2 m, con las protecciones necesarias. Las escaleras en el interior de los tanques, deben tener las siguientes características (ver Figura 5.12):

- Serán verticales y formadas por dos largueros que sustenten los peldaños espaciados 0,30 m como máximo.
- Los largueros se apoyarán en el fondo y se sujetarán a la losa de cubierta junto a una abertura de inspección.
- Serán construidas de material resistente a la corrosión, como el aluminio u otros.

5.6.6.7. PROTECCIÓN CONTRA LA LUZ NATURAL

No será permitida la entrada de luz natural al interior del reservorio de forma permanente a fin de evitar la formación de algas en el interior del mismo.

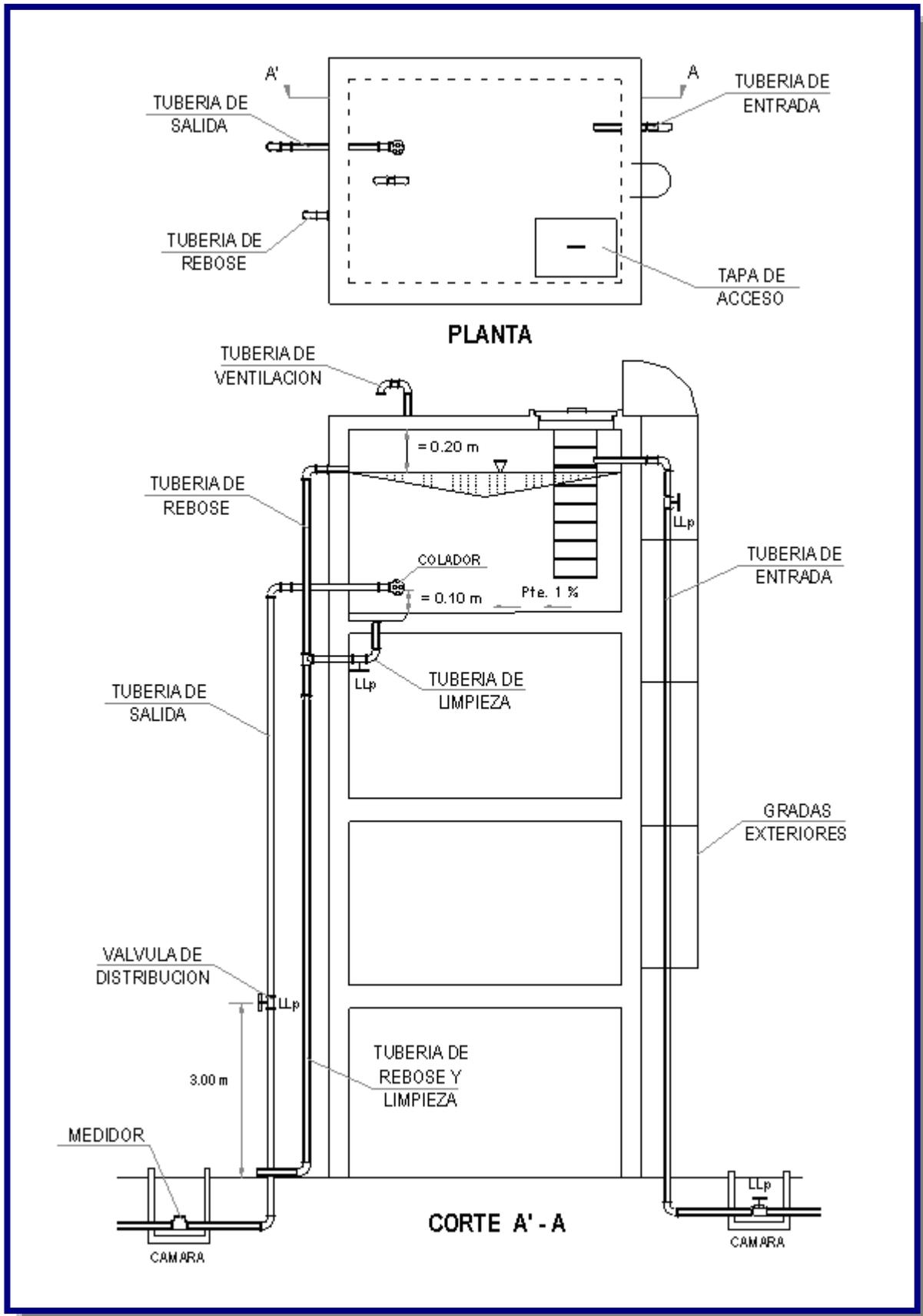
Cuando fuera necesario iluminar el interior de un tanque, la iluminación debe ser hecha mediante luminarias eléctricas, a prueba de agua y humedad, que serán conectadas a través de cables a tomas existentes en la parte exterior del tanque, con interruptor operable del exterior.

5.6.6.8. SEÑALIZACIÓN

En la parte superior del tanque elevado deben ser instaladas luces de señalización de obstáculo elevado, conforme a las reglas del Ministerio de Aeronáutica. En caso necesario se debe considerar también la instalación de pararrayos.

5.6.6.9. CERCO DE PROTECCIÓN

Los reservorios deben estar protegidos mediante un cerco o muro con una altura y resistencia necesarias para evitar el acceso directo de personas no autorizadas o animales.

Figura 5.12: Detalles de tanque de almacenamiento [Ref. 9]

CAPITULO VI

REDES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE



6.1. INTRODUCCIÓN

La red de distribución de agua está constituida por un conjunto de tuberías, accesorios y estructuras que conducen el agua hasta las conexiones domiciliarias o hidrantes públicos. A los usuarios (domésticos, públicos, industriales, comerciales) la red deberá proporcionarles el servicio constante, en las cantidades adecuadas, calidad adecuada y con una presión apropiada.

Ahora bien, el diseño de una red de distribución incluye la determinación de los diámetros de las tuberías, las dimensiones y el emplazamiento de los tanques de regularización y almacenamiento, las características y la ubicación de los dispositivos de bombeo y control de presión. Estos deben seleccionarse de forma que se garanticen las demandas de agua con las presiones mínimas y máximas permisibles, asegurando así que no deterioren la operación de la red. Se considera que su diseño es óptimo cuando se asegura el costo de construcción, operación y mantenimiento de la red. Además de contemplar el costo de tuberías, tanques, bombas, debe considerarse el de la energía eléctrica para su operación.

6.2. PARÁMETROS DE DISEÑO

Para el diseño de redes de distribución de agua potable se tiene que tener en cuenta:

- La concepción básica del sistema de abastecimiento de agua.
- Trabajos topográficos de la localidad y sus áreas de expansión, que incluya:
 - ✓ Perímetro urbano de la ciudad.
 - ✓ Áreas de expansión previstas en el plan regulador.
 - ✓ Áreas cuyo desarrollo es evidente y no están previstas en el plan regulador.

- ✓ Áreas en las que está prohibida la ejecución de obras de abastecimiento (parques urbanos, reservas forestales, etc.).
 - ✓ Vías de ferrocarril y vehiculares existentes y proyectadas.
 - ✓ Cursos de agua con sus obras de canalización previstas y proyectadas.
 - ✓ Puentes, viaductos y otros pasos de cursos de agua, vías públicas y calles.
- Urbanizaciones existentes, tipo de pavimentos existentes y futuros.
 - Relevamiento de las partes del sistema de distribución existente, debidamente localizados en planos topográficos.
 - Información de componentes de sistemas existentes y otros.

6.2.1. ÁREA DEL PROYECTO

El área del proyecto debe comprender la población de proyecto y las áreas industriales y comerciales, presentes y resultantes de la expansión futura.

El área de proyecto debe ser definida mediante la interrelación de caminos, calles, ríos y otros accidentes geográficos y demarcada en planos cuya escala permita mostrar los accidentes geográficos utilizados para la demarcación.

6.2.2. TRAZADO DE LA RED

Preferentemente deben proyectarse redes cerradas cuando las posibilidades técnicas y económicas lo permitan. La forma y longitud de las mismas debe ceñirse a las características topográficas de la localidad, densidad poblacional y ubicación del tanque de almacenamiento. Se debe contemplar el desarrollo de la localidad para prever las futuras ampliaciones.

La red abierta solo debe aplicarse en poblaciones dispersas y/o nucleadas que presentan desarrollo a lo largo de las vías de acceso a la población, donde los tramos de tuberías para cerrar circuitos resulten muy largos o de escasa utilización.

La red mixta debe ser aplicada en poblaciones nucleadas y que además presentan un desarrollo a lo largo de las vías de acceso.

6.2.3. PRESIONES DE SERVICIO

Durante el período de la demanda máxima horaria, la presión dinámica mínima en cualquier punto de la red no debe ser menor a:

- Poblaciones iguales o menores a 2 000 habitantes 5,00 m.c.a.
- Poblaciones entre 2 001 y 10 000 habitantes 10,00 m.c.a.
- Poblaciones mayores a 10 000 habitantes 13,00 m.c.a.

Las presiones arriba mencionadas podrán incrementarse observando disposiciones municipales o locales de políticas de desarrollo urbano y según las características técnicas del sistema de distribución.

En el caso de sistemas con tanques de almacenamiento, las presiones deben estar referidas al nivel de agua considerando el nivel de agua mínimo del tanque de almacenamiento.

Las zonas ubicadas en terrenos altos que requieran mayores presiones deben contar con sistemas separados de presión por medio de bombas y/o tanques elevados.

La presión estática máxima en la red, no debe ser superior a los 70 m.c.a. La presión debe estar referida al nivel máximo de agua. La presión estática aconsejable y permitida en tuberías de distribución será de 50 m.c.a.

Cuando la presión sobrepase los límites establecidos máximos se debe dividir la red en zonas que trabajen con diferentes líneas piezométricas, mediante válvulas reguladoras de presión, cámaras rompe presión y/o la instalación de tanques paralelos.

6.2.4. VELOCIDADES DE DISEÑO

La velocidad mínima en la red de distribución en ningún caso debe ser menor a 0,30 m/s para garantizar la autolimpieza del sistema.

Para poblaciones pequeñas, se aceptarán velocidades menores, solamente en ramales secundarios. La velocidad máxima en la red de distribución no debe ser mayor a 2,00 m/s.

A fin de que no se produzcan pérdidas de carga excesivas, debe aplicarse la fórmula de Mougny para la determinación de velocidades ideales para cada diámetro. Dicha fórmula es aplicable a presiones en la red de distribución de 20 m.c.a. y 50 m.c.a. y está dada por:

$$V = 1.5 * (D + 0.05)^{0.05}$$

Donde:

V = Velocidad en m/s

D = Diámetro de la tubería en m

6.2.5. DIÁMETROS MÍNIMOS

Los diámetros mínimos de las tuberías principales para redes cerradas deben ser:

- En poblaciones menores a 2 000 habitantes 1”
- En poblaciones de 2 001 a 20 000 habitantes 1 1/2”
- En poblaciones mayores a 20 000 habitantes 2”

En redes abiertas, el diámetro mínimo de la tubería principal debe ser de 1”, aceptándose, en poblaciones menores a 2 000 habitantes, un diámetro de 3/4” para ramales.

6.2.6. CAUDALES DE DISEÑO

La red de distribución debe calcularse para el caudal máximo horario o para el caudal máximo diario más la demanda contra incendios, utilizando para el diseño el mayor valor resultante.

Para el cálculo de la red de distribución se debe considerar la zona actual y futura con sus densidades actuales y aquellas consideradas en los planes reguladores urbanos o establecidas por el proyectista sobre la base de información local.

Para la definición de los caudales de distribución se debe tomar en cuenta: los consumidores y los puntos significativos para la lucha contra incendios (en caso necesario).

En áreas con desarrollo no planificado se deben fijar consumos globales a ser atendidos a partir de derivaciones previstas en el sistema de distribución.

La estimación de los consumos debe ser realizada:

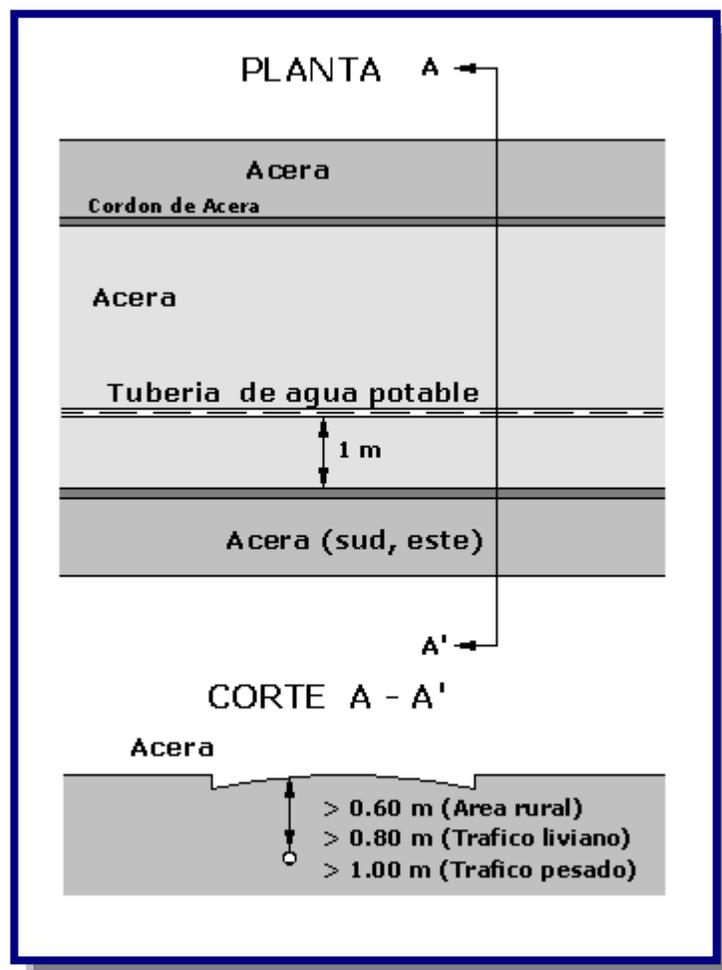
- Mediante el análisis de los datos de medición, en poblaciones con sistema de abastecimiento de agua con consumo medido.
- Mediante datos de poblaciones próximas considerando el grado de semejanza de las condiciones socioeconómicas, en poblaciones que no dispongan de datos de consumo.

6.2.7. UBICACIÓN Y PROFUNDIDAD DE LAS TUBERIAS

La ubicación de las tuberías en poblaciones dispersas no urbanizadas, la red de distribución debe ubicarse, en lo posible, lo más próxima a las viviendas para facilitar la conexión.

Las tuberías en zonas urbanizadas, la red de distribución pueden ubicarse en los costados Sur y Este de las calles a 1,00 m del cordón de la acera o a un tercio de la calzada (ver Figura 6.1).

Figura 6.1: Ubicación y Profundidad de las tuberías [Ref. 9]



Debe colocarse doble tubería en una calle, cuando:

- El ancho de la vía es mayor a 18 m.
- Existe intenso tráfico de vehículos de alto tonelaje.
- El costo de reposición de pavimento de las conexiones domiciliarias fuese más caro que la construcción de red doble.
- La separación entre tuberías de agua potable y alcantarillado debe ser de 1,50 m en planta, debiendo colocarse la tubería de agua potable a 0,30 m como mínimo por encima de la del alcantarillado.

Si es necesaria la instalación de tuberías principales en nuevas vías, la institución responsable debe ser la encargada de posibilitar la apertura de las mismas.

- Las tuberías principales deben formar circuitos cerrados siempre que:
- El área a ser atendida fuera superior a 1 km²
- La distancia media entre dos tuberías dispuestas según un trazado paralelo fuera igual a 250 m.
- La distancia media entre las tuberías que se localizan junto a la periferie del área abastecible y/o el perímetro del área abastecible fuera igual o superior a 150 m.
- Fueran así exigidas por la entidad contratante.
- Se pretenda una mayor seguridad de continuidad en el abastecimiento.
- El caudal máximo previsto para abastecer el área contenida en el circuito cerrado fuese igual o mayor a 25 l/s.

La longitud máxima de las tuberías secundarias debe ser de 300 m cuando son alimentadas por un solo extremo y de 600 m cuando son alimentadas por dos extremos.

Las tuberías secundarias podrán formar una red en malla, mediante la unión de las mismas en los puntos de cruce, o podrán ser independientes entre sí, sin unión en los puntos de cruce, cuando su alimentación fuera prevista a través de ambas extremidades.

La profundidad mínima a la cual debe instalarse la tubería de la red de distribución debe ser 0,80 m medida desde la rasante del terreno hasta la clave de la tubería.

En aquellos casos en que exista o se prevea volumen alto de tráfico o tráfico de vehículos de alto tonelaje, la profundidad mínima deberá ser de 1,00 m desde la clave de la tubería.

Cuando las tuberías pasen por debajo de carreteras o vías férreas o tengan que cruzar ríos o arroyos se deben proyectar estructuras especiales y obras de protección que garanticen la seguridad de la tubería. En área rural la profundidad mínima de la tubería debe ser 0,60 m, medida desde la rasante del terreno hasta la clave de la tubería.

La profundidad a la cual debe instalarse la tubería de la red de distribución debe ser realizada de acuerdo a lo especificado en la Tabla 6.1.

Tabla 6.1: Profundidad y ancho de zanja

Zona	Ancho de Zanja (m) (1)	Ancho de Zanja (m)		Recomendación
		□□:12,7 a 76 mm (2)	□ : 100 a 200 mm (2)	
Calles área rural	0,6	0,4	0,5	En lugares donde la temperatura del ambiente es menor a 5°C debe incrementarse a profundidad según la cota del nivel freático
Áreas de cultivo y calles con tráfico liviano	0,8	0,6	0,7	
Calles con tráfico pesado	1	0,6	0,7	

(1) Profundidad medida desde la clave de la tubería

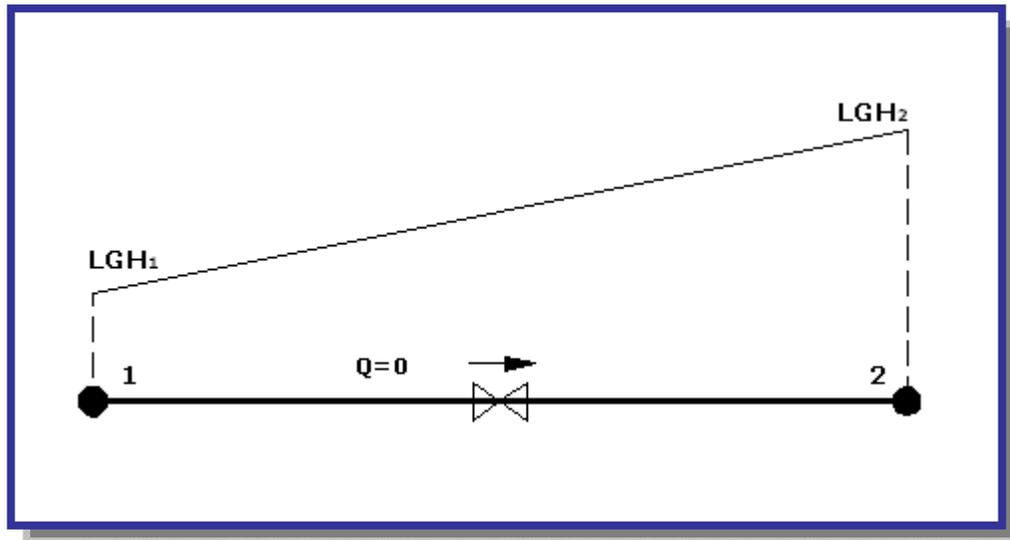
(2) El diámetro de la tubería corresponde a diámetro nominal

Fuente: Norma Boliviana NB-689

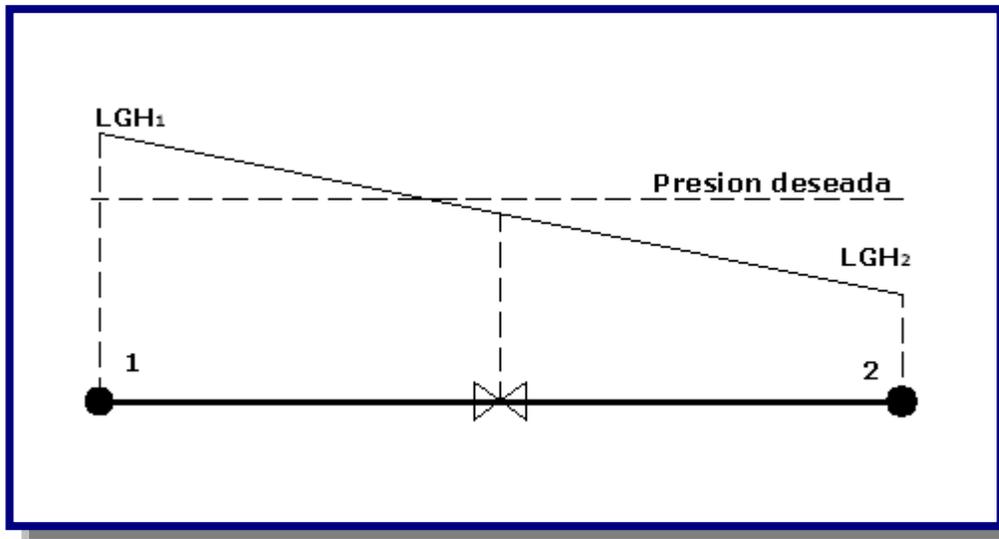
6.2.8 VÁLVULAS REGULADORAS E HIDRANTES

La red de distribución debe estar provista de válvulas destinadas a interrumpir, controlar o regular el flujo de agua en la tubería. Para ello se deben considerar los diferentes tipos de válvulas:

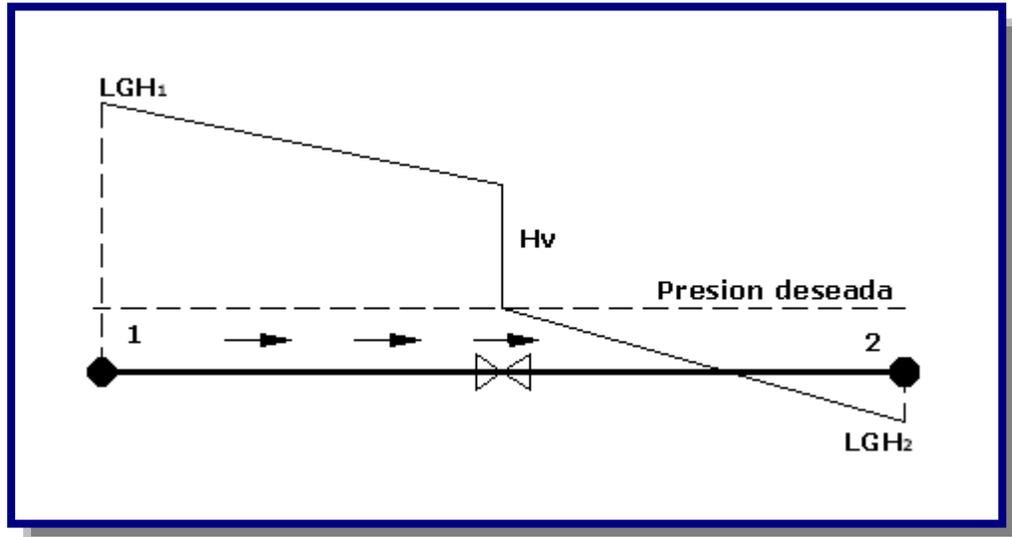
- Si el sentido del flujo es contrario al deseado, la válvula se cierra y no permite que circule caudal por ella (ver Figura 6.2).

Figura 6.2: Caso en que la válvula reductora de presión se cierra [Ref. 16]

- Si el sentido real del flujo es igual al deseado y el valor de la presión de entrada a las válvulas es inferior al de la deseada, la válvula no produce pérdidas y trabaja totalmente abierta (ver Figura 6.3).

Figura 6.3: Caso en que la válvula actúa totalmente abierta [Ref. 16]

- Si el sentido real del flujo es igual al deseado y el valor de la presión de entrada a la válvula es superior al de la deseada la válvula trabaja parcialmente abierta produciendo unas pérdidas de altura tales que la presión inmediatamente aguas debajo de sí misma iguale a la presión deseada (ver Figura 6.4).

Figura 6.4: Caso en que la válvula actúa parcialmente abierta [Ref. 16]

- La distancia x_v a la que se coloca la válvula desde el nodo aguas arriba de la tubería en la que se encuentra localizada (y, por tanto, del nodo aguas abajo) debe tenerse en cuenta debido a que las pérdidas producidas por la válvula varían en función de esta posición. En las Figuras 6.5 y 6.6 se puede ver como las pérdidas de altura causadas por una válvula reductora de presión (H_v) son mayores cuando esta se encuentra en una posición cercana al nodo de agua hacia arriba.

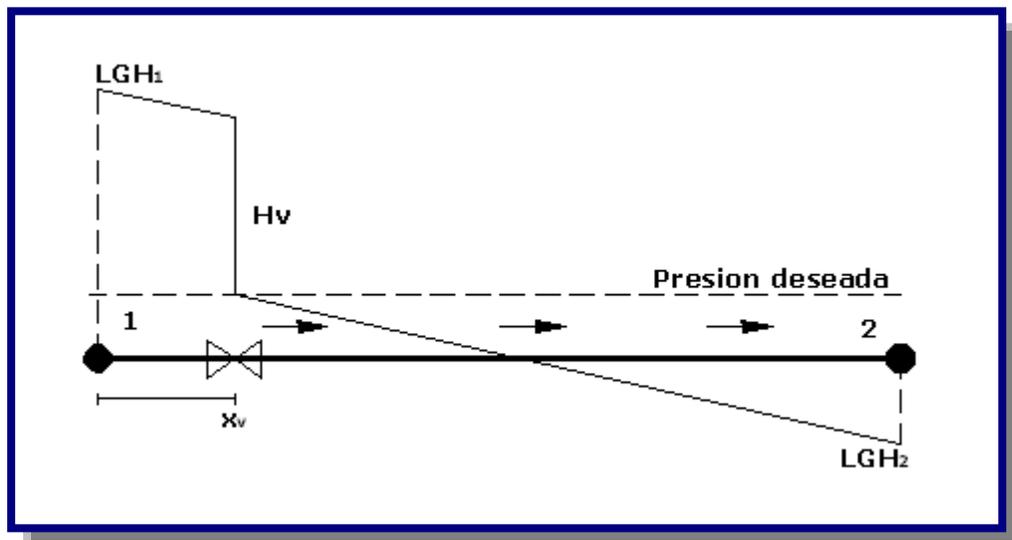
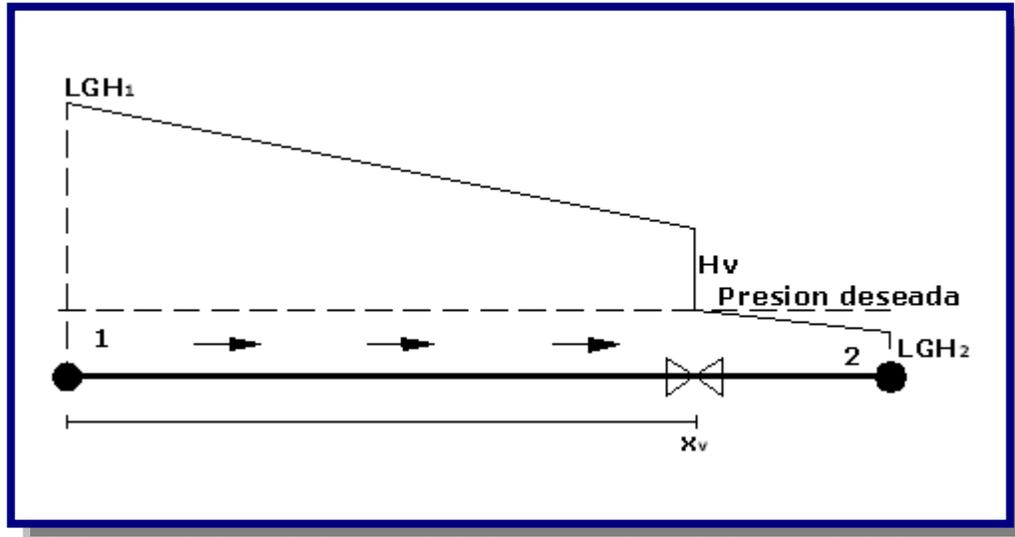
Figura 6.5: Válvula cercana al nodo aguas arriba [Ref. 16]

Figura 6.6: Válvula cercana al nodo aguas abajo [Ref. 16]

Los hidrantes para combatir incendios deben instalarse en tuberías de un diámetro de 75 mm. Deben ubicarse de acuerdo a un estudio específico, con preferencia en lugares próximos a establecimientos públicos e industriales vulnerables a los incendios, a una distancia entre ellos no mayor a 500 m, para poblaciones de 10 000 habitantes a 100 000 habitantes y no mayor a 1 000 m, para poblaciones mayores a 100 000 habitantes.

Deben ubicarse en puntos estratégicos, esquinas o intersección de calles y sobre la acera, acordados con el municipio y el cuerpo de bomberos, y estar provisto de una señalización en la que se incluya el diámetro de la tubería a la cual está conectado el hidrante y la distancia respecto a la señalización. Cada hidrante debe llevar su propia válvula para aislarlo de la red.

6.2.9. PENDIENTES

Con el objeto de permitir la acumulación del aire en los puntos altos y su eliminación por las válvulas ventosa y facilitar el arrastre de sedimentos hacia los puntos bajos para el desagüe de las tuberías, éstas no deben colocarse en forma horizontal.

Las pendientes mínimas deben ser:

- $j = 0,04\%$, cuando el aire circula en el sentido de escurrimiento del agua.
- $j = 0,10\%$ a $0,15\%$, cuando el aire circula en el sentido contrario al escurrimiento del agua.

En este último caso la pendiente de la tubería no debe ser menor que la pendiente de la línea piezométrica de ese tramo.

6.3. TIPOS DE REDES

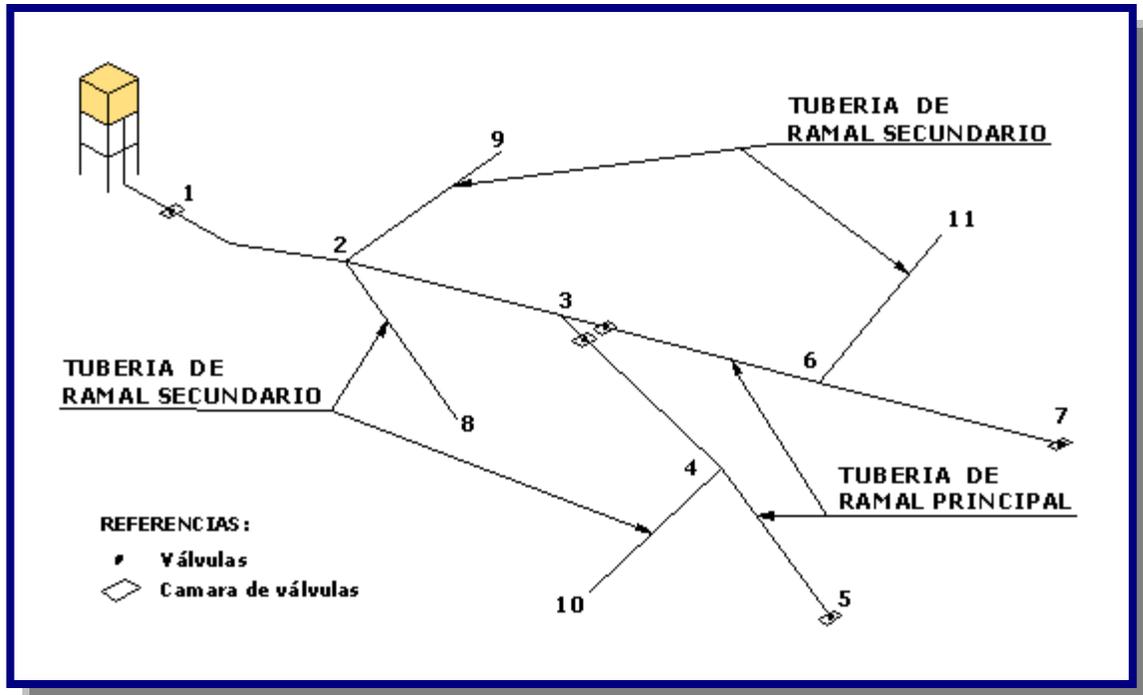
Básicamente existen tres tipos de tipos de redes de agua potable:

- Red abierta o ramificada
- Red cerrada o anillada
- Red mixta o combinada

6.4. RED ABIERTA O RAMIFICADA

La red abierta esta constituida por tuberías que tienen la forma ramificada a partir de una línea principal; puede emplearse en poblaciones semidispersas y dispersas o cuando por razones topográficas o de conformación de la población no es posible un sistema cerrado (ver Figura 6.7).

Figura 6.7: Esquema de una red abierta o ramificada [Ref. 8]



6.4.1. DETERMINACIÓN DE CAUDALES EN REDES ABIERTAS

Para la determinación de caudales en redes abiertas debe considerarse el número de conexiones.

Para redes con más de 30 conexiones debe aplicarse los siguientes métodos.

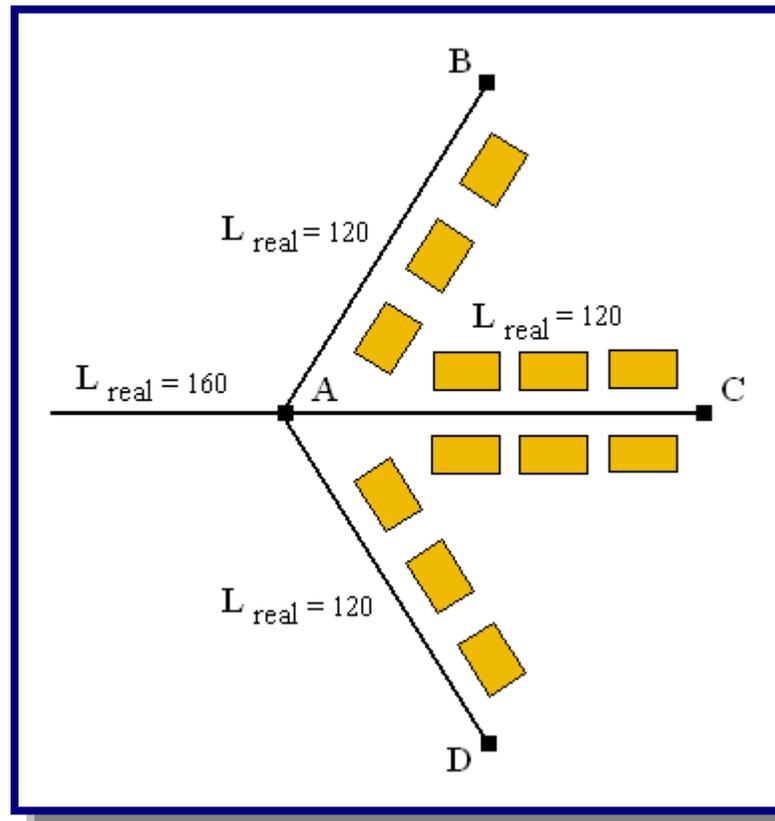
6.4.1.1. MÉTODO DE LONGITUD UNITARIA

Los pasos generales para el método de longitud unitaria son los siguientes:

- Inicialmente se identifican las distintas zonas de distribución en función de su actividad, es, residencial, comercial e industrial.
- Realizar un trazo preliminar de la red, partiendo del conducto primario para de este sacar las distintas ramificaciones necesarias para llevar el agua a los distintos puntos o zonas de distribución. Se anotan las longitudes de cada tramo.
- Calcular el caudal unitario por metro lineal de tubo, dividiendo el caudal máximo horario entre la sumatoria de longitudes virtuales de la red.

La longitud virtual es un concepto que se utiliza para determinar el caudal que circulará por cada tramo de tubo, a este se le denomina caudal propio (ver Figura 6.8).

Figura 6.8: Esquema de longitud virtual [Ref. 9]



De la Figura 6.8 se deduce que el tramo A-B abastece por un solo lado, mientras que el tramo A-C que abastece por los dos lados deberá conducir más caudal. Si se tratara de una zona con la población uniformemente distribuida el tramo A-C conducirá el doble de caudal que el tramo A-B. Relacionado caudales con longitudes, parecería que el tramo A-C mide el doble de la longitud que el tramo A-B, pero en realidad esto no es cierto, por lo tanto se considera que su longitud virtual es de 240 y su longitud real de 120. El tramo A-B tiene una longitud virtual igual a su longitud real de 120. De la Figura 6.8 podemos concluir lo siguiente:

- ✓ Para las líneas de alimentación la longitud virtual es 0.

$$L_{virtual} = 0$$

- ✓ Para tubos que abastecen a predios localizados de un solo lado.

$$L_{virtual} = L_{real}$$

- ✓ Para tubos que abastecen a predios localizados de ambos lados. (para una población uniformemente distribuida)

$$L_{virtual} = 2 * L_{real}$$

Al realizar la sumatoria de las longitudes virtuales de toda la red, se puede calcular el caudal unitario por metro de tubería Q_u , usando la siguiente expresión:

$$Q_u = \frac{Q_{max_h}}{\sum_i^j L_{virtual}}$$

Donde:

Q_u = Caudal unitario por metro lineal de tubería en l/s-m

Q_{max_h} = Caudal máximo horario en l/s

$\Sigma L_{virtual}$ = Sumatoria de las longitudes virtuales de cada tramo de la red en m

- Numerar los nodos existentes de la red
- Calcular el caudal propio de cada tramo de la red, multiplicando el coeficiente de gasto q por la longitud virtual del tramo de tubo.

$$Q_{\text{tramo } i} = Q_u * L_{\text{virtual}}$$

Donde:

$Q_{\text{tramo } i}$ = Caudal en el tramo “i” en l/s

Q_u = Caudal unitario por metro lineal de tubería en l/s-m

L_{virtual} = Longitud virtual del tramo “i” en m

- Partiendo del tramo más distante hasta el más cercano al depósito de regularización se hace la sumatoria de los caudales acumulados, tomando en cuenta los caudales de los tramos secundarios.
- Determinar el diámetro de cada tramo, en base al caudal acumulado que debe conducir, considerándolo en el extremo o nudo Terminal.
- Se procede al diseño de la red.

6.4.1.2 MÉTODO DE LA REPARTICIÓN MEDIA

El caudal por nudo debe determinarse utilizando los caudales de los tramos adyacentes. El caudal de tramos adyacentes debe determinarse con el caudal por tramo, repartiéndolos en partes iguales a los nudos de sus extremos. El caudal en cada tramo debe determinarse por el método de la longitud unitaria.

6.4.1.3. MÉTODO DE SIMULTANEIDAD Y NÚMERO DE GRIFOS

Para redes con menos de 30 conexiones debe determinarse el caudal por ramal, utilizando el método probabilístico o de simultaneidad, basado en el coeficiente de simultaneidad y el número de grifos.

El caudal por ramal es:

$$Q_{\text{ramal}} = K * \sum Q_g$$

Donde:

Q_{ramal} = Caudal de cada ramal en l/s

K = Coeficiente de simultaneidad

$$K \geq 0,20 \text{ (ver Tabla 6.2)} \quad K = \frac{1}{\sqrt{(x-1)}}$$

x = Número total de grifos en el área que abastece cada ramal
 $x \geq 2$

Q_g = Caudal por grifo en l/s
 $Q_g \geq 0,10$

Tabla 6.2: Valores del coeficiente K de simultaneidad

N° de grifos	K	N° de grifos	K
2	1,00	17	0,25
3	0,71	18	0,4
4	0,58	19	0,4
5	0,50	20	0,3
6	0,45	21	0,2
7	0,41	22	0,2
8	0,38	23	0,1
9	0,35	24	0,1
10	0,33	25	0,2
11	0,32	26	0,2
12	0,30	27	0,2
13	0,29	28	0,2
14	0,28	29	0,2
15	0,27	30	0,2
16	0,26	-	-

Fuente: Norma Boliviana NB 689

6.4.2. DISEÑO HIDRÁULICO

En el diseño hidráulico de las tuberías de redes abiertas deben considerarse los siguientes aspectos:

- La distribución del caudal es uniforme a lo largo de la longitud de cada tramo.
- La pérdida de carga en el ramal debe ser determinada para el caudal del tramo.
- Los caudales puntuales (escuelas, hospitales, etc.) deben ser considerados como un nudo.
- Para el cálculo de ramales debe considerarse un caudal mínimo de 0,10 l/s.

El diseño hidráulico de la red abierta, puede ser realizado por una de las siguientes fórmulas:

Flamant, Darcy-Weisbach, Hazen-Williams u otros justificados técnicamente (ver Capítulo IV).

6.5. RED CERRADA O ANILLADA

Son también conocidas como sistemas de circuitos cerrados. Su característica primordial es tener algún tipo de de circuito cerrado (*loop*, en inglés) en le sistema. El objeto es tener un sistema redundante de tuberías: cualquier zona dentro del área cubierta por el sistema puede ser alcanzada simultáneamente por mas de una tubería, aumentando así la confiabilidad del abastecimiento. Este tipo de de red que usualmente conforma el sistema de distribución de Agua potable de una zona urbana o rural.

En la Figura 6.9 se muestra según la norma Colombiana, que con esta disposición de válvulas y tuberías se pueden aislar algunas tuberías secundarias sin interrumpir el servicio en el resto de la zona. Este esquema original adoptado en muchas ciudades de Bolivia y zonas de Cochabamba.

Figura 6.9: Esquema de una red cerrada con tuberías secundarias interconectadas [Ref. 16]

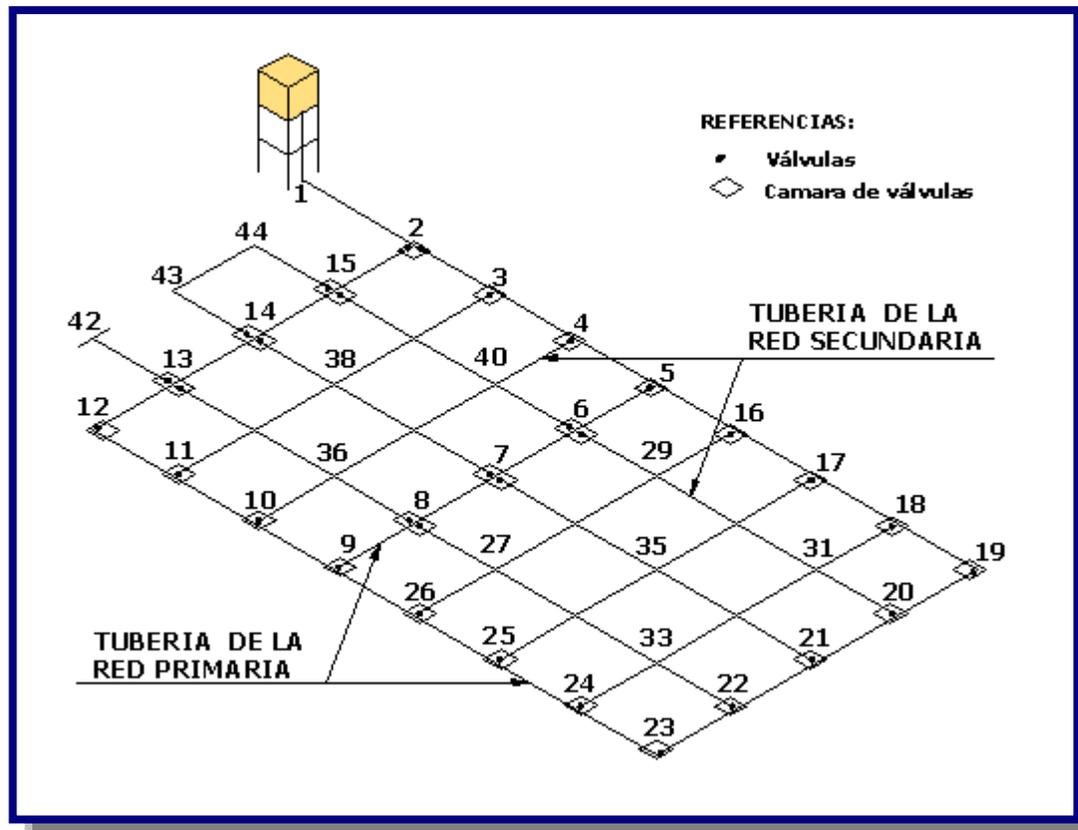
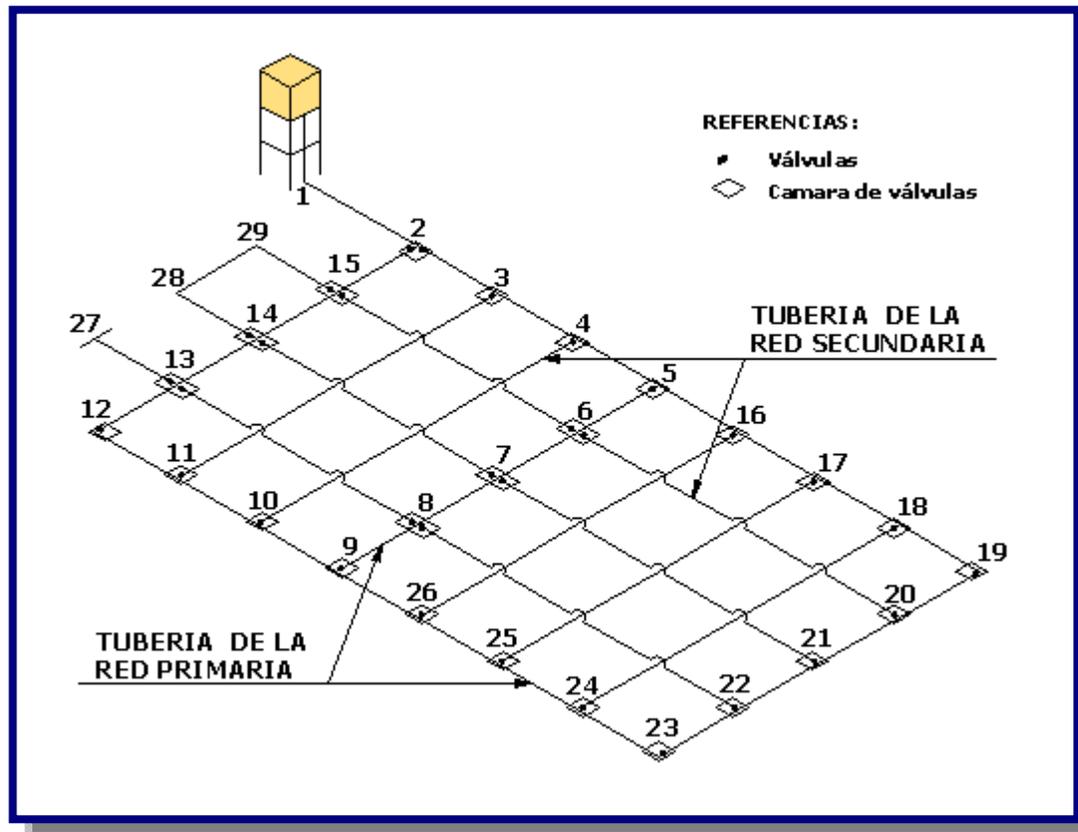


Figura 6.10: Esquema de una red cerrada con tuberías secundarias sin conexión [Ref. 16]

En la Figura 6.9 se muestra una red de distribución de acuerdo a la norma brasileña. El sistema está compuesto por tuberías de relleno sin interconexión, lo cual determina una gran economía en accesorios, y algunas tuberías secundarias sin conexión en el sistema de la red cerrada.

En general, las redes matrices son redes abiertas mientras que las redes secundarias son redes cerradas en el sentido de que están conformadas por circuitos. Sin embargo, puede haber casos en que las redes matrices contengan circuitos y que parcialmente las redes de distribución sean abiertas. Pero la tradición en ingeniería hidráulica y sanitaria ha sido conformar las redes menores siguiendo el trazado de las manzanas de las ciudades, constituyendo así redes con circuitos y aumentando la confiabilidad del suministro ya que el agua pueda llegar a un sitio por diferentes caminos.

La necesidad de tener esa confiabilidad implicó que las redes de distribución se desarrollan con ciertas características topológicas que hicieron necesario el desarrollo de métodos especiales de cálculo, diferentes a los utilizados para otros tipos de sistemas de tuberías.

Este desarrollo cubrió un período de 70 años aproximadamente, desde la década de 1920, cuando se desarrollaron algoritmos para solucionar redes conformadas únicamente por circuitos, hasta la década de 1990, cuando se logro establecer un método que permite analizar cualquier sistema de tuberías, con cualquier fluido incompresible.

6.5.1 DETERMINACIÓN DE CAUDALES EN REDES CERRADAS

En redes cerradas la determinación de caudales en los nudos de la red principal se realizará por uno de los siguientes métodos:

6.5.1.1 MÉTODO DE ÁREA UNITARIA

- Cuando se trata de un sistema de distribución en anillada para determinar los caudales se puede mecanizarse en los siguientes pasos:
- Contar con un plano topográfico, escala 1:2000 con curvas de nivel equidistantes a 0.50 m o por lo menos con las cotas de cada intersección de las calles presentes y futuras.
- Basado en la topografía seleccionar la posible localización del tanque de regularización, en caso de áreas muy grandes se puede contemplar la posibilidad de dividir esta en subáreas con sistemas de distribución separados.
- Contar con un trazo tentativo de la red de distribución en malla mostrando las líneas de alimentación.
- Calcular el caudal unitario de cada nudo de la red, dividiendo el caudal máximo horario con el área total de influencia de la zona a proyectar de la red de distribución.

$$Q_u = \frac{Q_{\max-h}}{A_{\text{total}}}$$

Q_u = Caudal unitario en l/s-ha

Q_{\max_h} = Caudal máximo horario en l/s

A_{total} = Área total de influencia del proyecto en ha

- Numerar los nudos existentes en la red de distribución.

- Determinar las áreas de influencia de cada nudo de la red, trazando mediatrices en los tramos, formándose figuras geométricas alrededor del nudo y estas se multiplican por el caudal unitario, así obteniendo el caudal de demanda en cada nudo de la red de distribución (ver Figura 6.11).

El caudal en el nudo es:

$$Q_{\text{nudo } i} = Q_u * A_i$$

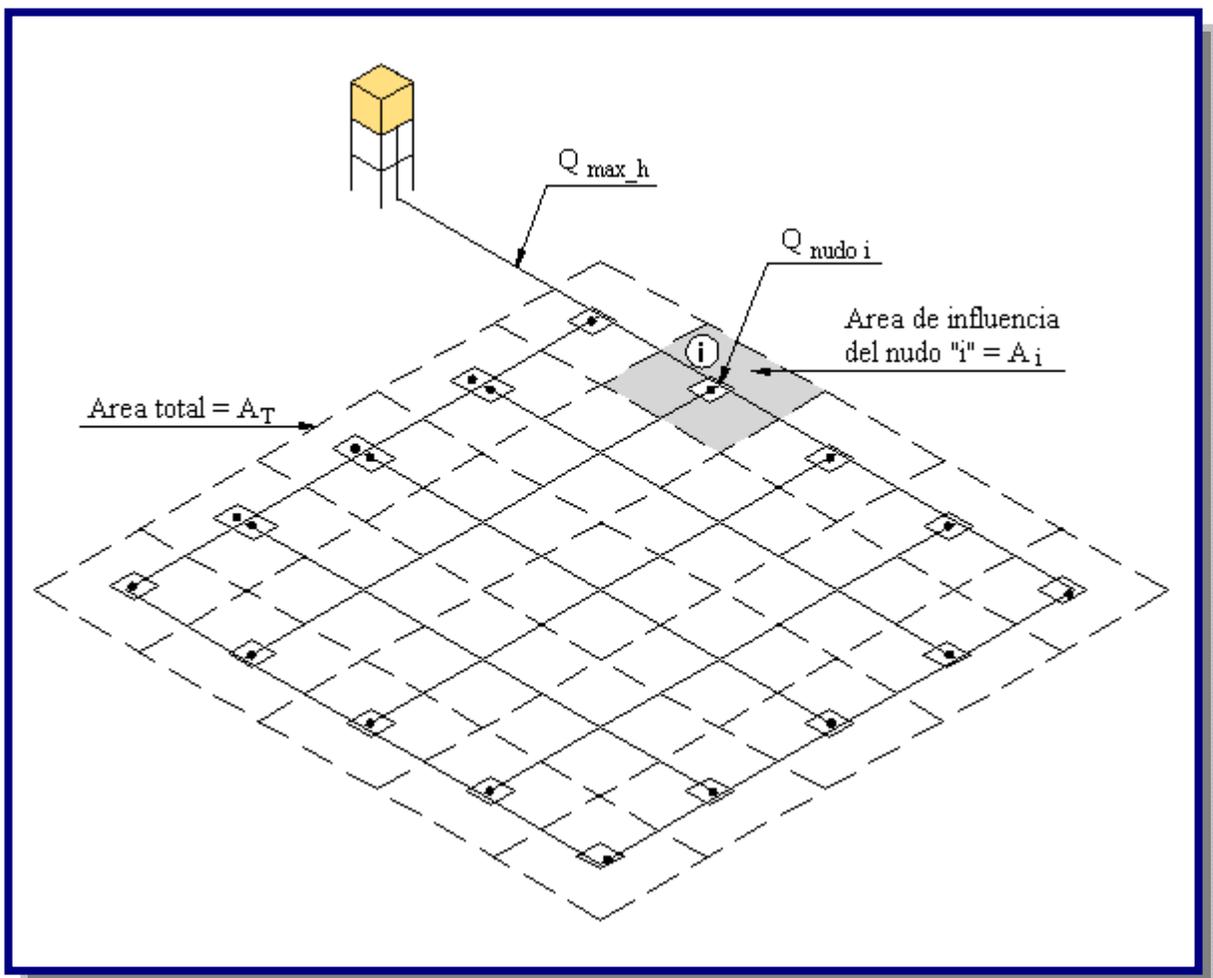
Donde:

$Q_{\text{nudo } i}$ = Caudal en el nudo "i" en l/s

Q_u = Caudal unitario superficial en l/s-ha

A_i = Área de influencia del nudo "i" en ha (ver Figura 6.11)

Figura 6.11: Esquema de una red cerrada por el método de área unitaria [Ref. 9]



6.5.1.2. MÉTODO DE DENSIDAD POBLACIONAL

El caudal en el nudo es:

$$Q_i = Q_p * P_i$$

Donde:

Q_i = Caudal en el nudo “i” en l/s

Q_p = Caudal unitario poblacional en l/s-hab

$$Q_p = \frac{Q_t}{P_t}$$

Q_t = Caudal máximo horario en l/s

P_t = Población total del proyecto en hab

P_i = Población de área de influencia del nudo “i” en hab

6.5.1.3 MÉTODO DEL NÚMERO DE FAMILIAS

El caudal en el nudo es:

$$Q_n = Q_u * P_{fn}$$

Donde:

Q_n = Caudal en el nudo “n” en l/s

Q_u = Caudal unitario en l/s-familia

$$Q_u = \frac{Q_t}{N_f}$$

Q_t = Caudal máximo horario en l/s

N_f = Número total de familias

N_{fn} = Número de familias en el área de influencia del nudo “n”.

6.5.2. DISEÑO HIDRÁULICO DE REDES CERRADAS

Para el diseño hidráulico de las tuberías de redes cerradas se deben considerar los siguientes aspectos:

- El caudal total que llega al nudo debe ser igual al caudal que sale del mismo.
- La pérdida de carga entre dos puntos por cualquier camino es siempre la misma.

En las redes cerradas se podrán considerar los siguientes errores máximos:

- 0,10 m.c.a. de pérdida de presión como máximo en cada malla y/o simultáneamente debe cumplirse en todas las mallas.
- 0,10 l/s como máximo en cada malla y/o simultáneamente en todas las mallas. Las redes cerradas no deben tener anillos mayores a 1 km por lado.
- Preferentemente las pérdidas de carga en tuberías principales y secundarias deben estará rededor de 10 m/km.

Para el análisis hidráulico de una red de distribución cerrada puede utilizarse el siguiente método:

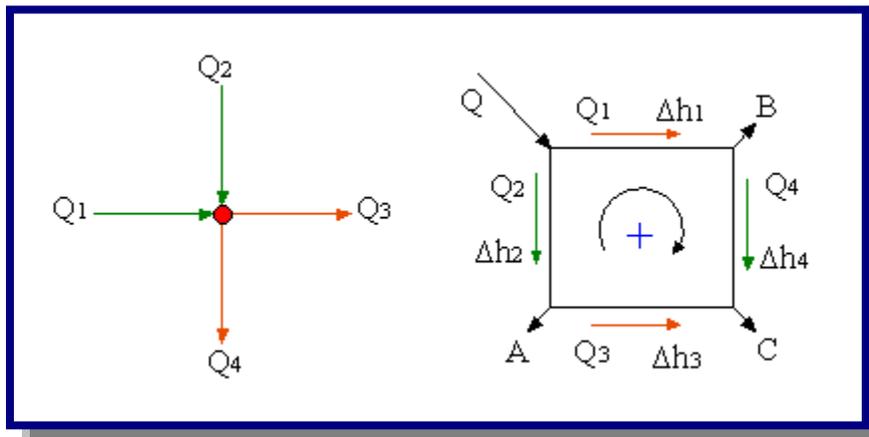
- Método de Hardy Cross.

6.5.2.1. MÉTODO DE HARDY - CROSS

Es un método de aproximaciones sucesivas por el cual se realizan correcciones sistemáticas a los caudales originalmente asumidos (caudales de tránsito por las tuberías) hasta que la red se encuentre balanceada.

En un nudo cualquiera de una red cerrada, la sumatoria de caudales que entran (afuentes +) a un nudo es igual a la suma de caudales que salen (efluentes -) del nudo, también la suma de perdidas a través de una red cerrada es igual a cero (ver Figura 6.12).

Figura 6.12: Esquema de la ley de continuidad de la masa en los nudos [Ref. 9]



Donde:

$$\sum Q = 0 \Rightarrow Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 = 0$$

$$\sum \Delta h = 0 \Rightarrow \Delta h_1 + \Delta h_2 - \Delta h_3 - \Delta h_4 = 0$$

Cuando se emplee la fórmula de Hazen-Williams para el cálculo de pérdidas de carga en las tuberías, el factor de corrección del caudal para cada malla está dado por:

$$\Delta h = r * Q^n$$

$$\Delta h = J * L = \frac{1}{(0.2785 * C)^{1.85}} * \frac{L}{D^{4.87}} * Q^{1.85}$$

$$r = \frac{1}{(0.2785 * C)^{1.85}} * \frac{L}{D^{4.87}}$$

Donde:

r = Coeficiente de resistencia, cuyo valor depende del tipo de ecuación empleada para el cálculo.

n = Exponente del caudal, que depende la ecuación de resistencia empleada

n = 1.851, según la ecuación de Hazen & Williams.

n = 2.0, según la ecuación de Darcy & Weisbach.

ΔQ = Variación de caudal en m³/s

Δh = Pérdida de carga en m/m

L = Longitud de la tubería en m

Q = Caudal que pasa por la tubería en m³/s

C = Coeficiente de rugosidad de la tubería de Hazen-Williams

D = Diámetro de la tubería en m

El Método de Hardy Cross corrige sucesivamente, iteración tras iteración, los caudales en los tramos, con la siguiente ecuación general:

$$\Delta Q = - \frac{\sum \Delta h}{n \sum \frac{\Delta h}{Q}}$$

6.5.3. MODELOS COMPUTACIONALES

Con base en métodos reportados por la literatura técnica y la facilidad de uso, la historia de los métodos de análisis de redes de distribución de agua potable ha sido dividida en tres períodos (ver Tabla 6.3):

Tabla 6.3: Cronología de los métodos para el análisis de redes de distribución de agua potable

Período	Año	Inventor(es)/autor(es)	Método/aplicaciones
Período I	1845	Darcy y Weisbach	Fórmula para la pérdida de altura en un flujo a través de una tubería simple.
	1892	Freeman	Solución gráfica.
	1905	Hazen y Williams	Fórmula para la pérdida de altura en el flujo a través de una tubería simple y un método de tubería equivalente.
Período II	1934	Camp y Hazen	Análisis de una red eléctrica.
	1936	Cross*	Técnica de relajación.
	1956	MCLLROY	Análisis de de fluido Mellroy.
	1957	HOAG y Weinberg.	Adaptación del método de Hardy Cross para computadores digitales.
Período III	1963	Martin y Peters*	Método del nodo simultáneo.
	1968	Shamir y Howard	Expansión del método del nodo simultáneo.
	1970	EPP y Fowler	Método del circuito simultáneo.
	1977	Jeppson	Programa comercial para el análisis de redes con base en el método del circuito simultáneo.
	1972	Wood y Charles	Teoría lineal.
	1980	Wood*	-KYPIPE, Programa comercial para el análisis de redes.
	1987	Todini y Pilati*	Método del radiente.
	1994	Rossman	-EPANET, Programa comercial para el análisis de redes.

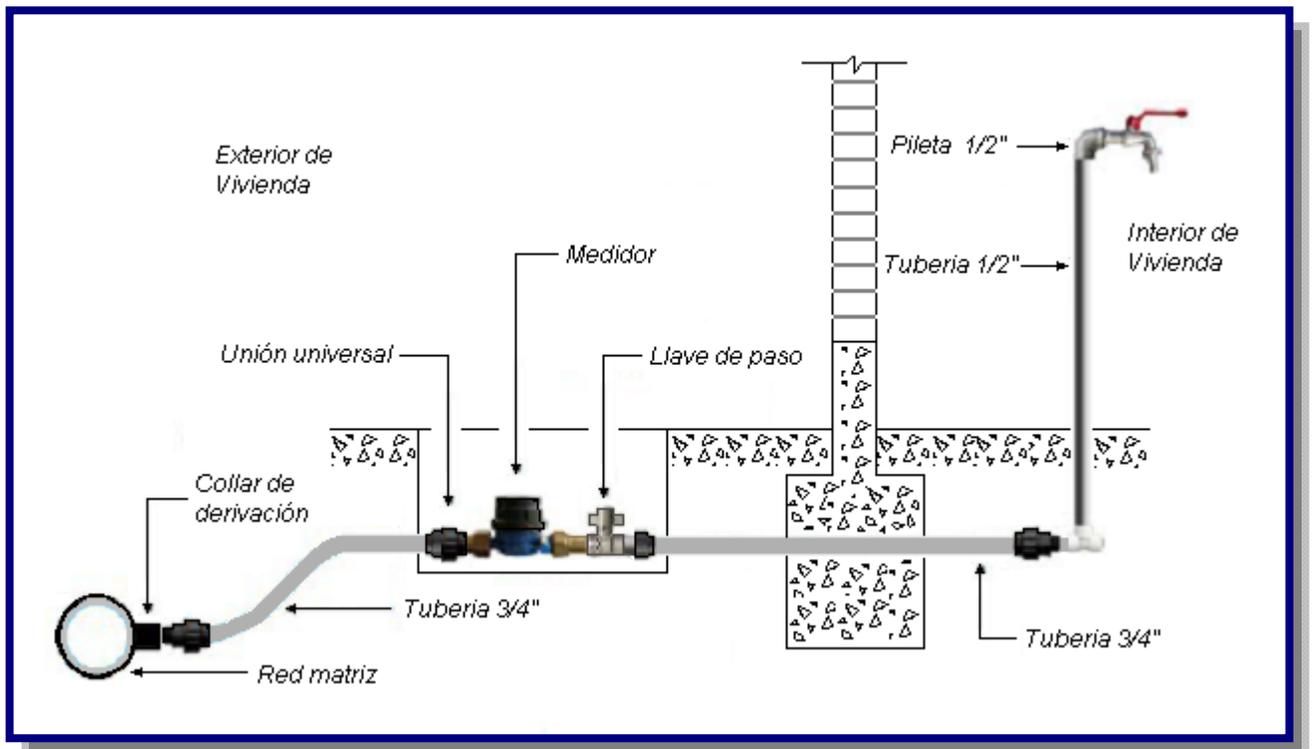
Fuente: Hidráulica de Tuberías, Saldarriaga Juan

6.6. CONEXIONES DOMICILIARIAS

Los componentes mínimos para una conexión domiciliaria son:

- Sistema de conexión a la tubería de distribución.
- Tubería de conexión.
- Válvula de cierre antes y después del medidor.
- Medidor de caudales.
- Accesorios y piezas de unión que posibiliten y faciliten su instalación.
- Caja de protección del sistema de medición y control con su cierre correspondiente (ver Figura 6.13).

Figura 6.13: Conexión domiciliaria tipo [Ref. 21]



Conexiones domiciliarias se realizarán en diámetros de $\frac{1}{2}$ " o $\frac{3}{4}$ " para usuarios domésticos. Para usuarios con propósitos comerciales, industriales, sociales (escuelas) y oficiales (cuarteles) deberán adoptarse diámetros mayores en conformidad al caudal requerido.

6.6.1 MEDIDORES DE AGUA POTABLE

Pueden ser de dos tipos:

- Medidores domiciliarios o micromedidores: cuando se emplean para medir el caudal empleado por la conexión de algún suscriptor o abonado (ver Figura 6.14)
- Medidores de alto caudal o macromedidores: empleados para medir los caudales que se producen en los sistemas de bombeo, plantas de tratamiento, tanques de almacenamiento o circuitos hidráulicos en las redes de distribución.

Todo diseño de proyecto, debe en lo posible (técnica y económicamente), prever la instalación de micromedidores para el control del consumo del agua.

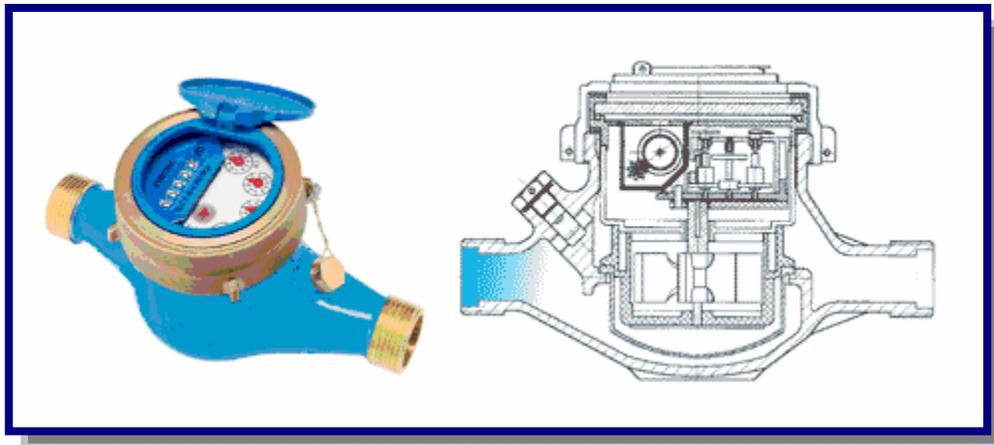
Los micromedidores preferentemente deberán estar instalados fuera de la propiedad privada y protegidos mediante una caja metálica o de hormigón.

Los macromedidores deben considerarse en poblaciones mayores a 2.000 habitantes a fin de disponer de datos de control para evaluar consumos y pérdidas en la red.

Los tipos de macromedidores a emplearse para poblaciones menores a 10.000 habitantes podrán ser:

- Convencionales, con sistema de relojería plástica o de aluminio.
- Diferenciales, con sistema de medición a través de un micromedidor en paralelo a una tubería Venturi calibrada.

Figura 6.14: Micromedidor domiciliario [Ref. 22]



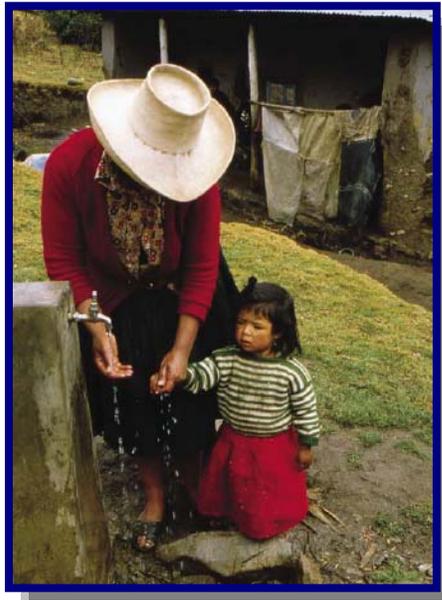
6.6.2. PILETAS PÚBLICAS

Las piletas públicas deben ser proyectadas solamente en caso de que el caudal de la fuente es insuficiente o en caso de que la dispersión de la comunidad no obligue por razones económicas (ver Figura 6.15).

Las piletas públicas deben estar ubicadas lo más cerca al mayor número posible de viviendas. Deben ser fácilmente accesibles a los usuarios y estar protegidas del tráfico vehicular. La distancia a la vivienda más lejana no debe exceder los 200 m.

Las piletas públicas deben estar ubicadas lo más cerca al mayor número posible de viviendas. Deben ser fácilmente accesibles a los usuarios y estar protegidas del tráfico vehicular. La distancia a la vivienda más lejana no debe exceder los 200 m.

Figura 6.15: Pileta pública [Ref. 20]



6.6.3 CAUDAL EN PILETAS PÚBLICAS

En el caso de piletas públicas el caudal debe ser calculado con la siguiente expresión:

$$Q_{pp} = N * \frac{D_c}{24} * C_p * F_u * \frac{1}{E_F}$$

Donde:

Q_{pp} = Caudal máximo probable por pileta pública en l/h

N = Población a servir por pileta. Un grifo debe abastecer a un número máximo de 5 familias (25 personas).

Considerando que una pileta puede estar constituida por dos grifos $N = 50$ personas.

D_c = Dotación promedio por habitante en l/hab-día

C_p = Porcentaje de pérdidas por desperdicio. Estas pérdidas son generadas por los usuarios durante los procesos de recolección de agua (manipuleo de recipientes, llenado de los mismos, etc). El coeficiente C_p varía entre 1,10 y 1,40.

E_f = Eficiencia del sistema considerando la calidad de los materiales y accesorios. E_f varía entre 0,7 y 0,9

F_u = Factor de uso, definido como $F_u = 24/t$. Depende de las costumbres locales, horas de trabajo, condiciones climatológicas, etc. Se valúa en función al tiempo real de horas de servicio (t) y puede variar entre 2 a 12 horas.

En ningún caso, el caudal por pileta pública y conexión domiciliaria debe ser menor a 0,10 l/s.

6.7. FORMAS DE DISTRIBUCIÓN

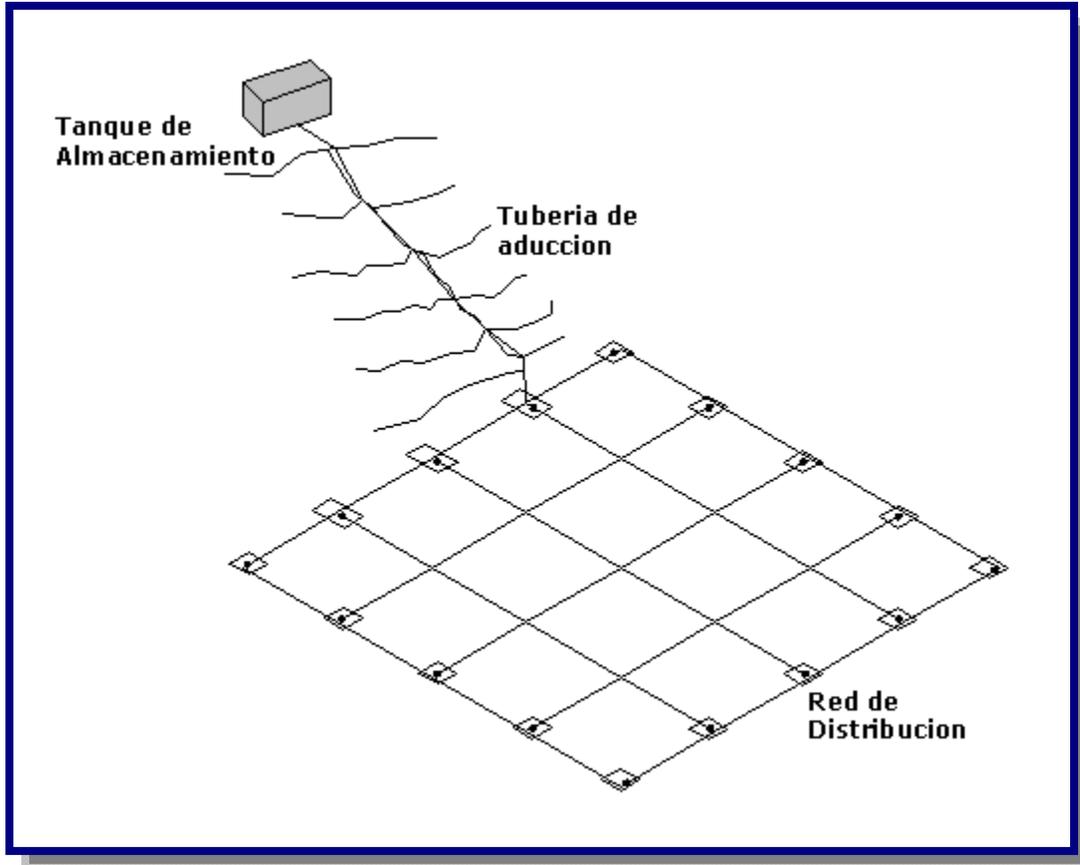
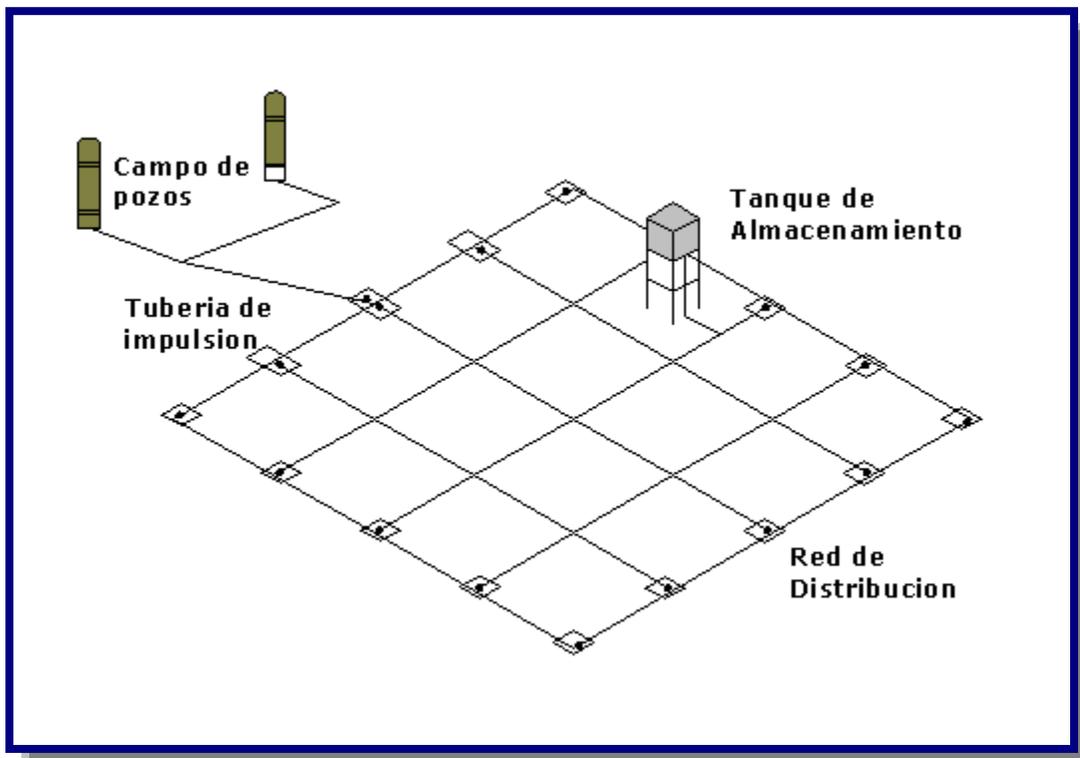
De acuerdo a condiciones topográficas, la ubicación de la fuente respecto a la red y al tanque de almacenamiento, motivara diversas formas de suministro de agua a la red de agua potable.

6.7.1. DISTRIBUCIÓN POR GRAVEDAD

La distribución por gravedad se aplica cuando la obra de captación y/o tanque de almacenamiento se encuentra en un nivel superior a la red de distribución y se garantice presión suficiente en toda la red (ver Figura 6.16).

6.7.2 DISTRIBUCIÓN POR BOMBEO DIRECTO A LA RED

La distribución por bombeo puede aplicarse cuando la ubicación de la obra de captación o tanque de almacenamiento no garantiza presión suficiente en toda la red, por lo que es necesario utilizar dispositivos y equipos que impulsen el agua a través de la red (ver Figura 6.17).

Figura 6.16: Distribución por gravedad [Ref. 23]**Figura 6.17:** Distribución por bombeo [Ref. 23]

CAPITULO V II

MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN



7.1. VÁLVULAS

Una válvula se puede definir como un aparato mecánico con el cual se puede iniciar, detener o regular la circulación (paso) de fluidos mediante una pieza movable que abre, cierra u obstruye en forma parcial uno o más orificios o conductos.

Las válvulas serán utilizadas en obras de toma, aducción, tuberías de succión e impulsión y en redes de distribución

Debido a su diseño y materiales, las válvulas pueden abrir y cerrar, conectar y desconectar, regular, modular o aislar una enorme serie de fluidos dentro de una conducción a presión.

El tipo de válvula dependerá de la función que debe efectuar dicha válvula:

- De cierre (bloqueo)
- De estrangulación
- Para impedir el flujo inverso (de retención)
- Regulación

Lo anterior se debe determinar según las necesidades de la unidad y del sistema para el cual se destina la válvula.

Dado que hay diversos tipos de válvulas disponibles para cada función, también es necesario determinar las condiciones del servicio en que se emplearán las válvulas.

7.1.1. VÁLVULA DE COMPUERTA

Este tipo de válvula se emplea o utiliza totalmente cerrada o abierta (al 100%), debido a que las mismas no se prestan a un control preciso ni servicio de estrangulación del flujo en las tuberías.

Esto motivado a que la compuerta y el asiento se erosionan con rapidez en cualquier posición que no sea la apertura o cierre totales (ver Figura 7.1).

Se caracterizan por su cierre hermético, bajo costo, diseño y funcionamiento sencillo y poca resistencia a la circulación, tienen poco avance en sentido longitudinal. Entre las desventajas se encuentran: Control deficiente de la circulación, se requiere mucha fuerza para accionarla, produce cavitación con baja caída de presión, debe estar cubierta o cerrada por completo, la posición para estrangulación producirá erosión del asiento y del disco.

Al operar estas válvulas, no se deben cerrar nunca a la fuerza con una llave o una palanca, abrirlas con lentitud para evitar el choque hidráulico en la tubería y cerrarlas con lentitud para ayudar a descargar los sedimentos y mugre atrapados y no queden en el asiento del disco.

La válvula compuerta está fabricada en los siguientes tipos de materiales: bronce y hierro fundido.

Figura 7.1: Válvula de compuerta [Ref. 22]



7.1.2. VÁLVULA MARIPOSA

Las válvulas de mariposa sirven para aplicaciones de baja presión. Se caracterizan por ser de operación rápida, ya que solo requieren un cuarto de vuelta para pasar de la posición de cerrado a la posición de abierto, teniendo además una pequeña caída de presión dado a que no alteran la dirección del flujo (ver Figura 7.2).

Se suele emplearse en todos los servicios con agua, exceptuando aquellos en los que se aquellos en los que sea un estrangulamiento extremo, dado a que el desgaste excesivo del forro interior acorta la vida de la válvula, este forro suele ser un elastómero. Tienen la ventaja de poseer muy poco avance en el sentido del flujo con relación a su diámetro, lo que las hace muy útiles en lugares de poco espacio, como ocurre en las estaciones de bombeo y cabezales de riego, permiten manipulaciones constantes con mínimo desgaste, permiten utilizarla como reguladoras de flujo, ligera de peso, compacta, bajo costo, requiere poco mantenimiento, numero mínimo de piezas móviles, no tiene bolas o cavidades, se limpia por si sola. Entre sus desventajas tenemos: alta torsión para accionarla, capacidad limitada para caída de presión, propensa a la cavitación

La válvula mariposa esta fabricado en los siguientes tipos de materiales: bronce y hierro fundido.

Figura 7.2: Válvula Mariposa [Ref. 22]



7.1.3. VÁLVULA DE ESFERA O BOLA

El mecanismo de cierre de las válvulas de bola es una esfera perforada con el diámetro igual al del conducto, la apertura se produce por un giro de 90° para orientar el orificio en el sentido del conducto y el cierre girando el orificio en sentido perpendicular. La manivela indica el estado de la válvula; alineada con el conducto cuando esta abierta y perpendicular cuando esta cerrada. Se utilizan mucho en riego localizado las fabricadas en materiales plásticos, ya que son resistentes a los fertilizantes y al ácido. Bajo costo. Otra ventaja es que permiten el flujo en las dos direcciones (ver Figura 7.3).

Ciertos modelos tienen la ventaja adicional de cumplir también la función de unión de cambio, por lo que son muy útiles para utilizarlas en estaciones de bombeo y cabezales de riego. Están diseñadas para permanecer totalmente abierta o totalmente cerradas durante la operación del sistema lo que no permite su uso como válvula reguladora.

Las desventajas principales son: alta torsión para accionarla, susceptible al desgaste de sellos o empaquetaduras, propensa a la cavitación.

La válvula bola esta fabricado en los siguientes tipos de materiales: bronce y diferentes aleaciones.

Figura 7.3: Válvula de Esfera o Bola [Ref. 24]



7.1.4. VÁLVULA DE GLOBO

Las válvulas de globo, son unidireccional, el cierre se logra por medio de un disco o tapón que cierra o corta el paso del fluido, sirven para regular o limitar el flujo de agua. Pueden ser operadas continuamente. Están construidas de tal modo que cuando el flujo pasa, produce un cambio en la dirección e incrementa su resistencia de forma gradual según la posición del cierre. Para diámetros mayores de 300 mm, estas válvulas son poco usadas, debido al gran esfuerzo que se requiere para operarlas (Véase Figura 7.4).

Tienen la ventaja de presentar una estrangulación eficiente con erosión mínimos del disco o asiento, carrera corta del disco y pocas vueltas para accionarlas, lo cual reduce el tiempo y desgaste en el vástago y el bonete, control preciso de la circulación.

La mayor desventaja que presenta esta válvula es la elevada pérdida de carga.

La válvula globo esta fabricado en los siguientes tipos de materiales: bronce y diferentes aleaciones.

Figura 7.4: Válvula de Globo [Ref. 24]



7.1.5. VÁLVULA DE RETENCIÓN CHECK

Permite el paso del flujo en un solo sentido, cerrándose automáticamente por diferencia de presiones creadas por el propio flujo, si hubiera tendencia a la reversión de flujo.

Siendo su uso vital para los sistemas de bombeo y distribución. tienen el fin de evitar la descarga del agua en dirección a la bomba, esto evita daños por la rotación inversa de la bomba, además de impedir el vaciado de la tubería permitiendo que la puesta en marcha del sistema sea más rápida y segura además protegen a la bomba durante las sobre presiones. Se ubica inmediatamente después de la bomba o del cono de ampliación excéntrico (Véase Figura 7.5).

Esta válvula actúa automáticamente por la acción de las presiones en los dos sentidos posibilitando el cierre y apertura. No requiere mantenimiento, solamente chequear ocasionalmente si se trava.

La válvula de retención check esta fabricado en los siguientes tipos de materiales: bronce, fierro fundido y fierro galvanizado.

Figura 7.5: Válvula de Retención Check [Ref. 24]



7.1.6. VÁLVULA DE ALIVIO

Estas válvulas se abren automáticamente cuando la presión interna alcanza un valor preestablecido, liberando el flujo hasta la disminución de la presión a condiciones normales, en este punto, la válvula se cierra por la acción de un resorte. (Véase Figura 7.6).

Se emplean en las líneas de impulsión; su aplicación se limita a tuberías de pequeña extensión, debido a su sistema de cierre que puede generara un golpe de ariete.

El diámetro de la válvula debe seleccionarse de modo tal que las presiones no dañen el mas sensible de los componentes, a modo de orientación puede establecerse en 0,25 diámetro de la tubería. Solo un análisis hidráulico de las condiciones de la operación del sistema puede determinar la ubicación y el diámetro de la válvula de alivio.

La válvula de alivio esta fabricado en los siguientes tipos de materiales: fierro fundido.

Figura 7.6: Válvula de Alivio [Ref. 24]



7.1.7. VÁLVULA DE PURGA DE AIRE

Durante la operación del sistema el aire disuelto en el agua va acumulándose en los puntos altos de la tubería, las válvulas de purga realizan la función de eliminar continuamente el aire que se desprende del agua (Véase Figura 7.7).

Una vez que el sistema está lleno, el agua empuja el flotador, el tapón de este presiona sobre el orificio y la ventosa cierra, a medida que el aire se acumula en la parte alta de la ventosa, desarrolla suficiente presión para desplazar el agua hacia abajo. El flotador aún permanece en su sitio hasta que su peso excede a la capacidad de flotar que sobre él actúa. En ese momento el flotador baja, y el exceso de aire se evacua a la atmósfera.

Después de salir el aire, el agua empujará de nuevo al flotador. Este cerrará de nuevo la ventosa y así comienza un nuevo ciclo.

Existen válvulas denominadas de triple efecto que constan de dos cámaras con sendos flotadores que consta de dos cámaras con sendos flotadores, estas válvulas además de expulsar aire de las tuberías, permiten la entrada y salida de cantidades considerables de aire en situaciones de vaciado y llenado de las tuberías principales (aducción y impulsión).

La válvula de purga de aire esta fabricado en los siguientes tipos de materiales: fierro fundido y bronce.

Figura 7.7: Válvula de Purga de Aire [Ref. 22]



7.1.8. VÁLVULA DE PIE

Llamadas también válvulas de succión, instalada en el extremo de la línea de succión de la de las bombas; tienen la función de mantener la línea de succión cebada cuando la bomba está sobre el nivel del agua para permitir que la bomba funcione correctamente.

La entrada de la válvula suele estar protegida con un filtro para impedir la entrada de elementos extraños que puedan existir en agua aspirada. (Véase Figura 7.8).

En la elección de estas válvulas es necesario tener en cuenta básicamente dos características: que no presenten una excesiva pérdida de carga cuando están abiertas, y que no provoquen transitorios muy fuertes al cerrarse. La magnitud del transitorio depende de la velocidad del flujo inverso cuando se cierra la válvula.

La válvula de pie esta fabricado en los siguientes tipos de materiales: fierro galvanizado y bronce.

Figura 7.8: Válvula de Pie [Ref. 22]

7.1.9. VÁLVULA FLOTADOR

Constan de un flotador unido a una válvula de ingreso a través de un brazo móvil, estas válvulas mantienen un predeterminado nivel en tanques y reservorios; solo se abren cuando baja el nivel establecido y se cierran progresivamente conforme el nivel del agua retorna a su máxima posición (Véase Figura 7.9).

Para su empleo se deben tomar muy en cuenta las presiones de servicio a las que va a trabajar la válvula flotador. La válvula flotador esta fabricado en los siguientes tipos de materiales: bronce, bronce – PVC y aluminio - PVC.

Figura 7.9: Válvula Flotador [Ref. 24]

7.1.10. VÁLVULA REGULADORA DE PRESIÓN

Similares a al válvula de alivio, poseen un mecanismo amortiguador que permite disminuir la presión en la tubería a una presión establecida (Véase Figura 7.10).

La mayoría de estas válvulas, permiten además regular la presión aguas abajo, la presión puede ser ajustada mediante un tornillo que tienen al efecto o una pequeña válvula piloto.

El mecanismo de cierre es por medio de un pistón o diafragma que cierra la salida. La regulación de la presión se logra limitando el grado de apertura del pistón para reducir el área de paso y de esta forma provocar las perdidas necesarios. El cierre y apertura se produce por presión hidráulica.

Su empleo se realiza en redes de distribución y líneas de aducción por gravedad para disminuir las sobre presiones de trabajo.

La válvula de reguladora de presión esta fabricado en los siguientes tipos de materiales: fierro fundido y diferentes aleaciones.

Figura 7.10: Válvula Reguladora de Presión [Ref. 22]



7.2. TUBERIAS

Son dispositivos que permiten el transporte de agua de un punto a otro, en su diseño se debe tomar en cuenta la cantidad, calidad y presión de agua a conducir con el máximo de economía y en el momento deseado.

7.2.1. SELECCIÓN DEL MATERIAL

El material de las tuberías debe elegirse de acuerdo a las características que satisfagan las necesidades del proyecto y considerando los costos inicial y de mantenimiento así como la seguridad de la tubería.

En la selección del material de las tuberías y accesorios deben tenerse en cuenta los siguientes factores:

- Resistencia contra la corrosión y agresividad del suelo.
- Resistencia a esfuerzos mecánicos producidos por las cargas tanto extremas como internas.
- Características del comportamiento hidráulico del proyecto (presión de trabajo, golpe de ariete).
- Condiciones de instalación adecuadas del terreno.
- Condiciones económicas.
- Resistencia contra la corrosión e incrustación debida a la calidad del agua.
- Vida útil de acuerdo a la previsión del proyecto.

En la tabla 7.1, se presentan las ventajas y desventajas de los distintos materiales empleados en las tuberías para abastecimiento de agua potable que existe en Bolivia.

Tabla 7.1: Tipos de materiales para tuberías de abastecimiento agua potable

Material	Diámetro comercial (mm)	Presión de trabajo por tipo de tubería (m.c.a.)	Ventajas	Desventajas
Policloruro de vinilo (PVC) (1)	12.5 a 250	- SDR-32.5 = 87,4 - SDR-26 = 112,5 - SDR-21 = 140,6 - Clase 6 = 60 - Clase 9 = 90 - Clase 12 = 120 - Clase 15 = 150 Esquema 40 = variable Esquema 80 = variable (diferentes presiones y espesores a pedido)	- Excelente resistencia a la corrosión - Liviana y de fácil manipuleo - No sujeta a electrólisis - Mínima carga por fricción - Bajo costo dependiendo del tipo de tubería	- Solo puede funcionar hasta temperatura de 50°C - Baja resistencia a la flexión - Puede perforarse
Poliétileno (PE) (1)	12.5 a 100	- PE grado 33 = variable - Densidad 0,93 a 0,94 = variable	- Excelente resistencia a la corrosión - Liviana y de fácil manipuleo - Menor número de juntas - No sujeta a electrólisis - Mínima carga por fricción - Bajo costo	- Solo puede funcionar hasta temperatura de 50°C - Puede perforarse o rasgarse - No resiste alta presión - Se hace quebradizo con el sol
Fierro Galvanizado (FG)	12.5 a 150	- < de 400	- Buena resistencia a carga exterior	- Poca elasticidad - Precio elevado - Sensible a la corrosión e incrustaciones
Fierro Fundido (FF)	100 a 600 o mas a pedido	- < de 400	Buena resistencia a carga exterior Muy buena resistencia a la corrosión Admite presiones elevadas	- Peso elevado - Frágil - Poca elasticidad - Costo elevado
Fierro Dúctil (FD)	100 a 600 o mas a pedido	- < de 300	- Buena resistencia a carga exterior - Muy buena resistencia a la corrosión - Mas liviana que el FF	- Poca elasticidad (pero mayor que el FF) - Frágil (menos que el FF) - Costo elevado
Asbesto - Cemento (AC)	24.5 a 600	- < 150	- Buena resistencia a la corrosión - Liviana y de fácil manipuleo - No sujeta a electrólisis - Mínima carga pro fricción	- Se deteriora en suelos ácidos - Baja resistencia a la flexión - Frágil
Acero (2)	Desde 50 a pedido	- Dependerá del espesor y las condiciones de fabricación. Comercialmente se tiene de 160 a 600	- Alta resistencia a la tracción - Adaptable a zonas donde puede haber asentamiento	- Baja resistencia a la corrosión - Costo elevado - Esta sujeta a electrólisis - Corrosión extrema en suelos ácidos o alcalinos

(1) Las tuberías de PVC y Poliétileno tienen diferentes capacidades de trabajo dependiendo de las normas de fabricación.

(2) La utilización de esta tubería, debe ser realizada con justificación técnico-económica.

(3) Las normas SDR (Standard Dimensional Rate), también conocidas como RDIE (Relación Dimensional Estándar).

Fuente: Norma Boliviana NB-689

De acuerdo a lo especificado en las normas bolivianas NB - 213, NB - 888 y NB - 1069 las tuberías de presión se han diseñado para las siguientes presiones de trabajo en la tabla 7.2:

Tabla 7.2: Presión Nominal

Clase	Presión Nominal de Trabajo a 20°C		
	kg/cm ²	lb/pulg ² (aprox.)	bar
6	6	85	6
9	9	130	9
12	12	170	12
15	15	210	15

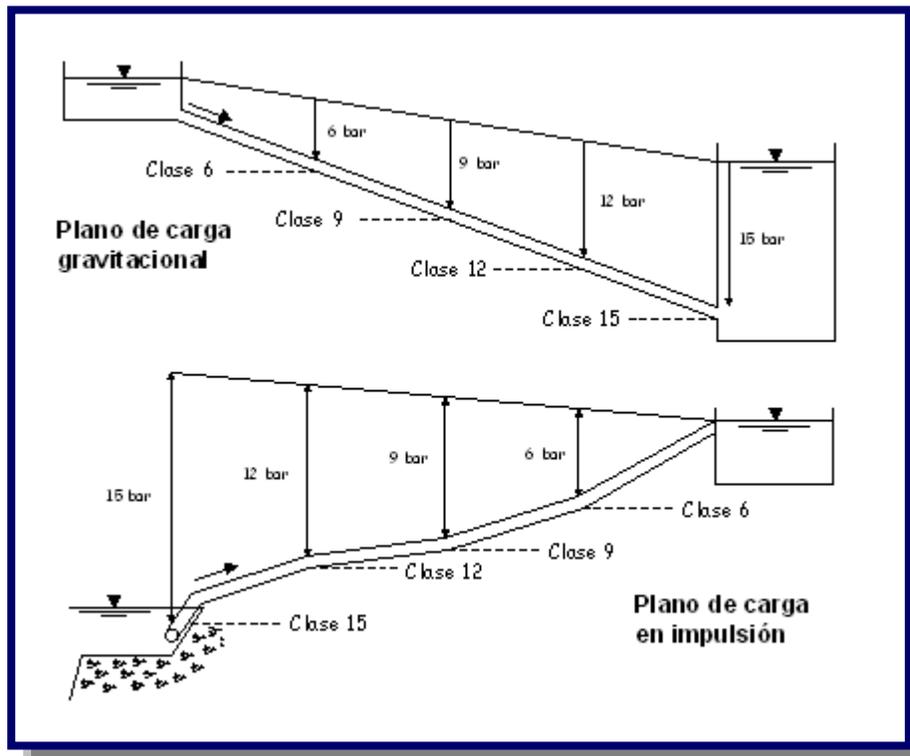
Nota: 1 BAR = 10 mca (metros columna de agua)

Fuente: Norma Boliviana NB – 213

Conforme a lo indicado en la norma NB-213, en las instalaciones de agua potable deben emplearse como mínimo accesorios y tuberías clase 9, pudiendo usarse la tubería clase 6 en aquellos casos especiales de instalaciones de agua potable en zonas rurales.

Normalmente, en una instalación las tuberías están sometidas a una presión interna debido a diferencias de nivel de agua entre la fuente de alimentación de la tubería y su salida en aducciones gravitacionales, o bien, debido al bombeo del líquido cuando se trata de impulsiones o elevaciones (Véase Figura 7.11).

Figura 7.11: Planos de carga [Ref. 9]



En el mercado cochabambino en la utilización de las tuberías para abastecimiento de agua potable se destacan por sus diferentes usos, aplicaciones y características las siguientes empresas: Plamat, Tigre Plasmar y Plastiforte.

7.2.2. PLAMAT

Plamat S.A. fabrica tuberías de alta presión de acuerdo a los requisitos de normas bolivianas (NB-213) y americanas (ASTM D-888, D-1785) las cuales cuentan con certificación de sello de producto IBNORCA que garantiza su calidad. La tubería Plamat se produce en color gris diseñada para trabajar desde los 6 bar hasta los 15 bar; con una longitud de 6 m. y en diámetros que varían entre ½ y 16". (Véase Figura 7.12).

La confianza depositada en Plamat por empresas e instituciones ha permitido que nuestro producto se encuentre presente en los principales proyectos de tendido de redes de agua potable en todo el territorio nacional.

Figura 7.12: Tipo de tubería y el logo de la empresa [Ref. 25]



7.2.2.1. VENTAJAS

Las características de la tubería PVC de alta presión Plamat y su comportamiento en el proceso de utilización (Transporte, Almacenamiento, Instalación, etc.) proporcionan grandes ventajas con respecto a tuberías de otros materiales.

- Resistente a la Corrosión.- La tubería de PVC ALTA PRESIÓN PLAMAT es resistente a la corrosión de los ácidos, álcalis, soluciones salinas, aceites y productos químicos industriales.
- Menor coeficiente de fricción.- El interior de la tubería PLAMAT es completamente lisa, lo cual contribuye a reducir la pérdida de presión por contacto (fricción).
- Liviana.- La tubería PVC PLAMAT es mucho mas liviana que otras similares, como las tuberías de concreto o tuberías metálicas, lo cual facilita el transporte, manipulación, almacenaje e instalación.
- Económica.- La tubería de PVC PLAMAT es económica comparada con la tubería metálica. El costo de la mano de obra que se utiliza para su instalación o almacenamiento es baja comparada con la tubería de asbesto o concreto. Al poseer un peso bajo, el costo de transporte es reducido. No requiere aplicación de agentes anticorrosivos.
- Facilidad en su instalación.- La tubería de PVC PLAMAT se une una a otra por el sistema espiga campana, su facilidad radica en la variedad y el bajo peso. Las uniones ofrecidas son: Unión con anillo de goma, Unión soldable, Unión rosca.
- No es tóxica.- Lo que hace de la tubería PVC PLAMAT sea adecuada para la conducción de agua potable para el consumo humano.

7.2.2.2. APLICACIONES

La tubería de PVC Plamat en la línea de ALTA PRESIÓN tiene múltiples aplicaciones en función a los proyectos y trabajos que se presenten, entre los cuales podemos mencionar:

- Instalación de redes de agua potable, tanto domiciliario como industrial.
- Perforación de pozos de agua, para diferentes profundidades.
- Desagüe de residuos industriales, debido a su bajo coeficiente de corrosión.
- Construcciones Civiles.

7.2.3. TIGRE PLASMAR

La tubería Tigre Plasmar de la Línea Presión está producida bajo la norma boliviana NB 213 “Tuberías plásticas - tubos de poli cloruro de vinilo (PVC) no plastificado para conducción de agua potable”, la norma internacional ASTM D 1785 “Especificación para accesorios de

PVC, clase esquema 40, 80 y 120” y la norma internacional ASTM D 2241 “Especificación para tubería clasificada por presión (series SDR)” (Véase Figura 7.13).

Plasmar cuenta con el respaldo del sello de calidad IBNORCA, para las tuberías de la Línea Presión, diseñada para trabajar con presiones que van desde los 6 bar hasta los 20 bar (200 mca)

Figura 7.13: Tipo de tubería y el logo de la empresa [Ref. 26]



La tubería de la Línea Presión es fabricada en color gris, con una longitud de 6 m. y en diámetros que varían entre ½ y 12"; con un extremo biselado y el otro acampanado con anillo de goma y con alma de acero (Rieber), conformando una unidad sólida con la campana, lo que hace imposible poder sacar la anilla sin destrozarla, esto garantiza la estanqueidad del sistema aún en instalaciones en las que no se tenga el cuidado suficiente para mantener los tubos perfectamente alineados, antes de empalmarlos.

Plasmar ofrece al mercado una gama apropiada de presiones, lo que permite al consultor o proyectista diseñar redes de alta eficiencia hidráulica a un bajo costo.

7.2.3.1. VENTAJAS

La Línea Presión Plasmar ofrece las siguientes ventajas:

- Resistencia a la corrosión: La tubería y accesorios de PVC PLASMAR Línea Presión, resisten soluciones ácidas, soluciones salinas y residuos industriales.

- Incrustaciones: La tubería de PVC PLASMAR al tener una superficie libre de porosidades evita la formación de incrustaciones, manteniendo constante la eficiencia hidráulica de diseño a lo largo de toda su vida útil.
- Menor coeficiente de fricción: Debido a las características del PVC el coeficiente de fricción de la tubería y accesorios PLASMAR Línea Presión, es considerablemente bajo en comparación con otros materiales, la superficie interior de los tubos puede considerarse “hidráulicamente lisa”. Las paredes interiores lisas de la tubería de PVC PLASMAR facilitan el fluido.
- Facilidad de instalación: Debido al bajo peso y a su sistema de unión mediante anillo de goma Rieber (JEI), la tubería de PVC PLASMAR es de muy fácil instalación. No requiere de mano de obra especializada.
- No requiere de juntas de dilatación: Debido a que la junta JEI permite absorber los movimientos y desplazamientos axiales, producto de las contracciones y dilataciones térmicas, PLASMAR Línea Presión no requiere de juntas de dilatación.
- Estanqueidad: Gracias a la junta elástica incorporada (JEI) y la longitud de los tubos (6 m.) la posibilidad de filtraciones, de PLASMAR Línea Presión es nula, puede considerarse un “sistema 100% estanco”.
- Incombustibilidad: Como el PVC es un material autoextinguible, queda anulada cualquier posibilidad de inflamación de la tubería PLASMAR.
- Resistencia a la abrasión: El óptimo comportamiento del PVC a la abrasión, esta demostrado con la disminución de medio milímetro de espesor de pared luego de 25 años de trabajo.
- Atóxica: La tubería de PVC PLASMAR por su composición química, es totalmente atóxica. No transmite color, olor o sabor al fluido. Puede ser utilizada en la distribución de agua potable.
- Económica: Por todos los aspectos anotados anteriormente.

7.2.3.2. APLICACIONES

Plasmar Línea Presión está diseñada para ser aplicada en:

- Instalaciones hidráulicas de redes de infraestructura para distribución de agua potable.

- Aducciones de agua potable.
- Líneas de alta presión, para alimentación de riego por aspersión.
- Matrices primarias y secundarias de agua potable.

7.2.4. PLASTIFORTE

La tubería de Polietileno de Alta Densidad es un material plástico que pertenece al grupo de los polímeros. Normalmente se lo clasifica por su densidad y puede ser de Alta Densidad (PEAD), de Media Densidad (PEMD) y de Baja Densidad (PEBD). Mientras más alta es la densidad, mayor es la resistencia del material.

La fabricación de tuberías de Polietileno de Alta Densidad comienza en la década del 50 como una respuesta a la necesidad de encontrar materiales alternativos a los materiales de la época (fierro, galvanizado, fibrocemento, etc.) (Véase Figura 7.14).

El Supertubo PEAD es fabricado bajo normas ISO en base a Polietileno de Alta Densidad de primera calidad 100% virgen. Prueba de esto es su color celeste.

Las tuberías PEAD se caracterizan por ser flexibles, lo que permite su fabricación en bobinas (rollos) de 50, 100 o más metros y en diámetros que varían entre ½ y 12". La presión de trabajo está tubería de Polietileno de Alta Densidad es de 8 bar hasta los 12 bar.

Figura 7.14: Tipo de tubería y el logo de la empresa [Ref. 21]



7.2.4.1. VENTAJAS

Supertubo tiene las siguientes ventajas:

- Vida útil de más de 50 años
- El material es 100% atóxico, porque a diferencia de otros plásticos no contiene sales de estaño o plomo (ideal para la conducción de agua potable y/o alimentos)
- Gran resistencia al impacto y a los suelos abrasivos (aspecto importante para zonas pedregosas)
- Es un material muy liviano y fácil de transportar. Un rollo de 50 metros de tubería PEAD de 3" pesa menos de 60Kg.
- Como la tubería viene la Long. de 50, 100 o más metros la instalación es muy ágil.
- No se necesitan codos ya que la tubería se puede doblar (ahorro en accesorios y menos pérdida de presión por fricción).
- Se utilizan menos uniones (una sola unión cada 100 metros), lo que resulta en una instalación mucho más segura.
- En la instalación de acometidas no se necesitan codos para subir desde la matriz hasta el medidor y no hay desperdicios de material porque se corta de un rollo la longitud exacta para cada acometida ya sea esta de 4, 5, 7,10 o más metros.

7.2.3.2. APLICACIONES

- Uso en líneas de aducción. La flexibilidad del Supertubo permite su fácil instalación en terrenos sinuosos con curvas y/o altibajos; es ideal para puentes colgantes y/o tramos engrampados a laderas de piedra; la tenacidad del material lo hace menos sensible a terrenos pedregosos.
- Uso en red de distribución. A continuación presentamos algunas ventajas que se obtienen al ejecutar un tendido de tubería matriz de Supertubo en comparación con una instalación semejante en PVC; ejemplo basado en el tendido de 3000 metros de matriz de 63 milímetros (2 pulgadas):
- Uso en acometidas. El Supertubo viene en rollos de 100 metros en lugar de barras de 6 metros. Esto facilita la instalación de acometidas de cualquier longitud (8, 10 y 12 metros) sin generar desperdicios; la flexibilidad de la tubería es ideal para conectar una matriz que se encuentra a 80 cm de profundidad con un medidor o una llave de corte que se encuentra a 30cm de profundidad.

7.3. ACCESORIOS

Los accesorios se utilizan en conducciones de tuberías en donde estas pueden sufrir un cambio de dirección, estrechamientos, ensanchamientos, ramificaciones; en fin, todo lo que sea necesario para el proceso.

Existen accesorios muy diversos, de todo tipo de material y de diferentes diámetros para los diferentes tipos de válvulas y diferentes tipos de tuberías.

Es importante mencionar también que las tuberías están sometidas a variaciones de temperatura lo que lleva a que el material se dilate y se requieran utilizar juntas que precisen arandela de goma.

Los accesorios son elementos complementarios para la instalación de las tuberías como ser: codos, tees, crucetas, bridas, collar de derivación, tapas, etc. A continuación mostraremos los distintos tipos de accesorios que existen para distintos tipos de uniones, (ver Figura 7.15, Figura 7.16 y Figura 7.17).

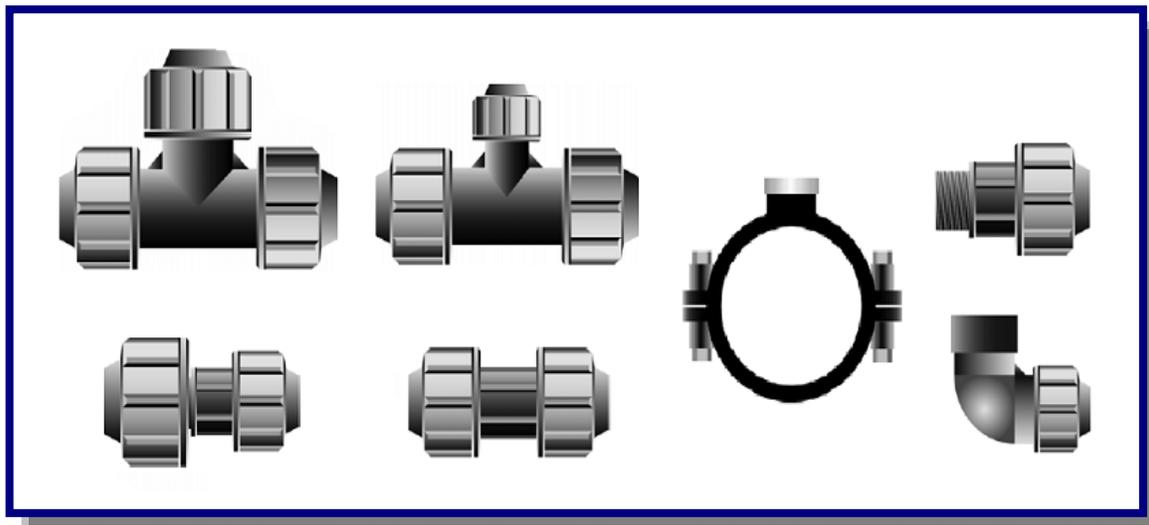
Figura 7.15: Accesorios de P.V.C.: Codo 90, Reducción, Tee, Cruceta, Tapón Hembra, Brida Campana, Collar de Derivación, Copla [Ref. 26]



Figura 7.16: Accesorios de Fierro Galvanizado: Codo 90, Tee, Reducción, Codo 45, Brida Ciega, Manguito [Ref. 22]



Figura 7.17: Accesorios Superjunta PEAD: Tee, Tee Reducción, Collar de Derivación, Adaptador Macho, Reducción, Acople, Codo hembra [Ref. 21]



7.4. ANCLAJES

Los anclajes en las tuberías menores se emplearán en los siguientes casos:

- Se presentan cambios de dirección en codos horizontales de tramos enterrados o expuestos (ver Figura 7.18).

$$F = 2 * A * \gamma * p * \text{sen}\left(\frac{\alpha}{2}\right)$$

Donde:

F = Fuerza o empuje resultante en kg

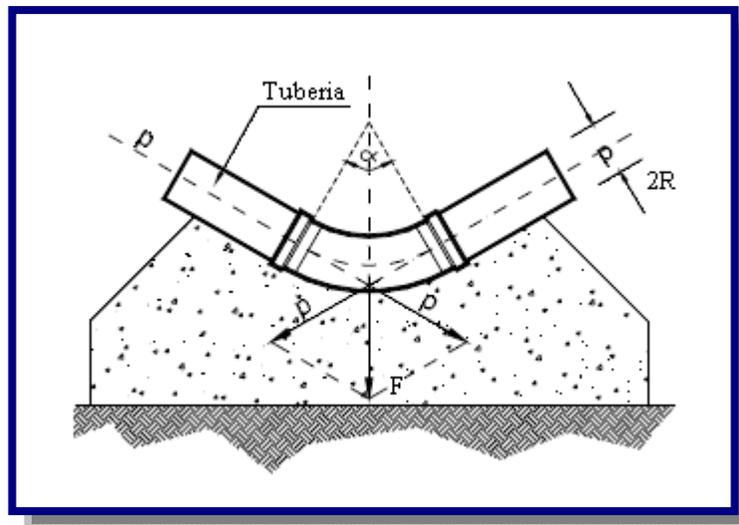
A = Sección del tubo en m²

γ = Peso específico del agua en kg/m³

p = Presión interna en m H₂O

α = Angulo de curva en grados sexagesimales °

Figura 7.18: Anclaje en curva o deflexión [Ref. 9]



- Existe una disminución de diámetro para cerrar del flujo (terminaciones de tuberías en los extremos de la red) o, es un cambio de dirección de 90° en conductos discontinuos (ver Figura 7.19). Para tées y terminaciones de tuberías:

$$F = A * \gamma * p$$

Donde:

F = Fuerza o empuje resultante en kg

A = Sección del tubo en m²

γ = Peso específico del agua en kg/m³

p = Presión interna en mca

Figura 7.19: Anclaje en tee [Ref. 9]

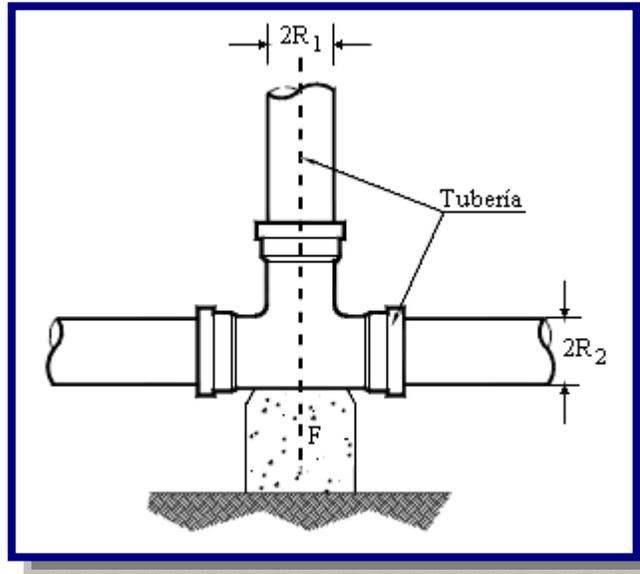
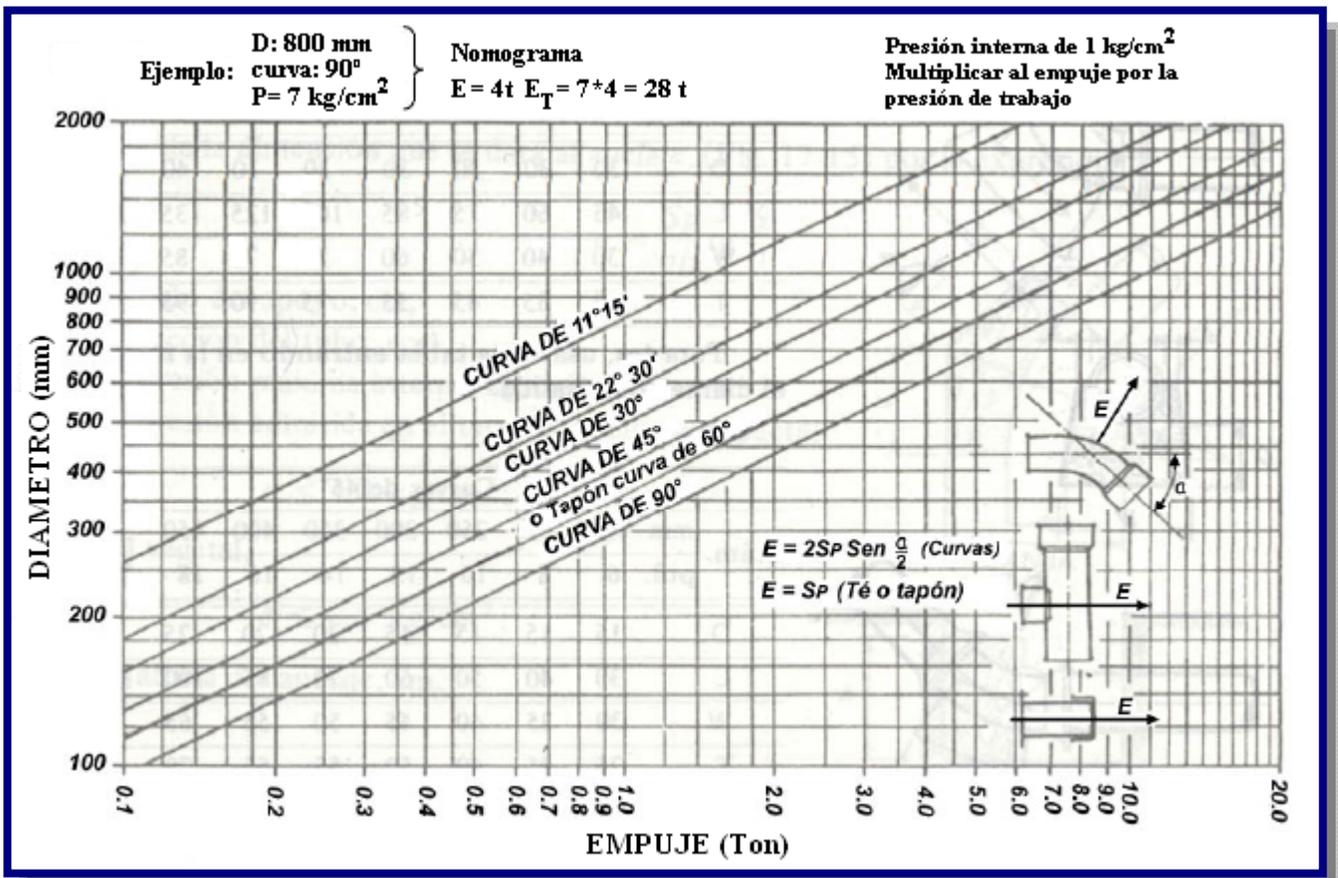


Figura 7.20: Gráfica para determinación de empuje en tuberías [Ref. 27]



Para mayor facilidad, el empuje puede ser leído directamente en el ábaco de la Figura 7.20, donde se consideró la presión interna unitaria $p = 1\text{Kg/cm}^2$. Basta entrar en el ábaco con el diámetro y leer el empuje en Kg en la curva correspondiente al caso. Es necesario multiplicar el valor del empuje dado en el ábaco, por el valor de la presión interna del agua (Kg/cm^2), para tener el valor del empuje real.

7.5. CONTROL EN OBRA

7.5.1. PRUEBA DE PRESIÓN

La prueba de presión que se hace generalmente según la norma ASTM D2774.

La presión de prueba deberá ser como máximo 1.5 veces la presión de trabajo del sistema. El tiempo de prueba generalmente es de 1 hora, sin exceder las 3 horas. Aunque este tiempo esta definido según el criterio del proyectista del sistema.

Se rellenaran parcialmente por fuera las tuberías con tierra cernida compactada, los lugares donde hay uniones, deben estar descubiertos, el resto de la tubería debe ser cubierto si es que están en una zanja, o anclar si la tubería no está cubierta.

Si las juntas son con pegamento la prueba se debe realizar 24 horas después de realizada la última unión. Este requisito no es necesario si las uniones son con aro de goma o del tipo rosca.

La prueba se efectuara en tramos no mayores a 400 m, manteniendo la presión de prueba especificada durante por lo menos una hora; al final de este periodo, se inspecciona el tendido a objeto de detectar defectos de ejecución o materiales inadecuados.

El llenado de las tuberías debe realizarse lentamente y de aguas abajo hacia arriba, la purga deberá estar localizada en el punto más alto del tramo. Se debe tener un especial cuidado de purgar todo el aire de las tuberías (ver Figura 7.21).

La bomba y el mantenimiento y el manómetro con precisión de 0.1 kg/cm^2 , se instalaran en el punto mas bajo y en el extremo libre de la tubería.

Figura 7.21: Prueba de Presión [Ref. 28]

Se bloqueara el circuito o tramo a probar, cerrando completamente todas las válvulas o colocando taponess si fuese necesario, para luego introducir el agua. Se deber purgar completamente el aire de la tubería antes de someterla a presión.

En seguida se elevara la presión mediante una bomba manual o motobomba tomando el agua necesaria de un tanque auxiliar hasta alcanzar en el manómetro la presión de prueba.

Todas las uniones, tuberías, campanas, válvulas, accesorios, etc., que presenten fugas o alguna falla serán reacondicionadas. Una vez efectuadas las reparaciones se realizara la prueba nuevamente hasta que esta sea satisfactoria.

El tiempo de ensayo de ensayo no será menor a 1 hora; se observara que al cabo de los primeros 15 minutos de la prueba no se presente una disminución de la presión mayor a 0.1 kg/cm^2 , y al final del periodo señalado, esta presión no deberá haber disminuido en más de 0.3 kg/cm^2

7.5.2. PRUEBA DE LAS TRES CUCHILLAS

La prueba de las tres cuchillas, consiste en colocar el tubo elegido para la prueba apoyado longitudinalmente sobre dos tiras paralelas de madera, de sección cuadrada de $2.5 \times 2.5 \text{ cm}$, fijas a un polín de madera de cuando menos $15 \times 15 \text{ cm}$ de sección, separadas entre si 2.5 cm por cada 30.5 cm de diámetro nominal del tubo.

El espacio entre las tiras se rellena con mortero yeso-arena, en un espesor de 2.5 cm colocando el tubo cuando el mortero esté aún en estado plástico. Las esquinas interiores de las tiras deben estar redondeadas, como se indica en la Figura 7.22 y Figura 7.23.

El apoyo superior es un polín de madera de 15 x 15 cm colocado a lo largo del lomo del tubo y asentado sobre una capa de mortero yeso-arena de aproximadamente 1 cm de espesor, para compensar las desigualdades del tubo.

Figura 7.22: Prueba de las tres cuchillas visto de transversal [Ref. 29]



La carga de ensayo se aplicará uniformemente a lo largo de la generatriz opuesta al apoyo por medio de una viga de carga que tiene en su parte inferior una regla de madera con un ancho de diez centímetros, con el mismo sistema de compensación de irregularidades.

En los tubos sin enchufe con terminales planos, el centro de gravedad de la carga estará a igual distancia de las dos extremidades y la longitud de la carga coincidirá con la longitud útil del tubo.

En los tubos con enchufe, el apoyo de la carga no se ejercerá más que sobre la parte cilíndrica de diámetro uniforme del tubo, pero el centro de gravedad de la carga deberá estar a igual distancia de las dos extremidades.

Figura 7.23: Prueba de las tres cuchillas [Ref. 29]

La carga deberá crecer progresivamente desde cero a razón de mil kilopondios por segundo.

Se llama carga de fisuración a aquella que haga aparecer la primera fisura de por lo menos dos décimas de milímetro de abertura y treinta centímetros de longitud.

Para medir la abertura de las fisuras podrá utilizarse una galga de dimensiones análogas. Se considerará que se ha alcanzado la carga de fisuración cuando la galga pueda entrar en la fisura por lo menos en treinta centímetros de longitud.

La carga lineal equivalente P , expresada en kilogramos por metro lineal, se obtiene dividiendo la carga de fisuración Q por la longitud L útil del tubo.

$$P = \frac{Q}{L_u}$$

7.5.3. PRUEBAS DE FLEXIÓN

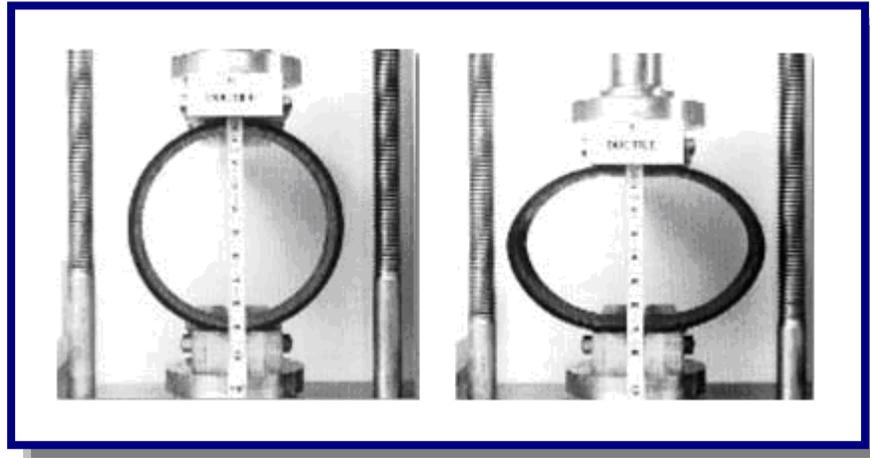
7.5.3.1. PRUEBAS DE FLEXIÓN TRANSVERSAL

Estas pruebas se ejecutarán sobre tubos de asbesto-cemento, de plástico y de hormigón. La prueba para el amianto-cemento y el plástico se efectuará sobre un trozo de tubo de veinte (20) centímetros de longitud. El tubo de amianto-cemento habrá estado sumergido en agua durante cuarenta y ocho (48) horas. Se colocará el tubo probeta entre los platillos de la prensa interponiendo entre éstos y las generatrices de apoyo del tubo una chapa de fieltro o plancha de fibra de madera blanda de uno (1) a dos (2) centímetros de espesor. La carga en la prensa se aumentará progresivamente de modo que la tensión calculada para el tubo vaya creciendo a razón de cuarenta a sesenta (40 a 60) kilogramos por centímetro cuadrado y segundo, hasta llegar a la rotura de la probeta. Para los tubos de hormigón, el ensayo se realizará sobre un tubo completo. La resistencia del tubo, expresada en kilogramos por metro lineal, se referirá a la longitud útil del tubo:

$$P = \frac{Q}{L_u}$$

La carga deberá crecer progresivamente desde cero (0) a razón de mil (1.000) kilogramos por segundo.

Figura 7.24: Prueba flexión transversal [Ref. 22]



Se llama carga de fisuración aquella que haga aparecer la primera fisura de por lo menos dos décimas (0,2) de milímetro de abertura y treinta (30) centímetros de longitud (ver Figura 7.24).

Se llamará carga de rotura la carga máxima que se señale el aparato de medida. La tensión de rotura al aplastamiento por flexión transversal σ_r para el amianto-cemento, el PVC o el hormigón en masa se puede expresar en kilogramos por centímetro cuadrado por la fórmula:

$$\sigma_r = \frac{3 * P * (D + e)}{n * b * e^2}$$

Donde:

P = carga de rotura, en kilogramos.

D = diámetro interior del tubo, expresado en cm.

e = espesor del tubo, expresado en cm.

b = longitud de la generatriz o longitud útil del tubo (Lu), en su caso, según la sección de rotura considerada, expresada en cm.

Tanto D como «e» y «b» serán los que resulten de la medida directa del tubo ensayado.

7.5.3.2. PRUEBAS DE FLEXIÓN LONGITUDINAL

Esta prueba se hará en los tubos de amianto-cemento y de hormigón. Para el hormigón se emplearán tubos enteros y para el amianto-cemento podrán emplearse o tubos completos o trozos de tubos de longitud suficiente.

La probeta elegida para la prueba se colocará sobre dos apoyos. Se cargará en el centro de la distancia entre apoyos, con una carga transmitida mediante un cojinete que debe tener la misma forma que los apoyos. Entre los apoyos, el cojinete y el tubo se interpondrán tiras de fieltro o planchas de fibra de madera blanda de uno a dos (1 a 2) centímetros de espesor. La carga aplicada se aumentará progresivamente, de modo que la tensión calculada para el tubo vaya creciendo a razón de ocho a doce (8 a 12) kilogramos por centímetro cuadrado y segundo hasta el valor P que provoque la rotura (ver Figura 7.25).

La tensión de rotura del material por flexión longitudinal σ_f en el caso del amianto-cemento o de hormigón en masa se expresará en kilogramos por centímetro cuadrado por la fórmula:

$$\sigma_f = \frac{8 * P * L * (D + 2 * e)}{n * (D + 2 * e) * 4 - D * 4}$$

Donde:

P = carga de rotura, en kilogramos.

L = distancia entre los ejes de los apoyos, en centímetros.

D = diámetro interior del tubo en la sección de rotura, en centímetros.

e = espesor del tubo en la sección de rotura, en centímetros.

Tanto D como L y «e» serán los que resulten de la medida directa del tubo ensayado.

Para los tubos cuyo diámetro no exceda de trescientos (300) milímetros, la longitud del tubo deberá ser por lo menos dos con dos (2,2) metros y los apoyos serán metálicos, en forma de V, cuyo ángulo de abertura será de ciento veinte grados sexagesimales (120°). Presentarán estos apoyos un ancho de cinco (5) centímetros y deberán poder oscilar libremente en el plano de flexión alrededor de sus ejes horizontales.

Figura 7.25: Prueba flexión longitudinal [Ref. 29]



Cuando los tubos sean de diámetro superior a trescientos (300) milímetros, los apoyos de descanso del tubo y de aplicación de la carga central estarán constituidos por unas camas de madera con la interposición de una banda de caucho, de cartón o fieltro de dos (2) centímetros de espesor. Las camas de asiento y la de aplicación de la carga tendrán un ancho de quince (15) centímetros y abrazarán un ángulo central de noventa grados sexagesimales (90°).

Las camas de apoyo estarán a quince (15) centímetros de distancia de los extremos de la probeta, y a dos (2) metros, como mínimo, de separación entre sí.

7.5.4. PRUEBA DE COMPACTACIÓN EN EL RELLENO DE ZANJA

Esta prueba consiste en proceder a la evaluación del nivel de compactación logrado, no debiendo ser inferior al 95% de la máxima densidad seca del proctor modificado.

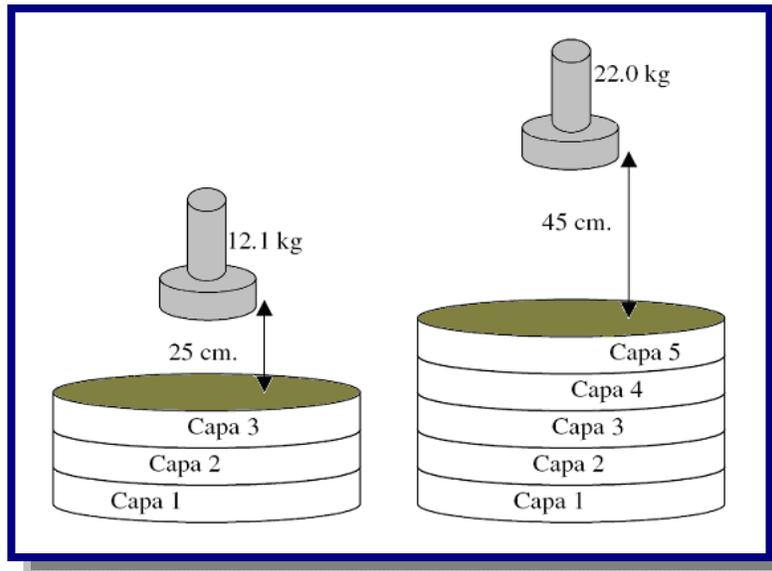
Se debe verificar que el material que se utiliza como relleno sea el especificado en el proyecto, este material debe cumplir con las recomendaciones de la norma ASTM D2321. Si en el proyecto por razones propias de la construcción se cambia el tipo de material para relleno, este también deberá cumplir con las especificaciones de la Norma ASTM D2321. Se debe verificar que la colocación del relleno se realice con la zanja libre de agua.

Se solicita un reporte del laboratorio de Mecánica de Suelos en donde se verifique la calidad del material de relleno y la prueba de compactación.

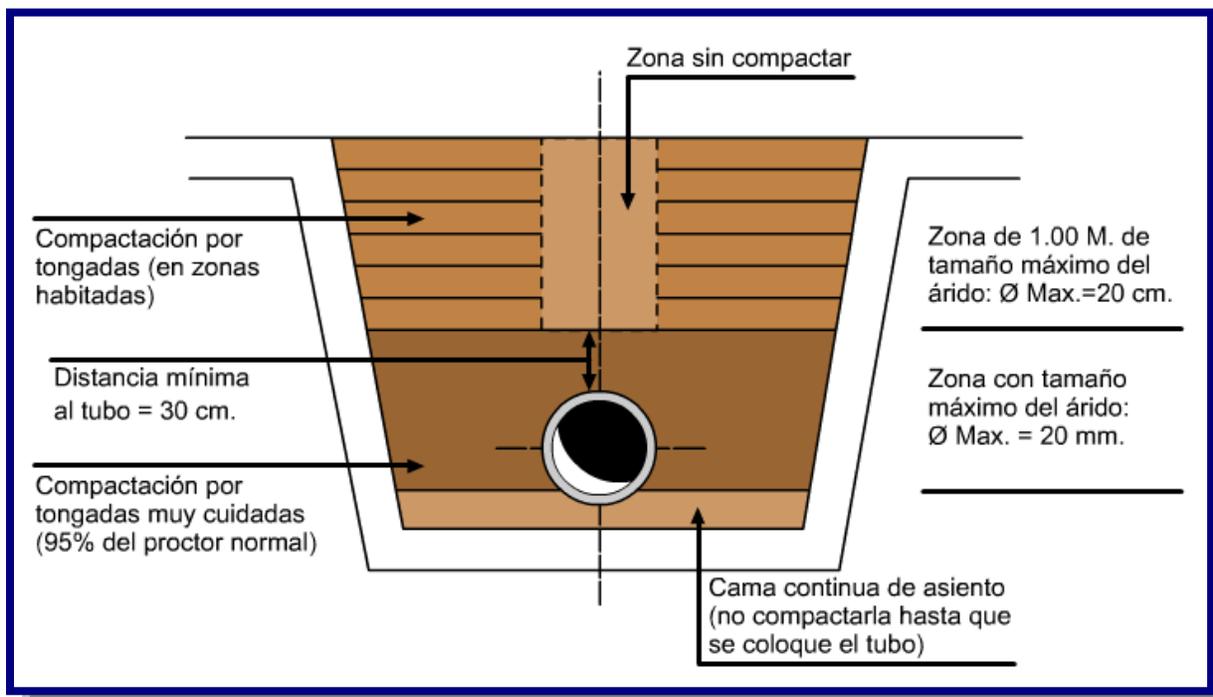
La prueba de compactación de laboratorio aceptado por la mayoría de las entidades en un proyecto, es el ensayo Próctor. Para este ensayo se usa una muestra de suelo compuesta por material menor a $\frac{1}{4}$ ". La muestra se coloca en un molde metálico en tres capas iguales. El molde cilíndrico de acero tiene dentro un diámetro de 10 cm (4") y una altura de 11.6 cm (4.59"). En el ensayo estándar, cada una de las capas se compactan con la caída de un martillo de 12.1 kg (5.5 libras) que golpea el material 25 veces desde una altura de 12 pulgadas sobre la muestra (ver Figura 2.3). El espécimen se remueve del molde y se pesa. Luego, se toma una muestra del cilindro y se pesa. Esa muestra se seca hasta eliminar toda la humedad y se pesa de nuevo, de modo que se pueda determinar el contenido de humedad. Con la información del contenido de humedad ya es posible calcular el peso seco del material.

El ensayo se repite, generalmente variando el contenido de humedad cada vez y se grafica para determinar el contenido de humedad óptimo. Este ensayo está designado por ASTM D-698, AASHTO T99.

El ensayo próctor modificado está designado por ASTM D-1557, AASHTO T 180. Se realiza de la misma manera, aplicando una mayor energía con un martillo de 2.2 kg (10 libras), una altura de caída de 45 cm (18") y un total de cinco capas iguales (ver Figura 7.26).

Figura 7.26: Ensayo del proctor estándar y proctor modificado [Ref. 30]

Debe asegurarse que el material para relleno sea homogéneo, se deberá rechazar todo material de relleno que siendo suelo contenga piezas de mayor tamaño.

Figura 7.27: Compactación de zanja [Ref. 30]

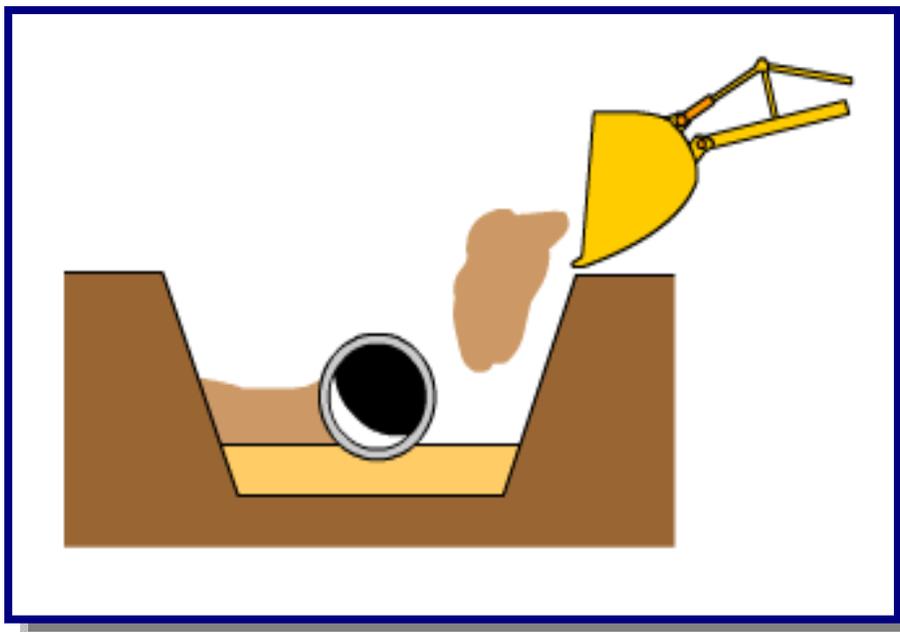
Aunque el material de relleno tipo IV no es autorizado, se puede aceptar el uso de suelos tipo IVa inorgánicos, siempre y cuando cuente con el análisis de un Laboratorio de Mecánica de Suelos competente.

También serán aceptables suelos tipo IVa o IVb cuando se utilicen como suelos mejorados bajo el diseño del Laboratorio de Mecánica de Suelos competente. Los mejoramientos de suelo aceptables serán: cal en arcilla o cemento en limos y arenas, mezclas de limo y arenas (ver Figura 7.27).

Se debe verificar que la colocación del relleno y su compactación cumpla con lo especificado en el proyecto y con las recomendaciones de la norma ASTM D2321. Como referencia el suelo tipo I se debe colocar en capas de 45 cm. con una ligera compactación o acomodo, el suelo tipo II en capas de 30 cm. compactadas del 85 – 90% Proctor, y el suelo tipo III en capas de 20 cm. Con compactaciones mayores al 90% Proctor.

Se debe asegurar que el material de relleno para el acostillado se acomode perfectamente en la zona baja del tubo, para lo cual recomendará el empleo de herramientas o procedimientos que aseguren el relleno de todos los espacios bajo el tubo (ver Figura 7.28).

Figura 7.28: Acostillado de la tubería [Ref. 30]



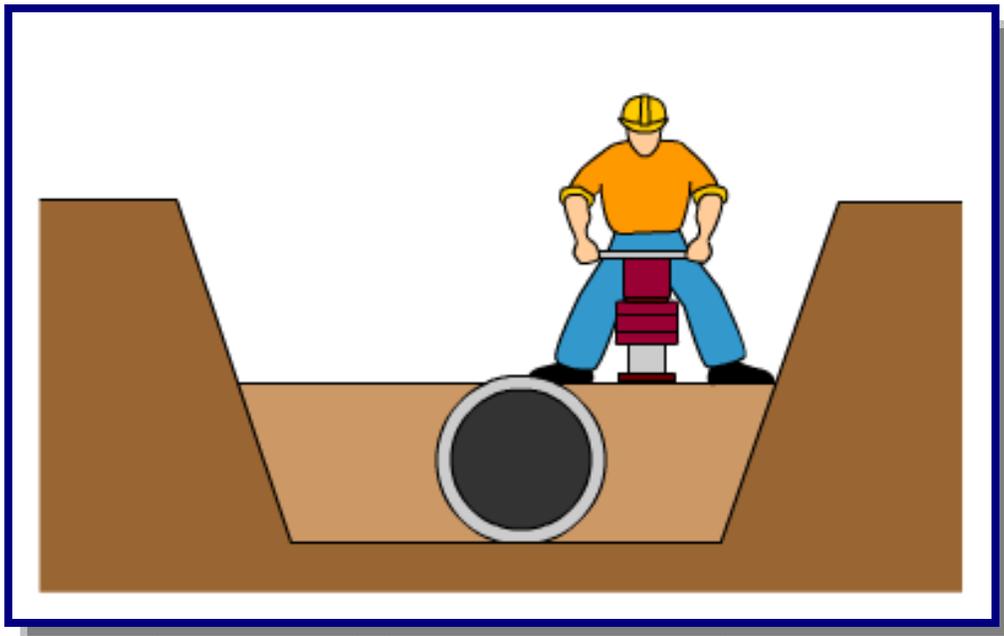
También deberá verificarse que el relleno inicial con las características antes mencionadas se realice como mínimo hasta 30 cm. por encima del lomo del tubo en diámetros de 4" hasta 48", y un relleno de 60 cm. como mínimo en tubos de 60".

Se debe asegurarse de tener tramos completos (distancia entre cámaras) con una misma estructura de zanja, no se permitirán cambios de material, ni de compactación en puntos intermedios entre cámaras.

En obras donde exista el riesgo de migración de finos, debidas a las diferencias granulométricas entre el material nativo de la zanja y el material de relleno, el supervisor debe recomendar una estructura que evite el fenómeno de migración, esto se puede hacer con el uso de mallas geosintéticas diseñadas para este propósito o con rellenos con suelos de poro controlado.

La compactación en el relleno inicial podrá hacerse con equipo ligero, tipo pata-pata, evitando que el tenga contacto con el polietileno, después de 30 cm de colchón podrán usarse rodillos lisos de hasta 9 ton por eje sin vibración, a partir de 1.20 m de colchón podrán utilizarse compactadores de rodillo vibratorio (ver Figura 7.29).

Figura 7.29: Compactación con equipo de tipo pata-pata [Ref. 30]



Se verificara la existencia de napa freática y su profundidad, revisará la posibilidad de flotación de la tubería en cuyo caso dará las recomendaciones para la fijación de esta.

La verificación de los trabajos deberá programarse para lograr un monitoreo mínimo a cada 100 m de tubería instalada y deberá prolongarse hasta que se llegue a la compactación de la última capa de suelo en la zanja.

Se deberá anotar las deflexiones medidas en los tramos que se visitan destacando el estado de avance del relleno al día de la visita a fin de tener un monitoreo de deformaciones y prevenir los confinamientos deficientes.

CAPITULO V III

ASPECTOS AMBIENTALES



8.1. TRATAMIENTO DE AGUAS (ETAP)

Se considera agua potable, al agua incolora, insípida e inodora, que contiene oxígeno y sales disueltas en una concentración adecuada; y esta libre de gérmenes patógenos y sustancias tóxicas que ponen en peligro la salud. El agua natural para alcanzar estas condiciones, se la debe someter a un proceso de potabilización.

Los seres humanos han almacenado y distribuido el agua durante siglos. En la época en que el hombre era cazador y recolector el agua utilizada para beber era agua del río. Cuando se producían asentamientos humanos de manera continuada estos siempre se producen cerca de lagos y ríos. Cuando no existen lagos y ríos las personas aprovechan los recursos de agua subterráneos que se extrae mediante la construcción de pozos. Cuando la población humana comienza a crecer de manera extensiva, y no existen suficientes recursos disponibles de agua, se necesita buscar otras fuentes diferentes de agua.

Las fuentes de suministro de agua dulce en la naturaleza son variadas. A las aguas de ríos, arroyos y lagos las llamamos aguas superficiales; a las que se extraen de perforaciones se las llama aguas subterráneas, y encontramos además otros suministros naturales como vertientes y manantiales.

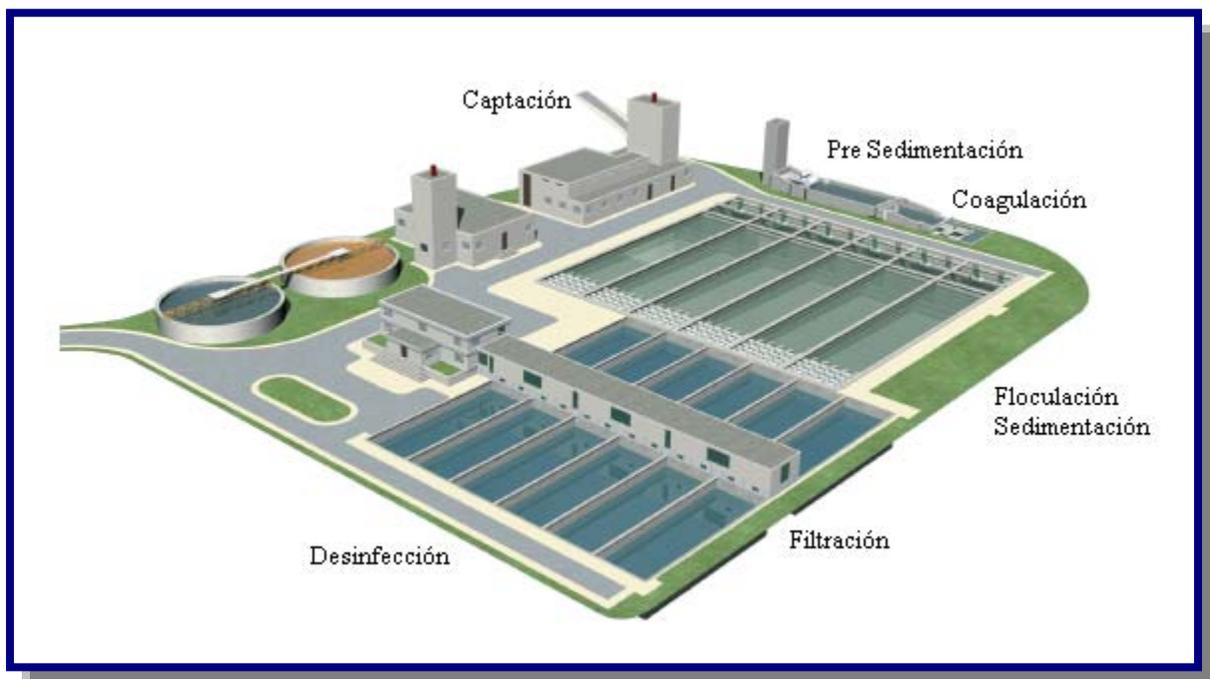
Los objetivos del tratamiento de agua son:

- Agua que sea segura y apta para el consumo humano.
- Agua que sea estéticamente atractiva al consumidor.
- Agua a un costo razonable.

El tratamiento de agua potable es el proceso consistente en la eliminación de los sólidos suspendidos, aglomeración, decantación de los coloides y desinfección de organismos patógenos mediante la coagulación, el ablandamiento, la eliminación de hierro y manganeso, la eliminación de olor y sabor, la sedimentación, la filtración, el control de corrosión, la evaporación y la desinfección, todo ello realizado en las estaciones de tratamiento de agua potable (ETAP). Se puede considerar que el tratamiento estándar consiste en los siguientes procesos unitarios.

- Captación
- Pre Sedimentación
- Coagulación
- Floculación
- Sedimentación
- Filtración
- Desinfección

Figura 8.1: Planta de tratamiento (ETAP) [Ref. 31]



8.1.1. CAPTACIÓN

La captación de aguas superficiales se realiza por medio de tomas de agua que se hacen en los ríos o diques.

El agua proveniente de ríos está expuesta a la incorporación de materiales y microorganismos requiriendo un proceso más complejo para su tratamiento. La turbiedad, el contenido mineral y el grado de contaminación varían según la época del año (en verano el agua de nuestros ríos es más turbia que en invierno).

La captación de aguas subterráneas se efectúa por medio de pozos de bombeo ó perforaciones. Desde la toma de agua del río hasta los pre-sedimentadores, el agua se conduce por medio de acueductos ó canales abiertos.

8.1.2. PRE SEDIMENTACIÓN

Esta etapa se realiza en piletas preparadas para retener los sólidos sedimentables (arenas), los sólidos pesados caen al fondo. En su interior las piletas pueden contener placas o seditubos para tener un mayor contacto con estas partículas. El agua pasa a otra etapa por desborde.

8.1.3. COAGULACIÓN

Para la eliminación de sustancias que vienen en el agua en forma coloidal, la decantación por gravedad, no resulta del todo efectiva, se requiere el aporte de unos reactivos que faciliten esta acción.

El coagulante se utiliza para desestabilizar la carga exterior de las partículas coloidales, evitando la repulsión entre ellas, y favoreciendo las reacciones que generarán coágulos de mayor densidad, lo que acelera su decantación.

Los agentes coagulantes comúnmente utilizados, son las sales de hierro, y aluminio, que comercialmente se presentan en diversas formas: sulfato de aluminio, cloruro de aluminio, polímeros de alúmina, cloruro férrico, y sulfato férrico.

Varios aspectos van a influir en el proceso de coagulación: calidad del agua bruta, agitación de la mezcla, dosis y tipo de coagulante. Para determinar la dosis y el tipo de coagulante para tratar nuestra agua, realizaremos ensayos de laboratorio (jartest), que mostrarán la calidad del agua una vez decantada, el volumen de fango producido, los tiempos de decantación, etc., con cada uno de los coagulantes seleccionados.

8.1.4. FLOCULACIÓN

Los floculantes, o también llamados coadyuvantes, son productos que tienen la facultad de captar los coágulos formando entre ellos un entramado más voluminoso, pesado, y denso. De esta forma, se aumenta la velocidad de sedimentación de los flocos formados.

Se pueden clasificar en distintos grupos, según su naturaleza; en minerales u orgánicos, según su carga; en aniónicos, catiónicos o neutros, según su origen; en naturales o sintéticos.

Al igual que en la elección del coagulante, para determinar el floculante idóneo, tendremos que recurrir a ensayos de laboratorio, jartest, que muestren resultados de diferentes productos y dosis de tratamiento para un mismo agua bruta.

8.1.5. SEDIMENTACIÓN

La sedimentación se realiza en decantadores o piletas de capacidad variable, según la Planta Potabilizadora. En ellos se produce la decantación del floc, que precipitan al fondo del decantador formando barro. Normalmente la retención de velocidad del agua que se produce en esta zona es de 40 minutos a una hora.

Los decantadores o sedimentadores es su tramo final poseen vertederos en los cuales se capta la capa superior del agua – que contiene menor turbiedad – por medio de estos vertederos el agua pasa a la zona de filtración.

8.1.6. FILTRACIÓN

Una vez que el agua ha sido decantada, para terminar el proceso de clarificación, la haremos pasar por una etapa de filtración.

El proceso físico va a consistir, en hacer pasar el agua a través de un lecho filtrante, normalmente este lecho será de arena y grava de distinta granulometría, aunque también se puede optar, si se quiere un tratamiento más afino, por pasar el agua a través de un lecho de carbón activado, con esto no sólo retendremos la materia que aún queda en suspensión en el agua, sino que quedarán en el lecho partículas adsorbidas que podrían producir olores y sabores en el agua. Para evitar atascamientos, es importante que la retención de partículas se haga en el interior del lecho filtrante, y no en la superficie del lecho, por este motivo, será muy importante hacer una elección adecuada del tamaño del grano del lecho filtrante.

Dependiendo de las fuerzas que intervengan en el proceso de filtración, podemos distinguir entre filtros de gravedad, y filtros de presión, siendo los primeros más económicos de explotar y mantener, aunque requieran una mayor superficie de filtrado para obtener los mismos rendimientos.

Podemos hacer una clasificación de los tipos de filtros por gravedad, en función de la velocidad de filtración:

- Filtros lentos: La velocidad de filtrado es inferior a $5 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \text{ h}$, estos filtros se utilizan para aguas poco turbias, que no han necesitado coagulación previa. Requieren una granulometría fina de la arena, las retenciones se van a producir principalmente en la superficie del lecho, por lo que tienen bajo uso para aguas potables.
- Filtros rápidos: La velocidad de filtrado es superior a $5 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \text{ h}$, son los filtros usados normalmente en aguas potables, que previamente han pasado por un proceso de decantación y coagulación.

Cuando un filtro se satura, porque ha llegado a un nivel de lámina de agua máximo, habrá que limpiarlo, para que vuelva a tener capacidad de filtrado. El proceso de lavado, va a consistir en una inyección temporal de aire y/o agua en contracorriente, haciendo que se desprendan los sólidos que han quedado retenidos en el lecho filtrante. El agua de estos lavados se puede llevar a cabecera de planta, o alguna instalación de aprovechamiento de las aguas.

8.1.7. DESINFECCIÓN

El objetivo que se persigue con la desinfección, es eliminar los organismos patógenos que pueda llevar el agua, garantizando así sanitariamente su consumo. Así se establece en la reglamentación técnica sanitaria, en el apartado de suministro y distribución de las aguas potables, donde se articula que las aguas potables de consumo público, deberán contener a lo largo de toda la red de distribución, y en todo momento, cloro residual libre o combinado, u otros agentes desinfectantes, en las concentraciones que determine la Administración.

Se pueden utilizar diversos agentes desinfectantes, su elección dependerá de diversos factores: tiempo de contacto, calidad del agua, e instalaciones y recursos disponibles. El desinfectante más generalizado para potabilizar el agua, es el cloro y sus derivados, a continuación, vamos a ver algunas características de cada uno de estos agentes:

➤ Cloro

La Norma Boliviana, establece como valores guías, una concentración de cloro libre residual entre 0,2 y 0,6 ppm, en la red de distribución. Comercialmente, el cloro se usa de diversas formas, las más comunes en el mercado son: cloro gas, hipoclorito, hipoclorito cálcico, dióxido de cloro, y cloraminas.

Normalmente, el punto de dosificación de cloro se ubicará a la entrada de los depósitos de abastecimiento, y se realizarán análisis para determinar las concentraciones tanto en los propios depósitos, como en la salida hacia las redes de distribución.

En la instalación de almacenamiento y dosificación de cloro, habrá que disponer de un sistema de neutralización de posibles fugas de cloro al ambiente. Para este fin, normalmente se disponen de torres de absorción, que consisten en unas torres de lavado (de platos o de relleno), donde se realiza un lavado en contracorriente del aire contaminado extraído de la sala, con sosa cáustica (soluciones al 18-22%), formando hipoclorito, y cloruro sódico, y obteniéndose un aire descontaminado.

En cuanto a los derivados del cloro usados como desinfectante: las cloraminas se usan poco porque tienen menor poder desinfectante, y por los subproductos que se originan.

El dióxido de cloro es necesario prepararlo in situ, con ácido clorhídrico e hipoclorito sódico, lo que supone un inconveniente al estar manipulándose varios reactivos químicos, sin embargo se aprecia su capacidad oxidante sobre aguas que contienen fenoles (a diferencia del cloro, no origina olores), y oxida muy bien a aguas cargadas de hierro y manganeso.

Los hipocloritos ofrecen el mismo resultado en desinfección que el cloro, la única diferencia es que elevan el pH del agua, originando más problemas de precipitados en los depósitos y las conducciones, por la alcalinidad que producen.

➤ **Ozono**

El ozono, como indicábamos en el apartado de oxidación, tiene un mayor poder oxidante que el cloro. Frente a éste, presenta las ventajas de no producir olores ni sabores que pueden originarse en los subproductos clorados, y además, resulta más eficaz en su acción desinfectante, debido a su mayor poder oxidante. Su producción a partir de oxígeno, requiere una tecnología más costosa de instalar, explotar, y mantener que la de dosificación de cloro, de ahí que no esté tan implantado como agente desinfectante.

8.2. EVALUACIÓN DE IMPACTOS AMBIENTALES

El desarrollo de un sistema de distribución implica la realización de una serie de actividades que de alguna forma inciden sobre los componentes ambientales y socio-económicos del área donde se implementará el mismo. Si asumimos como cultura de desarrollo que la variable ambiental es una de las principales a tener en cuenta en un sistema o parte de un acueducto, se podrán minimizar, e incluso eliminar, en algunos casos los impactos negativos que sobre el medio receptor causa cualquier obra.

El desarrollo de la evaluación de impactos ambientales, debe cumplir lo establecido en la Ley 1333 y el Reglamento a la Ley del Medio Ambiente

8.2.1. METODOLOGÍA

En ésta parte de la guía se dan los lineamientos para evaluar el impacto ambiental producido por un sistema de distribución.

De acuerdo con la experiencia, se optó por utilizar un método de evaluación que permita valorar la magnitud de los impactos, para poder establecer el orden de prioridad e incidencia ambiental de las varias actividades que es necesario ejecutar en la construcción y operación de cada uno de los componentes del sistema y definir las medidas de mitigación de factible utilización para el control de los impactos producidos.

Con el propósito de guiar al diseñador en la evaluación ambiental del proyecto se procedió de la siguiente forma:

- Determinación de las etapas de desarrollo del proyecto de acueducto.
- Identificación de las actividades principales que generan efectos ambientales sobre el medio receptor, en cada una de las etapas anteriores.
- Conformación de una Matriz Cuantitativa que permita cuantificar los impactos generados por cada uno de los componentes de desarrollo en cada una de las actividades y etapas de implementación del mismo.
- Establecimiento de un procedimiento de calificación, para determinar el grado de impacto que el proyecto generará sobre el medio receptor y poder evaluar el grado de factibilidad ambiental del mismo antes de ser presentado a la autoridad ambiental competente, de ésta forma el proyecto tiene un proceso de depuración interno que redundará benéficamente tanto para el dueño del proyecto, como para el operador del sistema y para la autoridad ambiental encargada del proyecto, según la magnitud del mismo.

8.2.2. ETAPAS DE DESARROLLO DEL PROYECTO

Dentro de este capítulo se consideraron las siguientes:

8.2.2.1. PLANEAMIENTO Y DISEÑO

Corresponde a la etapa inicial de toda obra y es en ésta donde se evalúa la factibilidad técnica, ambiental y económica del sistema de distribución. Es aquí donde se plantean las varias alternativas de factible implementación a la luz de las variables anteriores, se selecciona la más adecuada para materialización y se procede a diseñar cada uno de los componentes del proyecto.

8.2.2.2. CONSTRUCCIÓN

Etapa en la cual se materializa físicamente el proyecto. Es en ésta parte donde se producen una gran parte de los impactos del sistema, siendo necesario por lo tanto que estén plenamente identificados y cuantificados y con medidas de control que permitan que su inserción dentro del medio receptor sea lo más adecuada posible.

8.2.2.3. OPERACIÓN

Etapa donde el sistema de distribución entra en funcionamiento. En ésta se presentan una serie de impactos que deben tener un plan de manejo que permita la sostenibilidad ambiental del proyecto en el período de diseño seleccionado.

8.2.3. MATRIZ DE IDENTIFICACIÓN DE IMPACTOS AMBIENTALES

La Matriz de identificación fue concebida como una herramienta de ayuda para el diseñador, ya que funciona como una lista de chequeo que direcciona las evaluaciones a realizar en la parte cuantitativa de la guía y lo ubica en los medios receptores afectados por la implementación de éste tipo de proyectos.

8.2.3.1. MEDIOS RECEPTORES

Para realizar éste tipo de evaluación se consideraron los siguientes posibles medios receptores de impactos:

- Factor hídrico
- Factor suelo
- Factor atmosférico
- Factor vegetación
- Factor fauna
- Factores sociocultural económico
- Factor de aspectos urbanos

8.2.3.1.1. FACTOR HÍDRICO

Se establecieron los siguientes:

- **Disponibilidad:** Se trata de identificar el grado de utilización del recurso agua en cada uno de los componentes del proyecto. En la medida en que su utilización por efectos del proyecto sea parcial o total, la magnitud del impacto será diferente. Se evalúa con base en el caudal disponible de la fuente medido en l/s.
- **Calidad Físico-Química y Bacteriológica del Agua:** Considera los cambios físicos, químicos y bacteriológicos que se producen en el agua debido a las actividades de construcción y/o operación de un sistema de acueducto.

8.2.3.1.2. FACTOR SUELO

Durante la etapa de construcción, en relación con el suelo, se tiene que los indicadores están asociados básicamente a la materialización de los proyectos, los cuales implican la intervención del suelo.

Se han identificado tres indicadores igualmente involucrados dentro de todos los sistemas que implican la construcción de redes de agua potable así:

- **Reducción de la Capa Vegetal:** Donde se hace referencia a que con la ejecución de las obras, se produce una reducción de la capa vegetal cuya función es la de recubrir el suelo ejerciendo una protección contra los agentes externos que causan erosión. Su cuantificación se realiza con base en las condiciones existentes en la zona y la reducción del recurso debida al proyecto.
- **Intervención del Suelo:** Se refiere a las actividades correspondientes a los movimientos de tierra (excavaciones y rellenos) que se requieren ejecutar para implementación de un sistema de distribución. Su valoración se realiza con base en la cantidad del movimiento de tierras a efectuar.
- **Sobrantes de Excavación:** Se ha seleccionado este indicador teniendo en cuenta que los sobrantes de excavación generan problemas ambientales, si no son manejados y dispuestos adecuadamente. Este se cuantifica como el volumen sobrante de excavación después de haber utilizado parte como relleno en el proyecto.

Durante la etapa de Operación, desde el punto de vista de suelos al comportamiento de las áreas ante los problemas de inestabilidad producidos a partir del funcionamiento de cada uno de los componentes involucrados.

En la captación se tiene como indicador la socavación producida por la fuente de suministro; si esta diseñada en el área de influencia de una quebrada o río. Para los otros componentes del sistema, por la generación de inestabilidad a partir de la operación de los mismos que puede ser producida por exfiltraciones en conducciones o en tanques, o por mal manejo de las aguas de escorrentía que producen erosión. También por la falla del terreno ante la aplicación de cargas.

8.2.3.1.3. FACTOR AFMOSFÉRICO

De acuerdo con lo establecido en la ley 1333, se entiende por contaminación del aire la presencia de sustancias que alteren su calidad en condiciones tales de duración, concentración o intensidad, que afecten la vida y salud humana, animal o vegetal, los bienes materiales del hombre o de la comunidad, o interfieran su bienestar.

Para establecer el impacto sobre éste medio se tienen los siguientes indicadores:

- **Ruido:** Es la presión sonora que generada en cualquier condición que trasciende al medio ambiente.
- **Material Particulado:** Es el material fino en forma de sólidos o líquidos que se encuentran en el ambiente como humos, gases, vapores, polvo, etc. Se forman debido a acciones mecánicas, reacciones químicas, condensación y/o atomización.

8.2.3.1.4. FACTOR VEGETACIÓN

Para la etapa de construcción se deben evaluar los siguientes:

- **Remoción de Cobertura Vegetal:** La remoción se refiere al descapote o traslado de la capa orgánica superficial del suelo, en éste último representada por la tala rasa, cuando es necesario destinar el área para otra actividad diferente al uso forestal. Esta tumba o apeo también se puede realizar sobre individuos maduros, deformados o mal desarrollados.

- **Paisaje:** El paisaje es el conjunto y síntesis de las interrelaciones entre los elementos inertes (roca, agua, aire), vivos (plantas, animales y hombre) y el medio. El Paisaje visual es considerado como expresión de los valores estéticos, plásticos y emocionales del medio natural. Para valorarlo hay que tener en cuenta visibilidad, calidad paisajística, fragilidad y presencia de asentamientos humanos.

8.2.3.1.5. FACTOR FAUNA

Los parámetros cualitativos que se deben tener en cuenta son:

- **Densidad:** Se cuantifica de acuerdo con el número de individuos presentes por área del proyecto. Se deben realizar inventarios “in situ”.
- **Diversidad:** Medido de acuerdo con el Índice de Shanon.

8.2.3.1.6. FACTOR SOCIO - CULTURAL ECONÓMICO

A continuación, se explican las categorías utilizadas para dicho factor.

- **Incomodidad:** La realización de cualquier obra implica algún grado de perturbación de la vida cotidiana de quienes residen o permanecen en el área de influencia; especialmente, porque la presencia de personal, maquinaria, desplazamiento de vehículos por las vías aledañas, la disposición de residuos y/o de escombros, necesariamente alteran la vida cotidiana de los habitantes.
- **Migración:** Este factor se refiere al posible flujo de población de las áreas vecinas hacia la de influencia del proyecto, con el propósito de obtener beneficios que mejoren sus condiciones y calidad de vida. El impacto de este factor depende, fundamentalmente, de la capacidad instalada de la Localidad, Municipio y/o Departamento para atender dicho flujo, ofreciéndole condiciones de vida aceptables.
- **Participación Comunitaria:** En cualquier proyecto es importante y necesario contar con el apoyo de la comunidad; por tanto, es necesario medir el grado de receptibilidad que las Comunidades tienen hacia un proyecto, obra o actividad. Puede pensarse que es un factor demasiado subjetivo, pero dada la incidencia que tiene, es determinante su medición.

- **Valorización:** Como se indica en la Matriz de Evaluación, es una categoría económica que permite analizar si con ocasión del proyecto, obra o actividad, el precio de los predios se ha visto incrementado o deteriorado por la acción de estos.
- **Flujo Laboral:** El análisis anterior sirve para establecer la importancia ambiental del proyecto y por ende la frecuencia de controles y seguimiento. Se debe tener en cuenta que si un determinado componente afecta gravemente a uno (1) de los siete (7) factores evaluados deben considerarse como crítico su desarrollo así la ponderación total realizadas lo considere aceptable. Este indicador se refiere al número de empleos que se pueden generar con el proyecto, fundamentalmente de carácter directo. Se plantea el carácter positivo o negativo del indicador en función del número y la oportunidad de generación.

Ahora bien, se ha planteado este indicador con la suficiente amplitud, de manera que la evaluación pueda contemplar proyectos de gran envergadura, como que también cobije los pequeños sistemas municipales o ramales de tan común ocurrencia en nuestro país.

- **Tarifas o Tasas:** Este parece ser el indicador más sensible desde el punto de vista económico. La población reciente en las tarifas el costo de las obras y proyectos, y en la medida en que ve afectados sus ingresos, manifiesta apoyo o rechazo al mismo proyecto. Este indicador puede estar determinado por factores relacionados con la prestación del servicio, con la financiación del mismo, con el consumo, etc. Por tanto, es necesario en el momento de diagnóstico, establecer las condiciones actuales de los servicios de distribución y alcantarillado de la localidad, el municipio y/o departamento.
- **Expectativas:** Este indicador quiere reflejar las inquietudes generadas en la comunidad por la acción de un determinado proyecto. Se diferencia de la participación comunitaria en que esta es la manera como las comunidades manifiestan su apoyo o rechazo a un proyecto, mientras que las expectativas son una actitud personal que refuerza o deteriora la participación comunitaria. Se ha buscado una valoración semejante para los dos indicadores, dada la complementariedad de los mismos.
- **Calidad de Vida:** En la medida en que los proyectos, obras o actividades ejecutadas tienen relación con el aspecto de saneamiento básico, se ha considerado importante valorar si la ejecución de los mismos contribuye o no a mejorar la calidad y las condiciones de vida de la población residente en el área de influencia.

- **Infraestructura Comunitaria:** Con este indicador se quiere establecer si los proyectos contribuyen o no al mejoramiento de los servicios públicos del área de influencia, con lo cual no solo mejorará la calidad de vida de la población sino las condiciones locales, municipales o departamentales, según sea el caso.

De igual manera, este mejoramiento o deterioro de la infraestructura comunitaria, indicará un cambio en la apariencia del área, lo cual puede generar actividades conexas como turismo, recreación, apropiación del espacio público. etc.

- **Interacción Institucional:** Con este indicador se quiere evaluar si el proyecto, obra o actividad, es una ocasión para la integración de las entidades, públicas y privadas, en torno al objetivo común de alcanzar los propósitos del proyecto. Al igual que otros indicadores

8.2.3.1.7. FACTOR URBANO

Los indicadores seleccionados para ser evaluados son:

- **Paisaje Urbano:** Se asume como el conjunto de los elementos naturales y construidos que sustenta y conforma el perfil urbano, que por su configuración (interrelaciones, tamaño, texturas, rasgos) otorgan identidad y carácter a un contexto. Se percibe como escenarios fijos o como secuencias que acompañan los recorridos por las ciudades desde el nivel vehicular de tráfico rápido hasta el de velocidad peatonal e incluso, la percepción de los decolajes aéreos.

El índice se especifica como el campo visual de la zona urbana, sus construcciones y sus elementos naturales, al interior del tejido urbano o como telones de fondo, llamado también perfil urbano.

- **Patrimonio Urbano y Arquitectónico:** Patrimonio son los bienes heredados por nuestros antepasados, ante los cuales tenemos la obligación de protegerlos y mantenerlos y para legarlos a generaciones futuras.

El patrimonio inmueble está conformado por lo que hemos construido de gran calidad o especial significación, y ahora, o en el futuro, todos tienen derecho a su disfrute, a preservar su adecuada relación con el medio ambiente así como capacidad de propiciar una alta calidad de vida. Ellos son hechos fundamentales que contribuyen a hacer ciudad, pues representan un soporte básico de los significados urbanos, en los cuales la ciudad se auto representa; Además de que son referentes espaciales y temporales que cohesionan a la comunidad y le recrea su sentido ciudadano y solidario en cuanto decantación de su pasado común. Son pues pilares de la apropiación colectiva y del proceso cultural de construcción de la ciudad, por lo cual, una verdadera política debe tener claridad sobre “no solamente el futuro que tendrá nuestro pasado, sino cómo el pasado intervendrá en la construcción de nuestro futuro”

8.2.4. MONITOREO AMBIENTAL

8.2.4.1. INSPECCIÓN SANITARIA

Debe realizarse cada mes, sobre todo en el sistema de agua potable construido (obra de toma, aducción, tanque de almacenamiento y la red de distribución).

8.2.4.2. EDUCACIÓN SANITARIA

La educación sanitaria deberá basarse en la información de la línea base, de tal manera que los alcances de las intervenciones respondan a la realidad de la población, sus necesidades, creencias, prácticas y comportamientos identificados.

La responsabilidad de ejecución de los programas de educación sanitaria no recae únicamente en la institución ejecutora, pues deberá existir coordinación entre las instituciones (ONG) que trabajan en el área del proyecto, fundamentalmente las instituciones dependientes del estado, como ser: magisterio, Unidad sanitaria. En el caso de maestros rurales ellos tienen la oportunidad de lograr cambios de comportamiento en los niños, hecho que a su vez, influirá en sus hogares sobre su incorporación a los nuevos servicios y a socializar las nuevas practicas de higiene en la población.

EJERCICIOS RESUELTOS Y PROPUESTOS



CAPITULO II

EJERCICIO 2.1.

¿Cuál es la tasa de crecimiento poblacional de Bolivia entre dos últimos censos de 1992 y 2001? La población en 1992 es de 6420792 y la de 2001 es de 8274325.

Datos:

No 1992:	6420792 hab
Nt 2001:	8274325 hab
t:	9.25

Solución:

$$i = \frac{1}{t} * \ln\left(\frac{Nt}{No}\right) * 100$$
$$i = \frac{1}{9.25} * \ln\left(\frac{8274325}{6420792}\right) * 100 = 2.74\%$$

EJERCICIO 2.2.

La población de Mendezmamata tiene 3550 habitantes y una tasa de crecimiento de 1.7 %, se pide proyectar la población a 20 años, por el método aritmético,

Datos:

P _o :	3550 hab
i:	1.7 %
t:	20 años

Solución:

$$Pf = Po\left(1 + i * \frac{t}{100}\right)$$
$$Pf = 3550\left(1 + 1.7 * \frac{20}{100}\right) = 4757 \text{ hab}$$

EJERCICIO 2.3.

La población de Anocaraire tiene 2225 habitantes y una tasa de crecimiento de 1.1 %, se pide proyectar la población para 20 y 30 años, por el método Geométrico y el método Exponencial.

Datos:

P_0 : 2225 hab
 r : 1.1 %
 t : 20, 30 años

Solución:

Método Geométrico:

$$Pf = P_0 \left(1 + \frac{i}{100} \right)^t$$

$$Pf_{20} = 2225 \left(1 + \frac{1.1}{100} \right)^{20} = 2770 \text{ hab}$$

$$Pf_{30} = 2225 \left(1 + \frac{1.1}{100} \right)^{30} = 3090 \text{ hab}$$

Método Exponencial:

$$Pf = P_0 * e^{\left(\frac{i*t}{100} \right)}$$

$$Pf_{20} = 2225 * e^{\left(\frac{1.1*20}{100} \right)} = 2773 \text{ hab}$$

$$Pf_{30} = 2225 * e^{\left(\frac{1.1*30}{100} \right)} = 3095 \text{ hab}$$

EJERCICIO 2.4.

La población de Quillacollo tiene 104206 habitantes y una tasa de crecimiento de 4.45 %, se pide proyectar la población para 30 años, por el método Curva Logística.

Datos:

- P_0 : 104206 hab (Censo 2001)
 r : 4.45 %
 t : 30 años
 t_1 : 2 años
 t_2 : $2 * t_1 = 2 * 2 = 4$ años
 P_1 : 116552 hab (año 2003, según las proyecciones del INE)
 P_2 : 131963 hab (año 2007, según las proyecciones del INE)

$$Pf = \frac{L}{1 + m * e^{(a*t)}}$$

$$L = \frac{2 * P_0 * P_1 * P_2 - P_1^2 (P_0 + P_2)}{P_0 * P_2 - P_1^2}$$

$$m = \frac{L - P_0}{P_0}$$

$$a = \frac{1}{t_1} \ln \left[\frac{P_0 (L - P_1)}{P_1 (L - P_0)} \right]$$

P_0, P_1, P_2 Población correspondiente a los tiempos t_0, t_1 y $t_2 = 2 * t_1$

t_0, t_1, t_2 Tiempo intercensal en años correspondiente a la población P_0, P_1, P_2

Solución:

Calculo de la variación de saturación L

$$L = \frac{2 * P_0 * P_1 * P_2 - P_1^2 (P_0 + P_2)}{P_0 * P_2 - P_1^2}$$

$$L = \frac{2 * 104206 * 116552 * 131963 - 116552^2 * (104206 + 131963)}{104206 * 131963 - 116552^2} = -16262.17$$

Calculo de los coeficientes a y m

$$m = \frac{L - P_0}{P_0} = \frac{-16262.17 - 104206}{104206} = -1.16$$

$$a = \frac{1}{t_1} \ln \left[\frac{P_0 (L - P_1)}{P_1 (L - P_0)} \right] = \frac{1}{2} \ln \left[\frac{104206 * (-16262.17 - 116552)}{116552 * (-16262.17 - 104206)} \right] = -0.0072$$

Calculo de la población futura

$$Pf = \frac{L}{1 + m * e^{(a*t)}} = \frac{-16262 .17}{1 + (-1.16 * e^{(-0.0072 * 30)})} = 248859 \text{ hab}$$

EJERCICIO 2.5.

La población de Sacabamba tiene 5389 habitantes y una tasa de crecimiento de 1.8 %, se pide proyectar la población para 30 años, por el método Geométrico, el método Exponencial y el método Aritmético.

EJERCICIO 2.6.

La población de Sicaya tiene 2147 habitantes y una tasa de crecimiento de 1.1 %, se pide proyectar la población para 10, 20 y 30 años, por el método Exponencial.

EJERCICIO 2.7.

La población de Bolívar tiene 9795 habitantes y una tasa de crecimiento de 2.14 %, se pide proyectar la población para 20 y 30 años, por el método Geométrico, el método Exponencial y el método Aritmético.

EJERCICIO 2.8.

La población de Sacaba tiene 159570 habitantes y una tasa de crecimiento de 2.9 %, se pide proyectar la población para 30 años, por el método Curva Logística.

CAPITULO III

EJERCICIO 3.1.

En la Población de Toco se ha previsto la construcción de un sistema de agua potable mediante la captación de agua de un río a través de una presa derivadora y obra de toma lateral. Calcular las dimensiones de la boca toma y dimensionar las rejas de protección para un caudal máximo diario de 15.40 l/s.

Supuestos:

La boca de toma tendrá forma rectangular con altura inicial de 0,4 m

Las rejas se realizarán con barros circulares de $\square \frac{1}{2}$ ".

Espacio entre barros 0,04 m.

Datos:

$$Q: 15,40 \text{ l/s} = 0,01540 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_a: 0,60 \text{ m/s}$$

$$c: 1,5$$

$$\varphi: 1,79$$

$$a: 0,04 \text{ m}$$

$$s: 0,012 \text{ m}$$

$$l: 0,4 \text{ m}$$

$$\alpha: 90^\circ$$

Solución:

Cálculo de A_f : determinación de ξ

$$\xi = \varphi * \left(\frac{s}{a}\right)^{\frac{4}{3}} * \text{sen} \alpha$$

$$\xi = 1.79 * \left(\frac{0.012}{0.04}\right)^{\frac{4}{3}} * \text{sen} 90 = 0.321$$

$$A_f = \frac{c * Q}{\xi * v_a}$$

$$A_f = \frac{1.5 * 0.01540}{0.321 * 0.6} = 0.119 \text{ m}^2$$

Determinación de n

$$A_f = l * a * (n + 1)$$

$$n = \frac{A_f}{l * a} = \frac{0.119}{0.4 * 0.04} = 7.49 = 8 \text{ barras}$$

Cálculo A_s

$$A_s = n * s * l$$

$$A_s = 8 * 0.012 * 0.4 = 0.038 \text{ m}^2$$

Cálculo de A_t

$$A_t = A_s + A_f$$

$$A_t = 0.038 + 0.119 = 0.1574 \text{ m}^2$$

$$b = \frac{A_t}{l} = \frac{0.1574}{0.4} = 0.39 \text{ m} \Rightarrow b = 0.39 \text{ m}, l = 0.40 \text{ m}$$

EJERCICIO 3.2.

En la Población de Puerto Villarroel se ha previsto una captación mediante la construcción de tuberías de infiltración o de avenamiento para captar el agua subálvea. Se espera captar un caudal igual a 15 l/s. Determinar la longitud total de la tubería de avenamiento si la tubería es de PVC, diámetro de \square 4" y con orificios al tres bolillo de \square 1 cm. El nivel del agua sobre la tubería es de 2,2 m. Considere la permeabilidad del estrato de 0,09 l/s-m².

Datos:

- Q: 15 l/s = 0,015 m³/s
- r: 2" = 0,051 m
- k: 0,09 l/s- m² = 7,776 m³/d-m²
- a: 2,2 m

Solución:

Cálculo de la longitud

$$Q_u = \frac{2 * \pi * k * a}{\ln\left(\frac{2 * a}{r}\right)}$$

$$Q_u = \frac{2 * \pi * 0.09 * 2.2}{\ln\left(\frac{2 * 2.2}{0.051}\right)} = 0.28 \text{ l/s} - m$$

$$L = \frac{Q}{Q_u} = \frac{15}{0.28} = 54 \text{ m}$$

Cálculo de orificios

$$A = \frac{Q_u}{V_e * C_c} = \frac{0.00028}{0.1 * 0.55} = 0.0051 \text{ m}^2$$

$$a = \frac{\pi * d^2}{4} = \frac{\pi * 0.01^2}{4} = 0.785 \text{ m}^2$$

$$n = \frac{A}{a} = \frac{0.0051}{0.000078} = 65.38 = 65 \text{ orificios}$$

EJERCICIO 3.3.

En un acuífero confinado se ha realizado un bombeo para medir los parámetros hidráulicos de dicho acuífero, con un nivel estático de 1 m. En el pozo se ha bombeado 20 l/s y se observaron sondeos a 150 m se midieron los siguientes descensos Determinar la Transmisividad T y el coeficiente de almacenamiento S. Utilizar método de Theiss.

Tiempo (minutos)	7	10	20	40	70	120	150
Descensos (m)	1.80	2.15	3.00	3.80	4.60	5.25	6.05

Datos:

Q: 20 l/s

r: 150 m

Solución:

$$T = \frac{Q}{4 * \pi * s} * W_{(u)} \quad u = \frac{r^2 * S}{4 * T * t}$$

Se construye una grafica $W_{(u)}$ vs $1/u$, ambos en escala logarítmica, y otra grafica de abatimiento s vs tiempo t , también en escalas logarítmicas. Estas dos curvas se sobreponen coincidiendo la curva que contienen y se determina un punto cualquiera donde se obtendrá $[W_{(u)}, 1/u]$ y $[s, t]$ y se reemplaza en las ecuaciones anteriormente dichas.

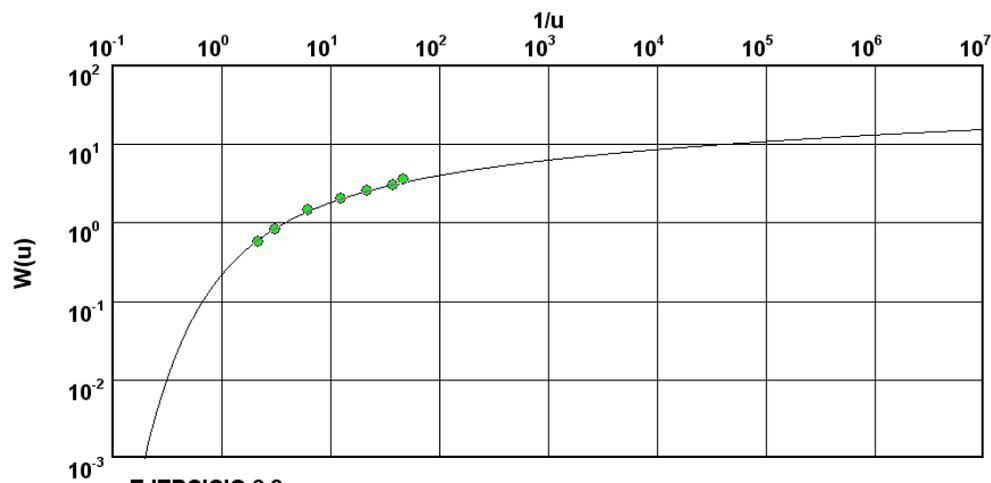
Resolviendo, los valores obtenidos de la grafica son:

$W_{(u)}=1$, $u=0.1$ y $s=1.3$ m, $t=11.5$ min = 0.00798 día

$$T = \frac{20}{4 * \pi * 1.3} * 1 = 106 \text{ m}^2 / \text{día}$$

$$u = \frac{r^2 * S}{4 * T * t} \Rightarrow S = \frac{u * 4 * T * t}{r^2} = \frac{0.1 * 4 * 106 * 0.00798}{150^2} = 1.5 \times 10^{-5}$$

O se puede utilizar el programa Aquifer Test para obtener los resultados correspondientes como se muestra en la figura.

Método de Análisis Theiss - Acuífero Confinado

◆ EJERCICIO 3.3

Transmisividad $[m^2/s]$: 1.25×10^{-3}

Almacenamiento: 1.5×10^{-5}

EJERCICIO 3.4.

Con los mismos datos del ejercicio anterior, en un acuífero se ha realizado un bombeo para medir los parámetros hidráulicos de dicho acuífero con un nivel estático de 1 m. En el pozo se ha bombeado 20 l/s y se observaron sondeos a 150 m se midieron los siguientes descensos. Determinar la Transmisividad T y el coeficiente de almacenamiento S . Utilizar método de Jacobs.

Tiempo (minutos)	7	10	20	40	70	120	150
Descensos (m)	1.80	2.15	3.00	3.80	4.60	5.25	6.05

Datos:

Q: 20 l/s
r: 150 m

Solución:

$$T = \frac{0.183 * Q}{s_1} \quad \text{y} \quad S = \frac{2.25 * T * t_o}{r^2}$$

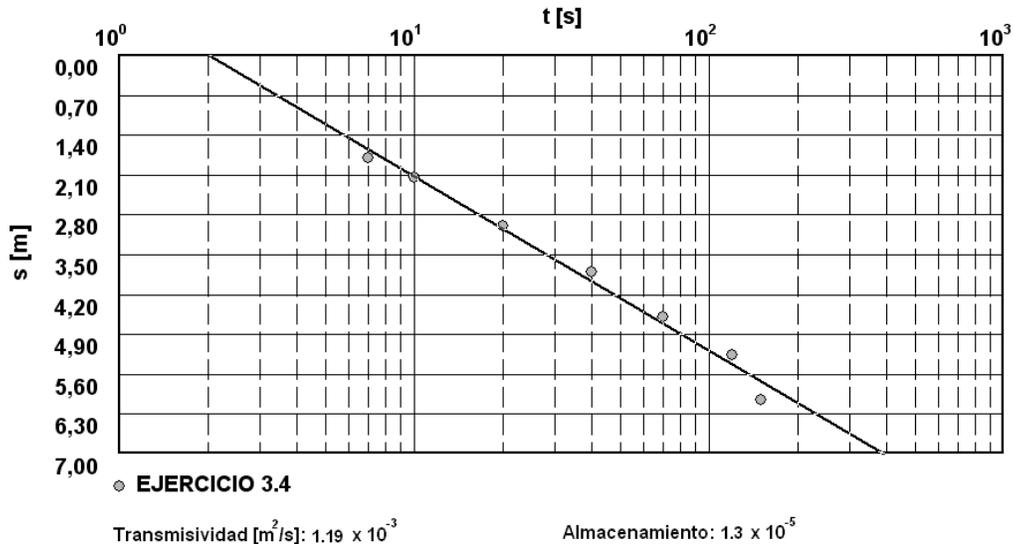
Se construye una grafica semi-logarítmica de tiempo t vs abatimiento s donde tiempo t , también en escalas logarítmicas. Estas dos curvas se sobreponen coincidiendo el tiempo se encuentra en escala logarítmica, con estos valores se debe formar una línea recta, con la cual hallamos t_o con el abatimiento igual a cero, y Δs en el ciclo logarítmico y se reemplaza en las ecuaciones anteriormente dichas.

Resolviendo, los valores obtenidos de la grafica son: $\Delta s = 2.80$ m y $t_o = 1.7$ min = 0.00118 día

$$T = \frac{0.183 * Q}{\Delta s} = \frac{0.183 * 1728}{2.80} = 113 \text{ m}^2 / \text{día}$$

$$S = \frac{2.25 * T * t_o}{r^2} = \frac{2.25 * 113 * 0.00118}{150^2} = 1.3 \times 10^{-5}$$

O se puede utilizar el programa Aquifer Test para obtener los resultados correspondientes como se muestra en la figura.

Método de Análisis Cooper & Jacobs - Acuífero confinado**EJERCICIO 3.5.**

En un acuífero confinado se ha bombeado durante tres horas un caudal constante de 10 litros /s. Tras detener el bombeo, se han medido los descensos de recuperación que figuran en la tabla adjunta (segundos transcurridos desde el momento de la parada): calcular la Transmisividad del acuífero.

Tiempo(minutos)	2	5	10	20	30	60
Descensos (m)	3.10	2.48	2.02	1.58	1.34	0.95

Datos:

$$Q: \quad 10 \text{ l/s} = 0.6 \text{ m}^3/\text{min}$$

$$t: \quad 3 \text{ horas} = 180 \text{ min}$$

Solución:

Confeccionar la siguiente tabla

EJERCICIO 3.6.

En la Población de Tacachi se ha previsto la construcción de una planta de tratamiento mediante la captación de agua de un río a través de una presa derivadora y obra de toma lateral. Calcular las dimensiones de la boca toma y dimensionar las rejas de protección para un caudal de 20.50 l/s.

Supuestos:

La boca de toma tendrá forma rectangular con altura inicial de 0,35 m

Las rejas se realizarán con barrotes circulares de $\square \frac{1}{2}$ ".

Espacio entre barrotes 0,03 m.

EJERCICIO 3.7.

En un acuífero confinado se ha realizado un bombeo para medir los parámetros hidráulicos de dicho acuífero. En el sondeo A se ha bombeado un caudal constante de 16 litros/seg. y en el sondeo B, a una distancia de 57 metros de A, se han medido los descensos que se encuentran en la tabla. Determinar la Transmisividad T y el coeficiente de almacenamiento S . Utilizar método de Theiss.

Tiempo (minutos)	6	11	18	30	45	70	120
Descensos (m)	2.23	3.41	4.52	5.59	6.40	7.32	8.43

EJERCICIO 3.8.

En un acuífero confinado se ha bombeado durante tres horas un caudal constante de 10 litros /s. Tras detener el bombeo, se observaron y medidos los descensos a 80 m que se presentan en la tabla. Determinar la Transmisividad T y el coeficiente de almacenamiento S . Utilizar método de Jacobs.

Tiempo (minutos)	2	5	10	20	30	60	
Descensos (m)	0.95	1.34	1.58	2.02	2.48	3.10	

EJERCICIO 3.9.

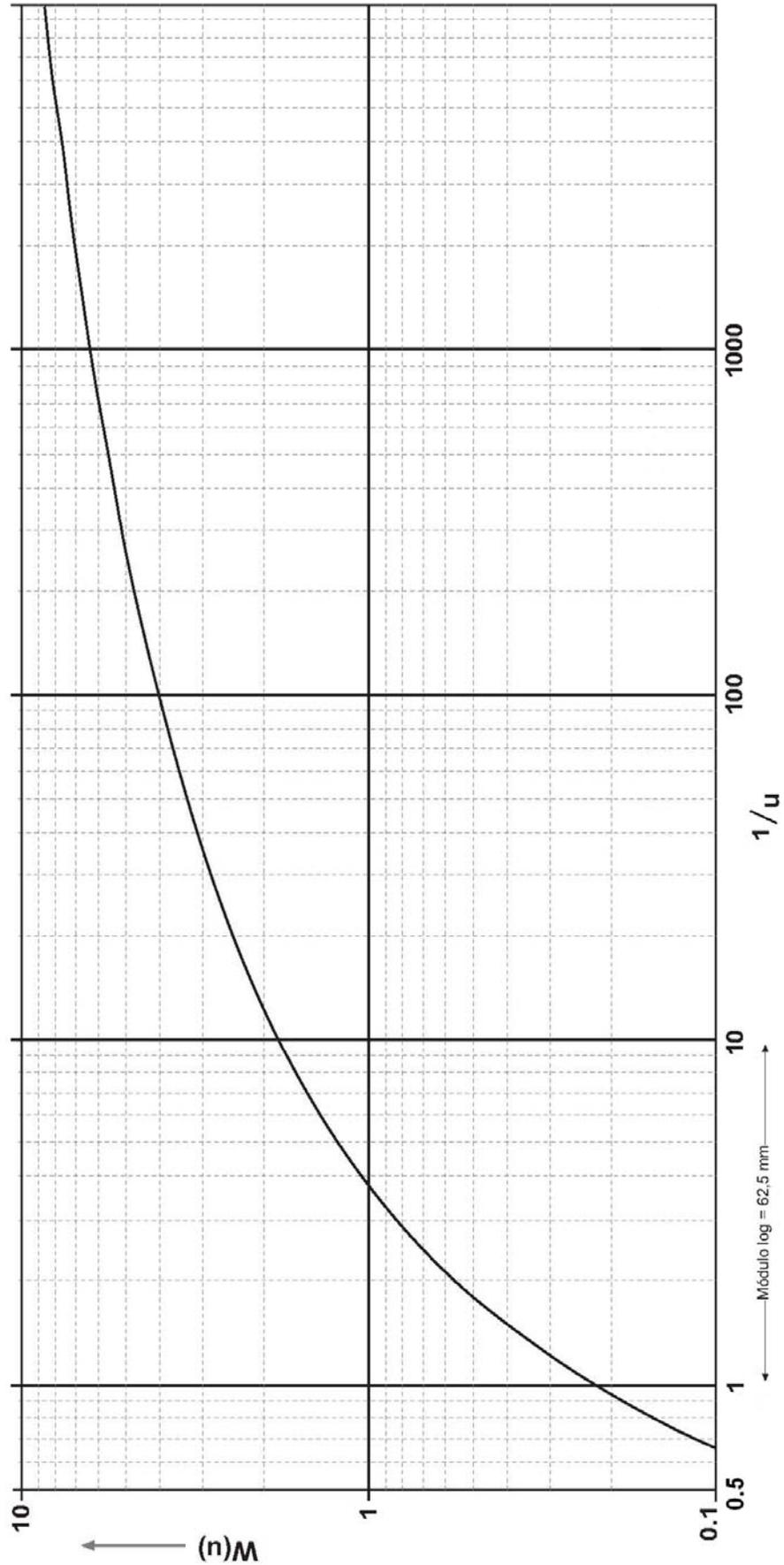
Un acuífero freático con una transmisividad $T = 1\ 200\ m^2 / día$ se bombea mediante un pozo que penetra completamente con un caudal de $1\ 500\ m^3 / día$. El radio de influencia es de 50 m. ¿Cuál es el descenso del nivel freático en el pozo luego de 2 días de bombeo?. Suponga que $S = 0,2$. Utilizar método de Jacobs.

EJERCICIO 3.10.

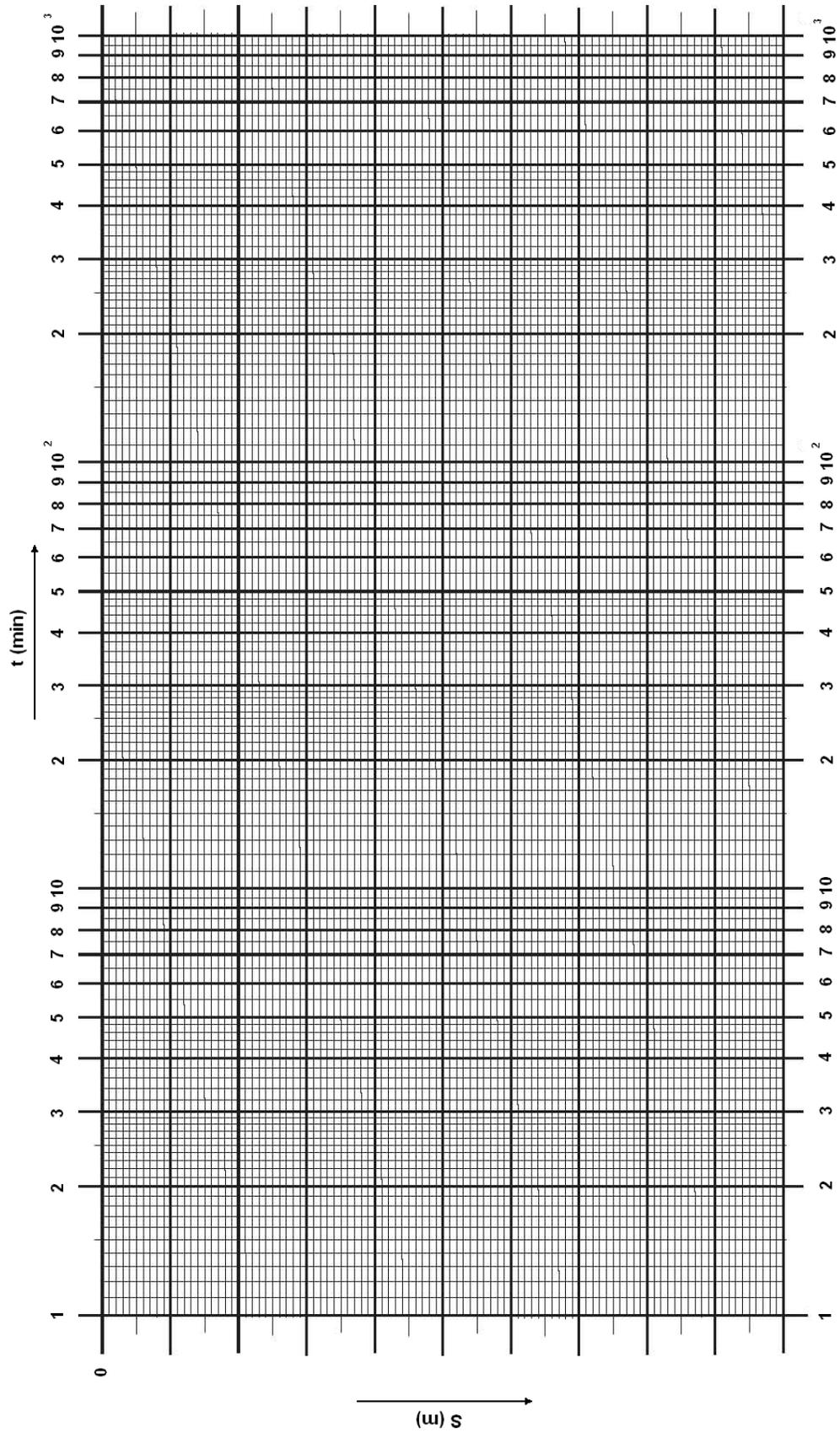
Se realiza un bombeo a caudal constante de 20 l/s durante 1.400 minutos con una depresión final de 15,5 m. Al término del bombeo se toman medidas de la recuperación de niveles con los siguientes resultados de la tabla. Se pide calcular la Transmisividad T del acuífero.

Tiempo (min)	Abatimiento (m)
0	15,5
1	13,3
3	9,75
5	7,9
7	7,15
10	6,4
15	5,6
20	5,2
30	4,6
40	4,25
50	3,9
60	3,65
80	3,3
100	3
120	2,7
140	2,55

Función de pozo $W(u)$ para acuífero confinado (Curva de Theiss)



Función de pozo para acuífero confinado (Jacobs)



CAPITULO IV

EJERCICIO 4.1.

Determinar la pérdida de carga mediante la fórmula de Flamant, en una tubería de PVC de 2 pulgadas de diámetro, a través de la cual, circula agua con un caudal de 2,1 l/s.

Datos:

- D: 50 mm = 0,050 m
 Q: 2.1 l/s = 0,0021 m³/s
 b: 0,00014

Solución:

Determinación de la velocidad media

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{0.0021}{\frac{\pi * 0.05^2}{4}} = 1.07 \text{ m/s}$$

Determinación de la pérdida de carga

$$S_t = \frac{4 * b * v^{\frac{7}{2}}}{D^{\frac{3}{2}}}$$

$$S_t = \frac{4 * 0.00014 * 1.07^{\frac{7}{2}}}{0.05^{\frac{3}{2}}} = 0.063 \text{ m/m}$$

EJERCICIO 4.2.

En la red matriz del sistema de abastecimiento de agua de Entre Rios se tiene una tubería de asbesto-cemento con una longitud de 2.8 km, un diámetro de 1200 mm y un coeficiente global de perdidas menores de 16.4. En una determinada condición de operación se mide un caudal de 3.72 m³/s y una caída en la altura piezométrica de 32 metros a lo largo de toda la longitud. Calcular el coeficiente de carga distribuida. La $v (14^\circ) = 1.17 \times 10 \text{ m}^2/\text{s}$.

Datos:

L: 2800 m

Σk : 16.4 m

Q: 3.72 m³/s

ν (14°): 1.17x10⁻⁶ m²/s.

D: 1200 mm

H: 32 m

Solución:

Calculamos el Área, la velocidad, las pérdidas menores y el número de Reynolds.

$$A = \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{\pi * 1.2^2}{4} = 1.13 \text{ m}^2$$

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{3.72}{1.13} = 3.29 \text{ m/s}$$

$$h_L = \sum k * \frac{v * D}{2 * g} = 16.4 * \frac{3.29 * 1.2}{2 * 9.81} = 9.05 \text{ m}$$

$$Re = \frac{v * D}{\nu} = \frac{3.29 * 1.2}{1.17 * 10^{-6}} = 3.374 * 10^6$$

Con estos datos se calcula la perdida por fricción

$$h_f = H - h_L = 32 - 9.05 = 22.95 \text{ m}$$

Ahora se calcula el coeficiente de carga distribuida

$$f = \frac{2 * g * D * h_f}{L * v^2} = \frac{2 * 9.81 * 1.2 * 22.95}{2800 * 3.29^2} = 0.0178$$

EJERCICIO 4.3.

En la una tubería de un sistema de abastecimiento de agua de la población de Bolívar se tiene una tubería de Hierro fundido nuevo, que transporta 12 l/s con un diámetro de 76 mm. ¿Cual será la perdida de carga en 150 m de tubería? Por la formula de Darcy-Weisbach y Hazen-Williams.

Datos:

L: 150 m
 Q: 0.012 m³/s
 D: 76 mm

Solución:

Por Darcy-Weisbach

$$A = \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{\pi * 0.076^2}{4} = 0.0045 \text{ m}^2$$

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{0.012}{0.0045} = 2.67 \text{ m/s}$$

$$Re = \frac{v * D}{\nu} = \frac{2.67 * 0.076}{1.17 * 10^{-6}} = 1.73 * 10^5$$

Por diagrama de Moody $f=0.025$, y se calcula la perdida

$$h_f = f * \frac{L * v^2}{D * 2 * g} = 0.025 * \frac{150 * 2.67^2}{0.076 * 2 * 9.81} = 17.93 \text{ m}$$

Por Hazen-Williams

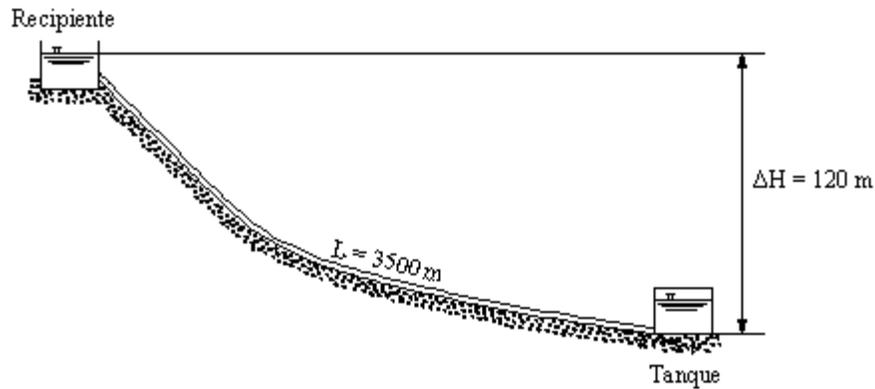
$$Q = 0.2785 * C_{HW} * D^{2.63} * J^{0.54}$$

El valor de $C_{HW}=100$, y se calcula la perdida

$$h_f = \frac{10.672 * L * Q^{1.851}}{C_{HW}^{1.851} * D^{4.87}} = \frac{10.672 * 150 * 0.012^{1.851}}{100^{1.851} * 0.076^{4.87}} = 24.96 \text{ m}$$

EJERCICIO 4.4.

Calcular el caudal y la velocidad que fluye por una tubería de PVC ($C_{HW}=140$), de 150 mm desde un recipiente a un tanque el desnivel es de 120m como se ve en la figura. La longitud de la tubería es de 3500m.

**Datos:**

L: 3500 m
 C_{HW} : 140
 D: 150 mm
 ΔH : 120 m

Solución:

Por Hazen-Williams, calculamos la pérdida carga unitaria

$$J = \frac{\Delta h}{L} = \frac{\Delta H}{L} = \frac{120}{3500} = 0.034 \text{ m/m}$$

Calculamos el caudal

$$Q = 0.2785 * C_{HW} * D^{2.63} * J^{0.54}$$

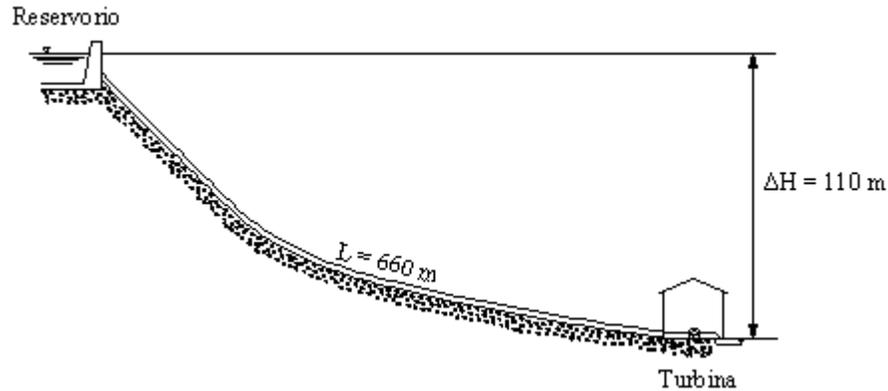
$$Q = 0.2785 * 140 * 0.15^{2.63} * 0.034^{0.54} = 0.0427 \text{ m}^3 / \text{s} = 42.7 \text{ l/s}$$

Calculamos la velocidad

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{0.0427}{\frac{\pi * 0.15^2}{4}} = 2.41 \text{ m/s}$$

EJERCICIO 4.5.

En una central hidroeléctrica, el nivel del agua en el canal de acceso (forebay) está en la elevación de 550 m y, en la salida de la turbina, en la cota 440 m, la tubería (F.G. nuevo) tiene 660 m de extensión, como se ve en la figura. Determinar su diámetro y velocidad de modo que la potencia perdida bajo la forma de pérdida de carga en los tubos sea de 5 % de la potencia total aprovechable. Su caudal es 330 l/s.

**Datos:**

- L : 660 m
 C_{HW} : 100
 Q : 330 l/s
 ΔH : 550 - 440 = 110 m

Solución:

Por Hazen-Williams, calculamos la pérdida carga unitaria

$$\Delta h = 5\% * \Delta H = 0.05 * 110 = 5.5 \text{ m}$$

$$J = \frac{\Delta h}{L} = \frac{5.5}{660} = 0.0083 \text{ m/m}$$

Calculo del diámetro

$$Q = 0.2785 * C_{HW} * D^{2.63} * J^{0.54}$$

$$D = \sqrt[2.63]{\frac{Q}{0.2785 * C_{HW} * J^{0.54}}} = \sqrt[2.63]{\frac{0.33}{0.2785 * 100 * 0.0083^{0.54}}} = 0.495 \text{ m} = 19.48''$$

Su diámetro comercial: 24'' = 609.6 mm

Calculo de la velocidad

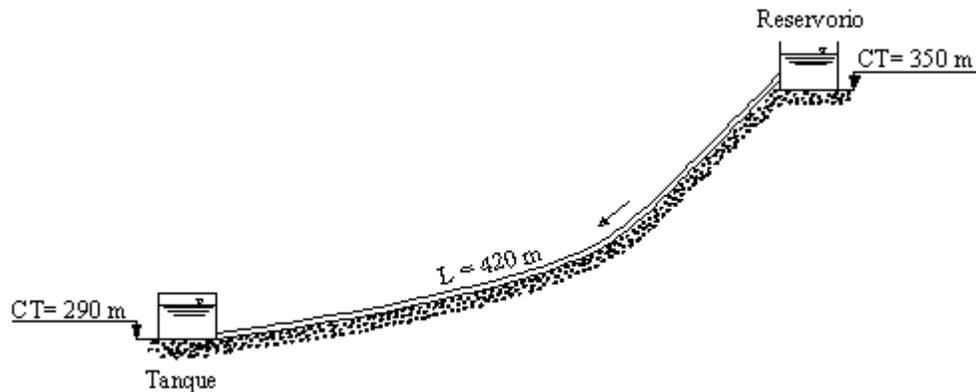
$$v = \frac{Q}{A} = \frac{0.33}{\frac{\pi * 0.609^2}{4}} = 1.13 \text{ m/s}$$

EJERCICIO 4.6.

En un sistema de aducción de Pojo, se desea conocer cual será el diámetro ($C_{HW} = 140$) y su presión en el tanque de almacenamiento, sabiendo que el nivel de agua del reservorio es 350 m y la del tanque de 290 m, con una longitud de 420 m, como se ve en la figura, llevando 30 l/s, se sabe que al tanque la presión máxima es de 10 m.c.a.

Datos:

- L: 420 m
 C_{HW} : 100
 Q: 30 l/s = 0.03 m³/s
 ΔH : 350 - 290 = 60 m

**Solución:**

Por Hazen-Williams, calculamos la pérdida carga unitaria

$$J = \frac{\Delta H}{L} = \frac{60}{420} = 0.143 \text{ m/m}$$

Calculamos el diámetro

$$Q = 0.2785 * C_{HW} * D^{2.63} * J^{0.54}$$

$$D = \sqrt[2.63]{\frac{Q}{0.2785 * C_{HW} * J^{0.54}}} = \sqrt[2.63]{\frac{0.030}{0.2785 * 140 * 0.143^{0.54}}} = 0.097 \text{ m} = 3.81''$$

Su diámetro comercial: 4 '' = 100 mm

Calculando la nueva pérdida de carga

$$J = 0.54 \sqrt{\frac{Q}{0.2785 * C_{HW} * D^{2.63}}} = 2.63 \sqrt{\frac{0.030}{0.2785 * 140 * 0.100^{2.63}}} = 0.127 \text{ m/m}$$

$$J = \frac{\Delta h}{L} \Rightarrow \Delta h = J * L = 0.127 * 420 = 53.34 \text{ m}$$

La presión en el tanque será

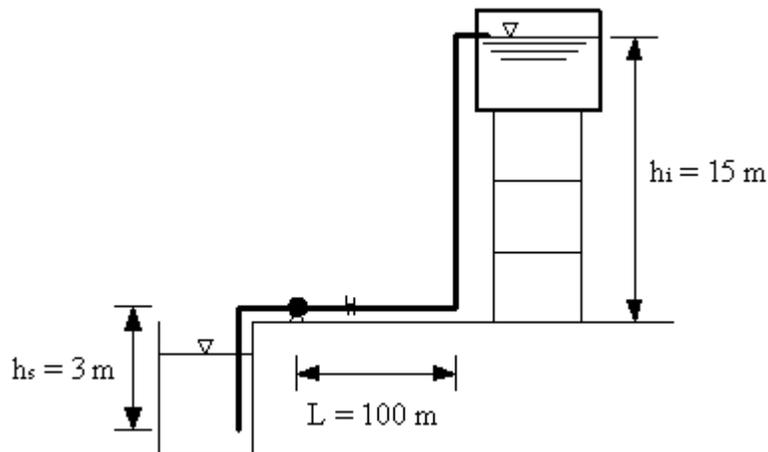
$$P_{TA} = \Delta H - \Delta h = 60 - 53.34 = 6.66 \text{ mca} < 10 \text{ mca OK}$$

Verificando la velocidad

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{0.03}{\frac{\pi * 0.100^2}{4}} = 3.81 \text{ m/s}$$

EJERCICIO 4.7.

Se desea instalar una bomba sumergible en un cárcamo de bombeo de 3 m de profundidad y bombear un caudal de 15 l/s (Q_{max_d}) durante 10 horas, hasta un tanque ubicado a 100 m del cárcamo y de 15 m de altura. Determinar la pérdida de carga, la altura manométrica total y el diámetro de bombeo. Considere una pérdida de carga unitaria o gradiente unitario para impulsión 0,03 m/m y para succión es de 0.08m/m.



Datos:

- hs: 3 m
 hi: 15 m
 Li: 100 + 18 = 118 m (longitud total de la tubería impulsión)
 Ls: 4m
 gi: 0,03 m/m
 gs: 0,08 m/m
 e: 2,5 m (debe ser > 2m)

Solución:

Determinación la altura de pérdida de carga en la tubería de impulsión (Δh_i)

$$\Delta h_i = l_i * g_i = 115 * 0.03 = 3.45 \text{ m}$$

$$\Delta h_s = l_s * g_s = 4 * 0.08 = 0.32 \text{ m}$$

Determinación la altura manométrica total (Hb)

$$H_b = h_i + h_s + \Delta h_i + \Delta h_s + e = 15 + 3 + 3.45 + 0.32 + 2.5 = 24.27 \text{ m}$$

Por tanto, la altura manométrica total es de 24.27 m

Determinación del caudal de bombeo

$$Q_{bombeo} = Q_{\max_d} * \frac{24}{N^o} = 15 * \frac{24}{10} = 36 \text{ l/s} = 0.036 \text{ m}^3 / \text{s}$$

Determinación el diámetro d succión, asumiendo la velocidad de 1.5 m/s

$$d = 1.1284 * \sqrt{\frac{Q_b}{v}} = 1.1284 * \sqrt{\frac{0.036}{1.5}} = 0.174 \text{ m} = 6.88''$$

Su diámetro comercial: 8'' = 203.2 mm

Determinación el diámetro D impulsión

$$D = 1.30 * x^{\frac{1}{4}} * \sqrt{Q_b}$$

$$x = \frac{N^o \text{ de horas de bombeo}}{24} = \frac{10}{24} = 0.416$$

$$D = 1.30 * 0.416^{\frac{1}{4}} * \sqrt{0.036} = 0.198 \text{ m} = 7.79''$$

Su diámetro comercial: 8'' = 203.2 mm

EJERCICIO 4.8.

Determinar la sobrepresión ocasionada por el golpe de ariete en una tubería de impulsión de fierro galvanizado que conduce 10 l/s a una velocidad media de 0,75 m/s. La tubería es de 8'' (0,20 m) y el espesor de pared es de 5 mm.

Datos:

- Q: 10 l/s = 0,01 m³/s
 V_o: 0,75 m/s
 w: 1000 kg/m³
 g: 9,81 m/s²
 K: Módulo de elasticidad del agua; 2x10⁸ kg/m²
 E: Módulo de elasticidad de la tubería; para F.G. es 2,1x10¹⁰ kg/m²
 e: 5 mm = 0,005 m

Solución:

Se determina la velocidad de propagación de la onda

$$V_w = \frac{1420}{\sqrt{1 + \frac{K * d}{e * E}}} = \frac{1420}{\sqrt{1 + \frac{2x10^8 * 0.20}{0.005 * 2.1x10^{10}}}} = 1208.37 \text{ m/s}$$

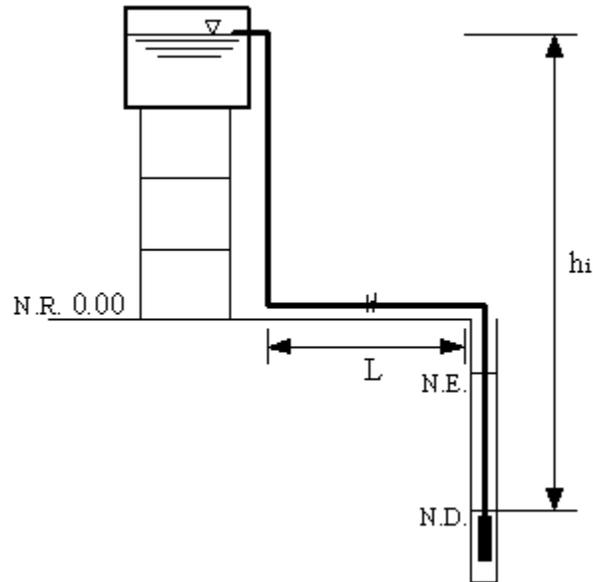
Se determina la sobrepresión por golpe de ariete

$$p = \frac{w * V_w * V_o}{g} = \frac{1000 * 1208.37 * 0.75}{9.81} = 92383 \text{ kg/m}^2 \cong 92.38 \text{ mca}$$

Por tanto la sobrepresión por golpe de ariete será de 93 m.c.a.

EJERCICIO 4.9.

En la población de Puntiti, se abastece de un pozo que bombea un caudal de 33l/s, donde el nivel estático es de -4.5 m, el nivel dinámico es de -30 m, la altura de impulsión es de 50 m, y la bomba funciona 12 horas. La tubería en la superficie tiene una longitud de 100 m de acero galvanizado ($C_{HW}=110$). Se pide calcular el diámetro y la potencia de la bomba.

**Datos:**

- $L: 30+20+100 = 150 \text{ m}$
 $C_{HW}: 110$
 $Q: 33\text{l/s} = 0.033 \text{ m}^3/\text{s}$
 $h_i: 50 \text{ m}$
 $NE: -4.5 \text{ m}$
 $ND: -30 \text{ m}$
 $e: 2,5 \text{ m (debe ser } > 2\text{m)}.$

Solución:

Determinación el diámetro D impulsión

$$D = 1.30 * x^{\frac{1}{4}} * \sqrt{Q_b}$$

$$x = \frac{N^{\circ} \text{ de horas de bombeo}}{24} = \frac{12}{24} = 0.50$$

$$D = 1.30 * 0.50^{\frac{1}{4}} * \sqrt{0.033} = 0.198 \text{ m} = 7.79''$$

Su diámetro comercial: 8'' = 203.2 mm

Determinaremos la pérdida de carga de la tubería de 8''

$$Q = 0.2785 * C_{HW} * D^{2.63} * J^{0.54}$$

$$J = 0.54 \sqrt[0.54]{\frac{Q}{0.2785 * C_{HW} * D^{2.63}}} = 2.63 \sqrt[2.63]{\frac{0.033}{0.2785 * 110 * 0.203^{2.63}}} = 0.0075 \text{ m/m}$$

$$J = \frac{\Delta h_i}{L} \Rightarrow \Delta h_i = J * L = 0.0075 * 150 = 1.13 \text{ m}$$

Determinación la altura manométrica total (Hb)

$$H_b = h_i + \Delta h_i + e = 50 + 1.13 + 2.5 = 53.63 \text{ m}$$

Calculo de la potencia de la bomba

$$P_b = \frac{Q_b * H_b * \gamma}{75 * \eta}$$

Donde:

P_b = Potencia de la bomba y el motor en CV

(Prácticamente HP) 1 CV = 0,986 HP

γ = Peso unitario del agua 1000 kg/m³

Q_b = Caudal de bombeo en m³/s

H_b = Altura manométrica total en m

η = Eficiencia del sistema de bombeo; $\eta = \eta_{\text{motor}} * \eta_{\text{bomba}} = 80\%$

$$P_b = \frac{0.033 * 53.63 * 1000}{75 * 0.80} = 29.50 \text{ HP}$$

La potencia de la bomba

$$P_{Tb} = P_b * 110\% = 29.50 * 1.10 = 32.44 \text{ HP}$$

La potencia de la bomba centrífuga es de 40 HP.

EJERCICIO 4.10.

Calcule el coeficiente de fricción para un flujo en tubería con un número de Reynolds de 2×10^6 y una rugosidad relativa de 0.0002. Utilice la fórmula de Colebrook-White y el diagrama de Moody.

EJERCICIO 4.11.

Suponiendo que la planta de tratamiento de Catachila se localiza a solo 25 m de un río, sitio de descarga, la tubería tendría un total de 28 m de longitud. Si las uniones fueran roscadas, las pérdidas menores serían: entrada ($K_L = 0.5$), un codo ($K_L = 0.8$), uniones ($K_L = 4 \times 0.5$) y salida ($K_L = 1.0$). Calcular el diámetro de la tubería comercial de PVC requerido para la descarga. $v (14^\circ) = 1.17 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$. Utilice la fórmula de Darcy-Weisbach y Hazen-Williams.

EJERCICIO 4.12.

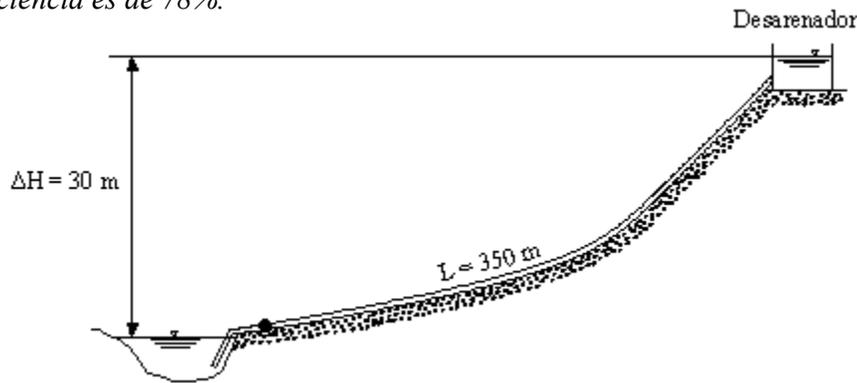
Calcule el caudal de agua que fluye a través de una tubería de PVC, desde un tanque de almacenamiento hasta un tanque floculador. La tubería tiene una longitud de 430 m y un diámetro de 200 mm. La diferencia de cotas entre los tanques es de 37.2 m. La tubería tiene accesorios que producen un coeficiente global de pérdidas locales de 7.9.

EJERCICIO 4.13.

Una tubería de aducción conecta dos reservorios en el valle alto de Cochabamba, distanciados entre sí de 4820 m, deberá conducir un caudal de 150 l/s. Las cotas de los reservorios son de 237.45 m y 229.45 m, respectivamente. Se pide calcular el diámetro, la presión en reservorio y la velocidad.

EJERCICIO 4.14.

El sistema de toma de un acueducto municipal de Anzaldo, incluye una estación de bombeo que envía el agua hacia un tanque desarenador a 30 m. de altura, localizado en la cima de una colina. El caudal demandado por la población es de 460 l/s, el cual es bombeado a través de una tubería de acero de 350 mm. La tubería tiene una longitud total de 350 m y un coeficiente global de pérdidas locales de 7.4. Calcule la potencia total requerida en la bomba si su eficiencia es de 78%.

**EJERCICIO 4.15.**

En un sistema de distribución de agua, se bombea desde una galería filtrante hasta un tanque de almacenamiento a través de una tubería de PVC de 100 m de longitud. La diferencia de alturas entre los niveles de agua en la galería y el tanque es de 40 m. Si la bomba tiene una potencia de 10 HP y una eficiencia de 75 %, ¿Cuál es el caudal de bombeado? Utilice la fórmula de Hazen- Williams.

EJERCICIO 4.16.

Una bomba de diámetro de succión de 100 mm y diámetro de impulsión de 150 mm produce un incremento en la presión de agua de 25 m.c.a., cuando el caudal bombeado es de 98 l/s, ¿Cuál es la altura de manométrica aumentada por la bomba? ¿Cuál es la potencia necesaria de la bomba si su eficiencia es de 70 %?

CAPITULO V

EJERCICIO 5.1.

En población de Vacas, se pretende construir un sistema de distribución de agua potable, donde se necesita saber la población proyectada a 30 años y los caudales de consumo. La población tiene 14568 hab con una tasa de crecimiento de 1.2 % y la dotación es de 140 l/hab/día. Utilizar el método geométrico.

Datos:

Po: 14568 hab
 r: 1.2 %
 Df: 140 l/hab/día
 T: 30 años

Solución:

Calculamos la población futura

$$Pf = Po \left(1 + \frac{i}{100} \right)^t$$

$$Pf = 14568 * \left(1 + \frac{1.2}{100} \right)^{30} = 20836 \text{ hab}$$

Calculamos los caudales de consumo

$$Q_{med} = \frac{P_f * D_f}{86400} = \frac{20836 * 140}{86400} = 33.76 \text{ l/s}$$

$$Q_{max_d} = K_1 * Q_{med} = 1.2 * 33.76 = 40.51 \text{ l/s}$$

$$Q_{max_h} = K_2 * Q_{max_d} = 1.5 * 40.51 = 60.77 \text{ l/s}$$

EJERCICIO 5.2.

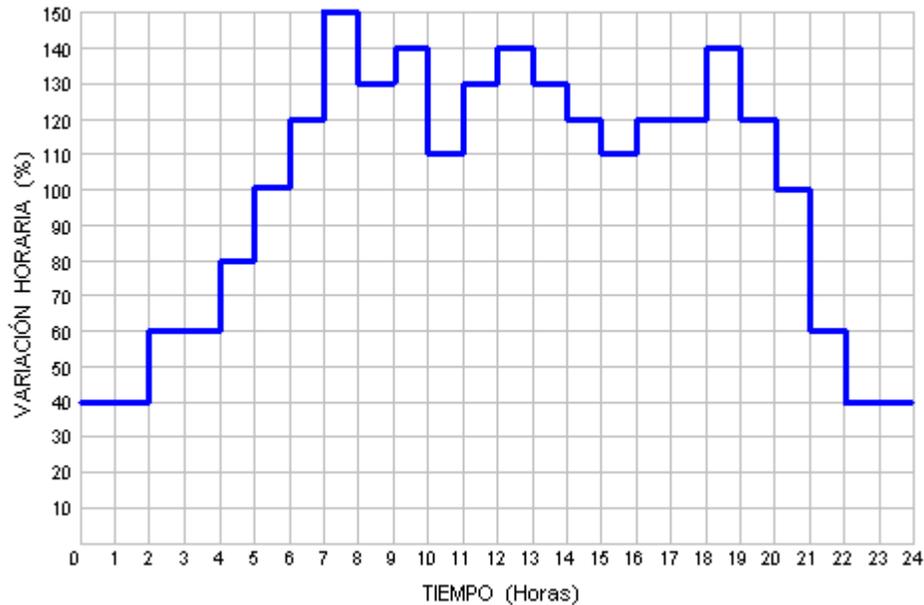
Con los datos del ejercicio 5.1, la población de Vacas también desea construir un tanque de almacenamiento, y la población tiene el siguiente hidrograma consumo, y se pide calcular el volumen de regulación para un suministro de 24 horas y 12 horas por el método analítico.

Datos:

$$Q_{\max_d}: 40.51 \text{ l/s}$$

$$Q_{\max_h}: 60.77 \text{ l/s}$$

Hidrograma de consumo de agua de la población de Vacas.

**Solución:**

El cálculo del método analítico se realiza mediante los siguientes pasos

- (1): Tiempo en horas.
- (2): Suministro o Entrada al tanque al 100% del caudal de bombeo (Q_{\max_d}), durante las 24 horas.
- (3): Demanda de las variaciones horarias de consumo.
- (4): Diferencias: (2) - (3)
- (5): Diferencias acumuladas resultantes de la suma algebraica de las diferencias de (4).

Tabla del volumen de regulación para un suministro de 24 horas por el método analítico

Horas	Suministro (Entrada) Q_{bombeo} (%)	Demandas (Salidas)		
		Demanda Horaria (%)	Diferencias	Diferencias Acumuladas
0 a 1	100	40	60	60
1 a 2	100	40	60	120
2 a 3	100	60	40	160
3 a 4	100	60	40	200
4 a 5	100	80	20	220
5 a 6	100	100	0	220*
6 a 7	100	120	-20	200
7 a 8	100	150	-50	150
8 a 9	100	130	-30	120
9 a 10	100	140	-40	80
10 a 11	100	110	-10	70
11 a 12	100	130	-30	40
12 a 13	100	140	-40	0
13 a 14	100	130	-30	-30
14 a 15	100	120	-20	-50
15 a 16	100	110	-10	-60
16 a 17	100	120	-20	-80
17 a 18	100	120	-20	-100
18 a 19	100	140	-40	-140
19 a 20	100	120	-20	-160
20 a 21	100	100	0	-160*
21 a 22	100	60	40	-120
22 a 23	100	40	60	-60
23 a 24	100	40	60	0
TOTAL	2400	2400		
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)

Calculamos el volumen de regulación

$$V_R = Q_{\text{max-d}} * \frac{1[m^3]}{1000[l]} * \frac{3600[s]}{1[h]} * \frac{1}{100(\%)} * [|\text{máximo \% excedente}| + |\text{máximo \% faltante}|]$$

$$V_R = 40.51 * \frac{1[m^3]}{1000[l]} * \frac{3600[s]}{1[h]} * \frac{1}{100(\%)} * [|+ 220(\%)| + |- 160(\%)|]$$

$$V_R = 554.18 \text{ m}^3$$

Tabla del volumen de regulación para un suministro de 12 horas por el método analítico

Horas	Suministro (Entrada) Q_{bombeo} (%)	Demandas (Salidas)		
		Demanda Horaria (%)	Diferencias	Diferencias Acumuladas
0 a 1	0	40	-40	-40
1 a 2	0	40	-40	-80
2 a 3	0	60	-60	-140
3 a 4	0	60	-60	-200
4 a 5	0	80	-80	-280
5 a 6	0	100	-100	-380
6 a 7	0	120	-120	-500*
7 a 8	200	150	50	-450
8 a 9	200	130	70	-380
9 a 10	200	140	60	-320
10 a 11	200	110	90	-230
11 a 12	200	130	70	-160
12 a 13	200	140	60	-100
13 a 14	200	130	70	-30
14 a 15	200	120	80	50
15 a 16	200	110	90	140
16 a 17	200	120	80	220
17 a 18	200	120	80	300
18 a 19	200	140	60	360*
19 a 20	0	120	-120	240
20 a 21	0	100	-100	140
21 a 22	0	60	-60	80
22 a 23	0	40	-40	40
23 a 24	0	40	-40	0
TOTAL	2400	2400		
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)

Calculamos el volumen de regulación

$$V_R = Q_{\text{max-d}} * \frac{1[m^3]}{1000[l]} * \frac{3600[s]}{1[h]} * \frac{1}{100(\%)} * [|\text{máximo \% excedente}| + |\text{máximo \% faltante}|]$$

$$V_R = 40.51 * \frac{1[m^3]}{1000[l]} * \frac{3600[s]}{1[h]} * \frac{1}{100(\%)} * [|+360(\%)| + |-500(\%)|]$$

$$V_R = 1254,19 \text{ m}^3$$

EJERCICIO 5.3.

Con los datos del ejercicio 5.2, se pide calcular el volumen de regulación para un suministro de 24 horas y 12 horas por el método gráfico: curva masa.

Datos:

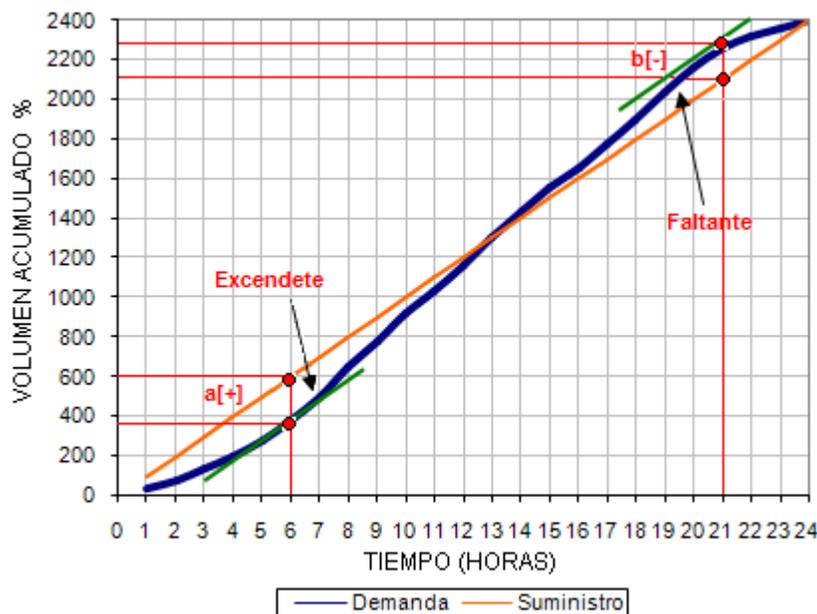
$$Q_{\max_d}: 40.51 \text{ l/s}$$

$$Q_{\max_h}: 60.77 \text{ l/s}$$

Solución:

Se grafica el volumen acumulado vs tiempo

Gráfica curva masa del volumen de regulación para un suministro de 24 horas



Según la curva de demanda los puntos más altos de la curva están a las 6 y 21 horas, y se ve una diferencia con la curva de suministro, estas son los excedentes y faltantes.

$$\text{A las 6 horas: } \mathbf{a} = [+] = [600 - 380] = [+ 220]$$

$$\text{A las 21 horas: } \mathbf{b} = [-] = [2100 - 2260] = [-160]$$

Calculamos el volumen de regulación

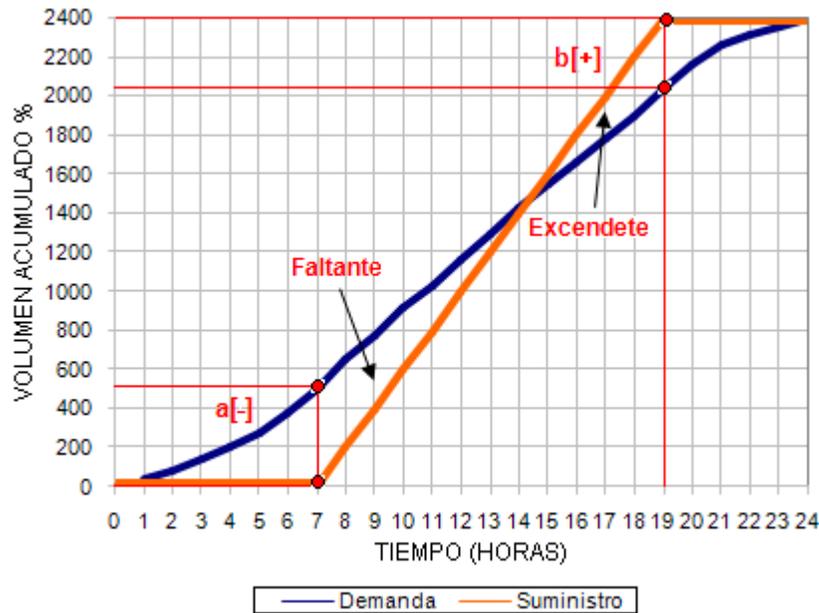
$$V_R = Q_{\max-d} * \frac{1[m^3]}{1000[l]} * \frac{3600[s]}{1[h]} * \frac{1}{100(\%)} * [|\text{máximo \% excedente}| + |\text{máximo \% faltante}|]$$

$$V_R = 40.51 * \frac{1[m^3]}{1000[l]} * \frac{3600[s]}{1[h]} * \frac{1}{100(\%)} * [|+220(\%)| + |-160(\%)|]$$

$$V_R = 554,18 \text{ m}^3$$

Se grafica el volumen acumulado vs tiempo

Gráfica curva masa del volumen de regulación para un suministro de 12 horas de bombeo



Según la curva de demanda de 12 horas de bombeo, que los puntos más altos de la curva de bombeo están a las 7 y 19 horas, y se ve una diferencia con la curva de suministro, estas son las excedentes y faltantes.

$$\text{A las 7 horas: } \mathbf{a} = [-] = [0-500] = [-500]$$

$$\text{A las 19 horas: } \mathbf{b} = [+] = [2400-2040] = [+360]$$

Calculamos el volumen de regulación

$$V_R = Q_{\max-d} * \frac{1[m^3]}{1000[l]} * \frac{3600[s]}{1[h]} * \frac{1}{100(\%)} * [|\text{máximo \% excedente}| + |\text{máximo \% faltante}|]$$

$$V_R = 40.51 * \frac{1[m^3]}{1000[l]} * \frac{3600[s]}{1[h]} * \frac{1}{100(\%)} * [|+360(\%)| + |-500(\%)|]$$

$$V_R = 1254,19 \text{ m}^3$$

EJERCICIO 5.4.

Con los datos del ejercicio 5.2, se pide calcular el volumen de regulación para un suministro de 24 horas y dos periodos de 8 horas de bombeo, por el método hidrograma grafico. Y determinar también el volumen de reserva, volumen contra incendios y el volumen total del tanque de almacenamiento con un consumo de 24 horas.

Datos:

$$Q_{\max_d}: 40.51 \text{ l/s}$$

$$Q_{\max_h}: 60.77 \text{ l/s}$$

Solución:

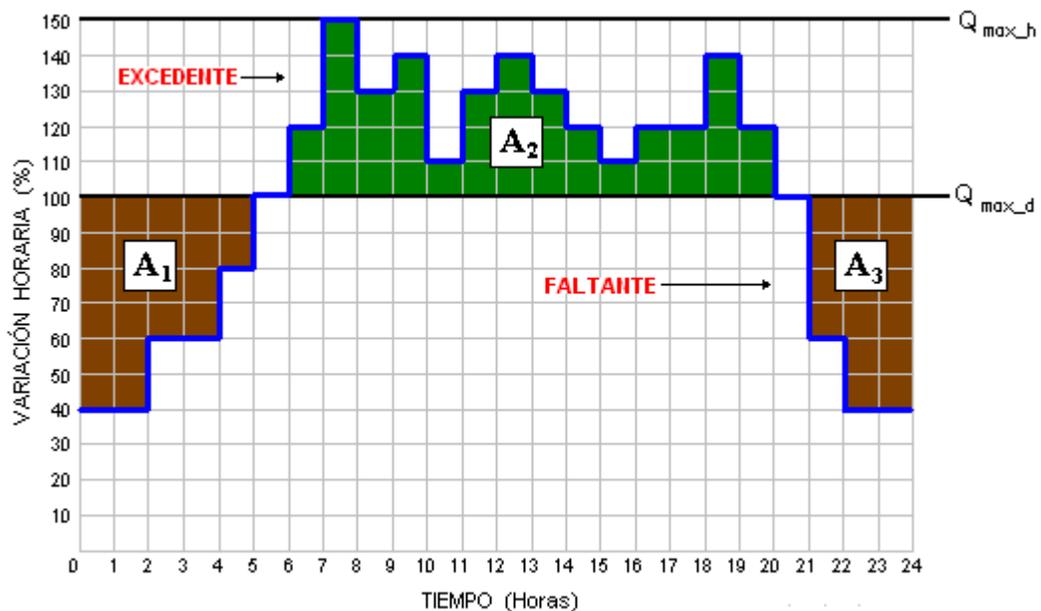
Graficar los caudales de consumo en el hidrograma, mediante la regla de tres.

$$150 \% \rightarrow 60.77 \text{ l/s}$$

$$x \% \rightarrow 40.51 \text{ l/s}$$

$$x = 100 \% \Rightarrow Q_{\max_d}$$

Gráfica del hidrograma, ya igualado la sumatoria de cuadraditos de los Excedentes con los Faltantes en un suministro de 24 horas



Igualación de la sumatoria de cuadraditos

$$\sum \blacksquare = \sum \blacksquare$$

$$A_1 + A_3 = A_2 \Rightarrow 22 + 16 = 38$$

$$38 = 38 \Rightarrow A_{EF}$$

Calculamos el volumen de regulación

$$V_R = Q_{\max-d} * \frac{1[m^3]}{1000[l]} * \frac{3600[s]}{1[h]} * \frac{10}{100(\%)} * [A_{EF}]$$

$$V_R = 40.51 \text{ l/s} * \frac{1[m^3]}{1000[l]} * \frac{3600[s]}{1[h]} * \frac{10}{100(\%)} * [38]$$

$$V_R = 554,18 \text{ m}^3$$

Calculo del caudal de bombeo con dos periodos de 8 horas

$$Q_{\text{bombeo}} = Q_{\max-d} * \frac{24}{N^{\circ}} = 40.51 * \frac{24}{16} = 60.77 \text{ l/s}$$

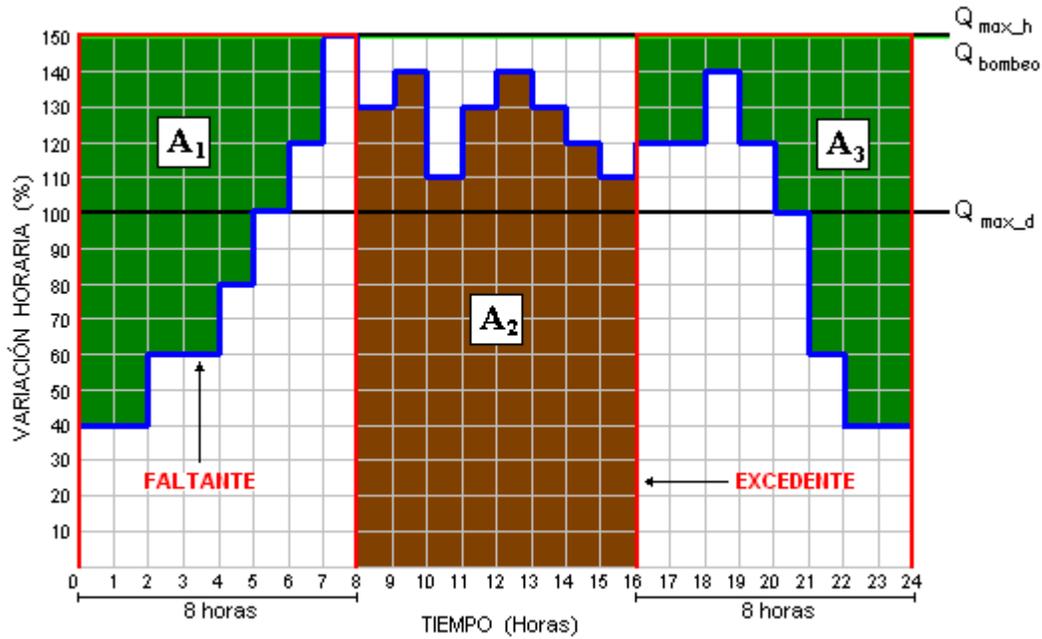
Graficar los caudales de consumo y el caudal de bombeo en el hidrograma, mediante la regla de tres.

$$150 \% \rightarrow 60.77 \text{ l/s} \qquad 150 \% \rightarrow 60.77 \text{ l/s}$$

$$x \% \rightarrow 40.51 \text{ l/s} \qquad x \% \rightarrow 60.77 \text{ l/s}$$

$$x = 100 \% \Rightarrow Q_{\max-d} \qquad x = 150 \% \Rightarrow Q_{\text{bombeo}}$$

Gráfica del hidrograma, ya igualado la sumatoria de cuadraditos de los Excedentes con los Faltantes en un suministro de dos periodos de 8 horas de bombeo



Igualación de la sumatoria de cuadraditos

$$\sum \blacksquare = \sum \blacksquare$$

$$A_1 + A_3 = A_2 \Rightarrow 46 + 55 = 101$$

$$101 = 101 \Rightarrow A_{EF}$$

Calculamos el volumen de regulación

$$V_R = Q_{\max-d} * \frac{1[m^3]}{1000[l]} * \frac{3600[s]}{1[h]} * \frac{10}{100(\%)} * [A_{EF}]$$

$$V_R = 40.51 \text{ l/s} * \frac{1[m^3]}{1000[l]} * \frac{3600[s]}{1[h]} * \frac{10}{100(\%)} * [101]$$

$$V_R = 1472,94 \text{ m}^3$$

Calculo del volumen contraincendios

La Norma Bolivia NB-689 nos recomienda que deba calcularse para un tiempo de duración de incendio de 4 horas. El caudal de incendio será de 30 l/s

$$V_i = 3.6 * Q_i * t$$

$$V_i = 3.6 * 30 [l/s] * 4 [h]$$

$$V_i = 432 \text{ m}^3$$

Calculo del volumen de reserva

La Norma Bolivia NB-689 nos recomienda que deba calcularse para un volumen equivalente a 4 horas de consumo correspondiente al caudal máximo diario.

$$V_{Re} = 3.6 * Q_{\max_d} * t$$

$$V_{Re} = 3.6 * 40.51 * 4$$

$$V_{Re} = 583,34 \text{ m}^3$$

El volumen del tanque total de consumo de 24 horas, será el mayor de los siguientes volúmenes:

$$V_R = 554,18 \text{ m}^3$$

$$V_{TOTAL} \Rightarrow V_i = 432,00 \text{ m}^3$$

$$V_{Re} = 583,34 \text{ m}^3$$

$$V_{TOTAL} = 583,34 \text{ m}^3$$

Le volumen del tanque total es $583,34 \text{ m}^3$

EJERCICIO 5.5.

En población de Tacachi, se pretende construir un sistema de distribución de agua potable, donde se necesita saber la población proyectada a 20 años y los caudales de consumo. La población tiene 2216 hab con una tasa de crecimiento de 1.38 % y la dotación es de 100 l/hab/día. Utilizar el método exponencial.

EJERCICIO 5.6.

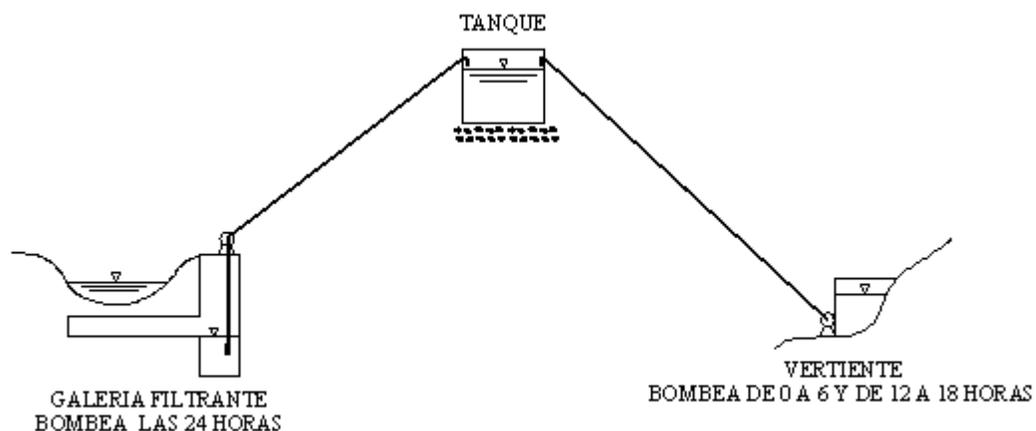
Con los datos del ejercicio 5.5, la población de Tacachi, pretende construir un tanque de almacenamiento, y la población de Tacachi tiene el siguiente hidrograma consumo, y se pide calcular el volumen de regulación para un suministro de 24 horas y 10 horas de bombeo por el método analítico y curva masa.

EJERCICIO 5.7.

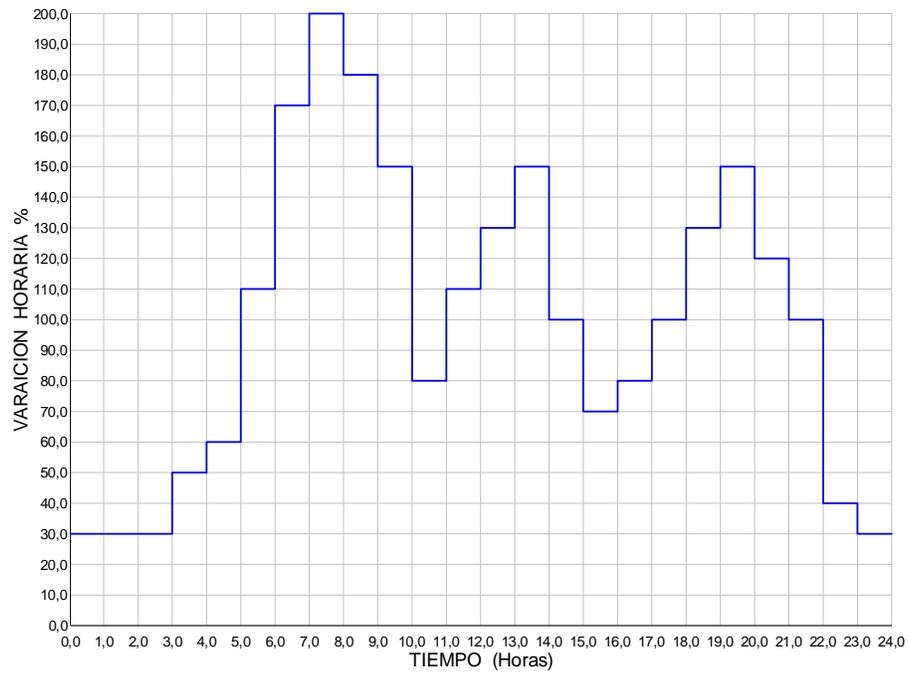
Con los datos del ejercicio 5.5, se pide calcular el volumen de regulación para un suministro de 24 horas y dos periodos de 7 horas de bombeo, por el método hidrograma gráfico. Y determinar también el volumen de reserva, volumen contra incendios y el volumen total del tanque de almacenamiento con un consumo de 24 horas.

EJERCICIO 5.8.

En la población de Tacachi, ya existe un tanque de almacenamiento el cual funciona según el hidrograma de consumo, el tanque esta alimentado por dos fuentes de abastecimiento una galería filtrante que bombea las 24 horas y una vertiente que bombea dos periodos de bombeo de 6 horas, como se ve en la figura. Se pide calcular el volumen de regulación del tanque por medio del método analítico.



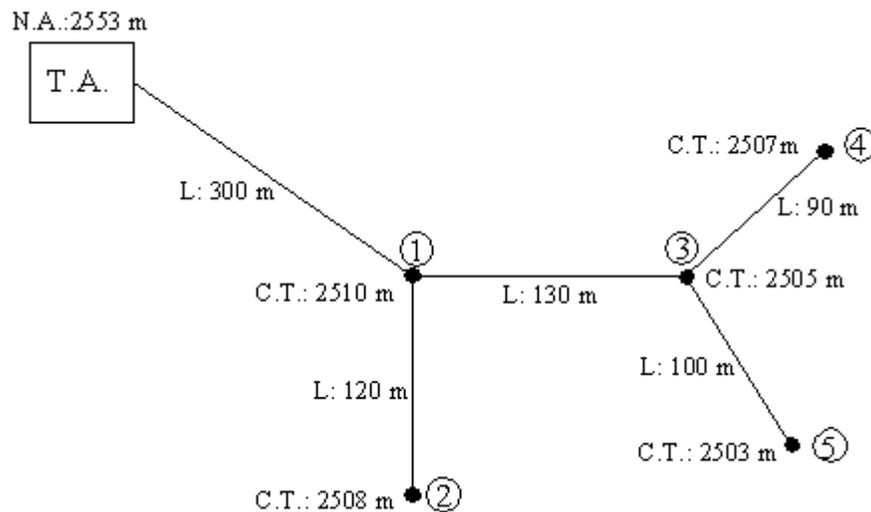
Hidrograma de consumo de agua potable de la población de Tacachi.



CAPITULO VI

EJERCICIO 6.1.

En la figura se muestra una red abierta, se desea diseñar el sistema de distribución de agua potable con tuberías de PVC, donde se necesita saber la población proyectada a 20 años, los caudales de consumo, las presiones residuales. La población tiene 5505 hab con una tasa de crecimiento de 1.5 % y la dotación es de 100 l/hab/día. Utilizar el método geométrico.



Datos:

Po:	5505 hab
r:	1.5 %
Df:	100 l/hab/día
T:	20 años

Solución:

Calculo de la población

Método Geométrico:

$$Pf = Po \left(1 + \frac{i}{100} \right)^t$$

$$Pf = 5505 \left(1 + \frac{1.5}{100} \right)^{20} = 7415 \text{ hab}$$

Calculamos los caudales de consumo

$$Q_{med} = \frac{P_f * D_f}{86400} = \frac{7415 * 100}{86400} = 8.58 \text{ l/s}$$

$$Q_{max_d} = K_1 * Q_{med} = 1.2 * 8.58 = 10.30 \text{ l/s}$$

$$Q_{max_h} = K_2 * Q_{max_d} = 2 * 10.30 = 20.60 \text{ l/s}$$

Diseño del sistema de agua potable utilizando la formula de Hazen – Williams

$$Q = 0.2785 * C_{HW} * D^{2.63} * J^{0.54}$$

Tramo T.A. - 1

Datos:

$$Q: 20.60 \text{ l/s} = 0.0206 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L: 300 \text{ m}$$

$$\Delta H: 2553 - 2510 = 43 \text{ m}$$

Calculo de perdida de carga unitaria

$$J = \frac{\Delta H}{L} = \frac{43}{300} = 0.143 \text{ m/m}$$

Calculo del diámetro

$$Q = 0.2785 * C_{HW} * D^{2.63} * J^{0.54}$$

$$D = \sqrt[2.63]{\frac{Q}{0.2785 * C_{HW} * J^{0.54}}} = \sqrt[2.63]{\frac{0.0206}{0.2785 * 140 * 0.143^{0.54}}} = 0.084 \text{ m} = 3.31''$$

Su diámetro comercial: 4 '' = 100 mm

Calculando la nueva pérdida de carga

$$J = \sqrt[0.54]{\frac{Q}{0.2785 * C_{HW} * D^{2.63}}} = \sqrt[0.54]{\frac{0.0206}{0.2785 * 140 * 0.100^{2.63}}} = 0.063 \text{ m/m}$$

$$J = \frac{\Delta h}{L} \Rightarrow \Delta h = J * L = 0.063 * 300 = 18.9 \text{ m}$$

La presión en el nudo 1 será

$$PR_1 = \Delta H - \Delta h = 43 - 18.9 = 24.1 \text{ mca} > 10 \text{ mca OK}$$

Verificando la velocidad

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{0.0206}{\frac{\pi * 0.100^2}{4}} = 2.62 \text{ m/s} > 0.3 \text{ m/s OK}$$

Calculo del caudal unitario (sin tomar en cuenta la Longitud Virtual)

$$Q_u = \frac{Q_{\max_h}}{\sum_i^j L_T}$$

$$L_T = L_{1-2} + L_{1-3} + L_{3-4} + L_{3-5} = 120 + 130 + 90 + 100 = 440 \text{ m}$$

$$Q_u = \frac{Q_{\max_h}}{\sum_i^j L} = \frac{20.60}{440} = 0.0468 \text{ l/s/m}$$

$$Q_{1-2} = 0.0468 * 120 = 5.61 \text{ l/s}$$

$$Q_{1-3} = 0.0468 * 130 = 6.08 \text{ l/s}$$

$$Q_{3-4} = 0.0468 * 90 = 4.21 \text{ l/s}$$

$$Q_{3-5} = 0.0468 * 100 = 4.68 \text{ l/s}$$

Tramo 1 - 2

Datos:

Q: 5.61 l/s = 0.00561 m³/s

L: 120 m

ΔH: 2510-2508 = 2 m

Calculo de perdida de carga unitaria

$$J = \frac{\Delta H}{L} = \frac{2}{120} = 0.017 \text{ m/m}$$

Calculo del diámetro

$$Q = 0.2785 * C_{HW} * D^{2.63} * J^{0.54}$$

$$D = \sqrt[2.63]{\frac{Q}{0.2785 * C_{HW} * J^{0.54}}} = \sqrt[2.63]{\frac{0.00561}{0.2785 * 140 * 0.017^{0.54}}} = 0.079 \text{ m} = 3.07''$$

Su diámetro comercial: 4 '' = 100 mm

Calculando la nueva pérdida de carga

$$J = \sqrt[0.54]{\frac{Q}{0.2785 * C_{HW} * D^{2.63}}} = \sqrt[0.54]{\frac{0.00561}{0.2785 * 140 * 0.100^{2.63}}} = 0.0057 \text{ m/m}$$

$$J = \frac{\Delta h}{L} \Rightarrow \Delta h = J * L = 0.0057 * 120 = 0.684 \text{ m}$$

La presión en el nudo 2 será

$$PR_2 = PR_1 + \Delta H - \Delta h = 24.1 + 2 - 0.684 = 25.42 \text{ mca} > 10 \text{ mca OK}$$

Verificando la velocidad

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{0.00561}{\frac{\pi * 0.100^2}{4}} = 0.71 \text{ m/s} > 0.3 \text{ m/s OK}$$

Tramo 1- 3

Datos:

$$Q: \quad 6.08 \text{ l/s}$$

$$L: \quad 130 \text{ m}$$

$$\Delta H: \quad 2510 - 2508 = 2 \text{ m}$$

$$Q_{1-3R} = Q_{3-4} + Q_{3-5} + Q_{1-3} = 4.21 + 4.68 + 6.08 = 14.97 \text{ l/s} = 0.0149 \text{ m}^3/\text{s}$$

Calculo de perdida de carga unitaria

$$J = \frac{\Delta H}{L} = \frac{2}{130} = 0.0154 \text{ m/m}$$

Calculo del diámetro

$$Q = 0.2785 * C_{HW} * D^{2.63} * J^{0.54}$$

$$D = \sqrt[2.63]{\frac{Q}{0.2785 * C_{HW} * J^{0.54}}} = \sqrt[2.63]{\frac{0.0149}{0.2785 * 140 * 0.0154^{0.54}}} = 0.098 \text{ m} = 3.85''$$

Su diámetro comercial: 4 " = 100 mm

Calculando la nueva pérdida de carga

$$J = 0.54 \sqrt{\frac{Q}{0.2785 * C_{HW} * D^{2.63}}} = 2.63 \sqrt{\frac{0.0149}{0.2785 * 140 * 0.100^{2.63}}} = 0.035 \text{ m/m}$$

$$J = \frac{\Delta h}{L} \Rightarrow \Delta h = J * L = 0.035 * 130 = 4.55 \text{ m}$$

La presión en el nudo 2 será

$$PR_2 = PR_1 + \Delta H - \Delta h = 24.1 + 5 - 4.55 = 24.55 \text{ mca} > 10 \text{ mca OK}$$

Verificando la velocidad

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{0.0149}{\frac{\pi * 0.100^2}{4}} = 1.89 \text{ m/s} > 0.3 \text{ m/s OK}$$

Tramo 3 -4

Datos:

$$Q: \quad 4.21 \text{ l/s} = 0.00421$$

$$L: \quad 90 \text{ m}$$

$$\Delta H: \quad 2505 - 2507 = -2 \text{ m}$$

Calculo de perdida de carga unitaria

$$J = \frac{\Delta H}{L} = \frac{2}{90} = 0.022 \text{ m/m}$$

Calculo del diámetro

$$Q = 0.2785 * C_{HW} * D^{2.63} * J^{0.54}$$

$$D = 2.63 \sqrt{\frac{Q}{0.2785 * C_{HW} * J^{0.54}}} = 2.63 \sqrt{\frac{0.00421}{0.2785 * 140 * 0.022^{0.54}}} = 0.068 \text{ m} = 2.67''$$

Su diámetro comercial: 3 " = 75 mm

Calculando la nueva pérdida de carga

$$J = 0.54 \sqrt{\frac{Q}{0.2785 * C_{HW} * D^{2.63}}} = 2.63 \sqrt{\frac{0.00421}{0.2785 * 140 * 0.075^{2.63}}} = 0.013 \text{ m/m}$$

$$J = \frac{\Delta h}{L} \Rightarrow \Delta h = J * L = 0.013 * 90 = 1.17 \text{ m}$$

La presión en el nudo 2 será

$$PR_2 = PR_1 + \Delta H - \Delta h = 24.55 - 2 - 1.17 = 20.85 \text{ mca} > 10 \text{ mca OK}$$

Verificando la velocidad

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{0.00421}{\frac{\pi * 0.075^2}{4}} = 0.95 \text{ m/s} > 0.3 \text{ m/s OK}$$

Tramo 3 -5

Datos:

$$Q: \quad 4.68 \text{ l/s} = 0.00468$$

$$L: \quad 100 \text{ m}$$

$$\Delta H: \quad 2505 - 2503 = 2 \text{ m}$$

Calculo de perdida de carga unitaria

$$J = \frac{\Delta H}{L} = \frac{2}{100} = 0.02 \text{ m/m}$$

Calculo del diámetro

$$Q = 0.2785 * C_{HW} * D^{2.63} * J^{0.54}$$

$$D = \sqrt[2.63]{\frac{Q}{0.2785 * C_{HW} * J^{0.54}}} = \sqrt[2.63]{\frac{0.00468}{0.2785 * 140 * 0.02^{0.54}}} = 0.072 \text{ m} = 2.83''$$

Su diámetro comercial: 3 '' = 75 mm

Calculando la nueva pérdida de carga

$$J = \sqrt[0.54]{\frac{Q}{0.2785 * C_{HW} * D^{2.63}}} = \sqrt[0.54]{\frac{0.00468}{0.2785 * 140 * 0.075^{2.63}}} = 0.017 \text{ m/m}$$

$$J = \frac{\Delta h}{L} \Rightarrow \Delta h = J * L = 0.017 * 100 = 1.7 \text{ m}$$

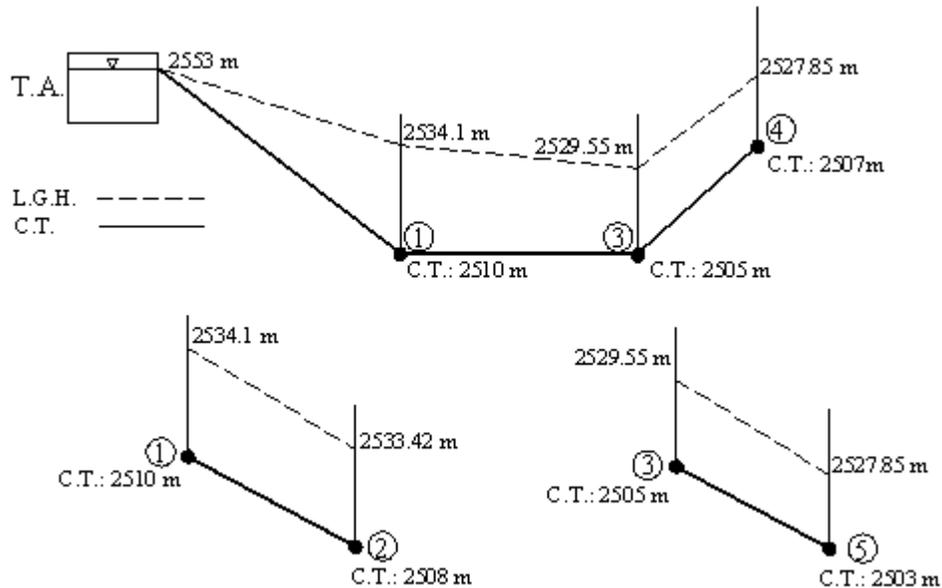
La presión en el nudo 2 será

$$PR_2 = PR_1 + \Delta H - \Delta h = 24.55 + 2 - 1.7 = 24.85 \text{ mca} > 10 \text{ mca OK}$$

Verificando la velocidad

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{0.00468}{\frac{\pi * 0.075^2}{4}} = 1.06 \text{ m/s} > 0.3 \text{ m/s OK}$$

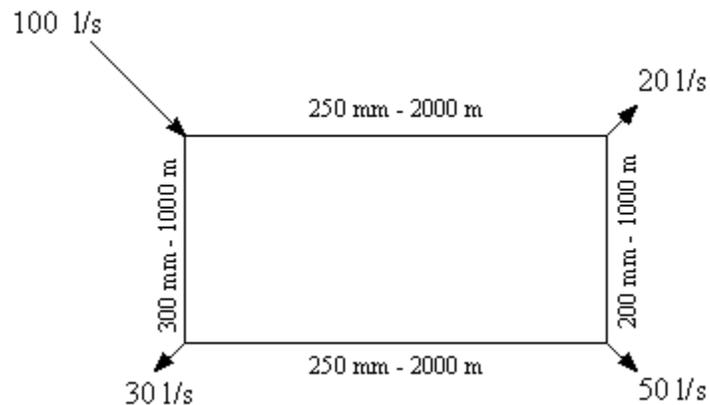
Gráficamente los resultados del sistema de agua potable sería el siguiente:



EJERCICIO 6.2.

Resolver el sistema de agua potable mostrado en la figura, por el método de Hardy Cross.

$$C_{HW}=140.$$



Solución:

El Método de Hardy Cross corrige sucesivamente, iteración tras iteración, los caudales en los tramos, con los siguientes pasos:

- Numerar los tramos de tuberías y asignarles un sentido (esta elección es arbitraria).
Este paso ya se ha hecho en el dibujo.

- Elegir el sentido de recorrido.
- Asignar un valor numérico a cada caudal de forma que se cumpla la conservación de la masa en cada nodo. El signo del caudal es negativo si se opone al sentido de recorrido de la malla.
- Calcular las de pérdidas de carga por

$$\Delta h = r * Q^n$$

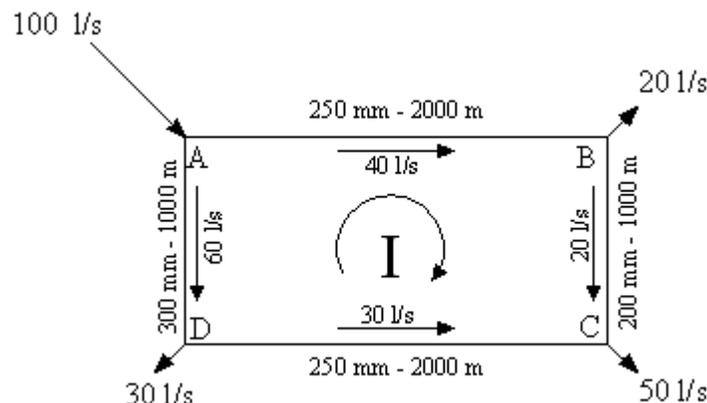
$$\Delta h = S * L = \frac{1}{(0.2785 * C)^{1.85}} * \frac{L}{D^{4.87}} * Q^{1.85}$$

$$r = \frac{1}{(0.2785 * C)^{1.85}} * \frac{L}{D^{4.87}}$$

- Calcular la corrección a los caudales de cada malla.:

$$\Delta Q = - \frac{\sum \Delta h}{n \sum \frac{\Delta h}{Q}}$$

- Aplicar la corrección de cada malla a los caudales que la componen. En el caso de que un caudal pertenezca a dos mallas, la corrección de otras mallas tendrá signo negativo si el recorrido de la malla tiene distinto sentido que en la primera malla. Esta situación ocurre con la línea 1. Donde $n = 1.85$ por H.-W.
- Repetir la iteración.



Tramo A-B

Calculamos la pérdida de carga

$$\Delta h = r * Q^n$$

$$\Delta h = S * L = \frac{1}{(0.2785 * C)^{1.85}} * \frac{L}{D^{4.87}} * Q^{1.85}$$

$$\Delta h = S * L = \frac{1}{(0.2785 * 140)^{1.85}} * \frac{2000}{0.250^{4.87}} * 0.04^{1.85} = 5.05 \text{ m}$$

Tramo B-C

Calculamos la pérdida de carga

$$\Delta h = S * L = \frac{1}{(0.2785 * 140)^{1.85}} * \frac{1000}{0.200^{4.87}} * 0.02^{1.85} = 2.08 \text{ m}$$

Tramo A-D

Calculamos la pérdida de carga

$$\Delta h = S * L = \frac{1}{(0.2785 * 140)^{1.85}} * \frac{1000}{0.300^{4.87}} * 0.06^{1.85} = 2.20 \text{ m}$$

Tramo D-C

Calculamos la pérdida de carga

$$\Delta h = S * L = \frac{1}{(0.2785 * 140)^{1.85}} * \frac{2000}{0.250^{4.87}} * 0.03^{1.85} = 2.97 \text{ m}$$

Las tablas presentan la corrección del método de Hardy Cross, por pérdidas de carga de Hazen –Williams:

Iteración 1

Anillo	Tramo	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Caudal (l/s)	J (m/m)	Δh (m)	n $\Delta h/Q$	Caudal Corregido (l/s)
I	A-B	2000	250	40	0,0025	5,054	233,734	37,101
	B-C	1000	200	20	0,0021	2,078	192,206	17,101
	A-D	1000	300	-60	0,0022	-2,202	67,882	-62,899
	D-C	2000	250	-30	0,0015	-2,968	183,030	-32,899

$$\Sigma \quad 1,962 \quad 676,853$$

$$\Delta Q = \frac{-1,962}{0,677} = -2,899$$

Iteración 2

Anillo	Tramo	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Caudal (l/s)	J (m/m)	Δh (m)	n $\Delta h/Q$	Caudal Corregido (l/s)
I	A-B	2000	250	37,101	0,0022	4,397	219,256	37,056
	B-C	1000	200	17,101	0,0016	1,555	168,255	17,056
	A-D	1000	300	-62,899	0,0024	-2,402	70,660	-62,944
	D-C	2000	250	-32,899	0,0018	-3,520	197,957	-32,944
Σ						0,030	656,128	

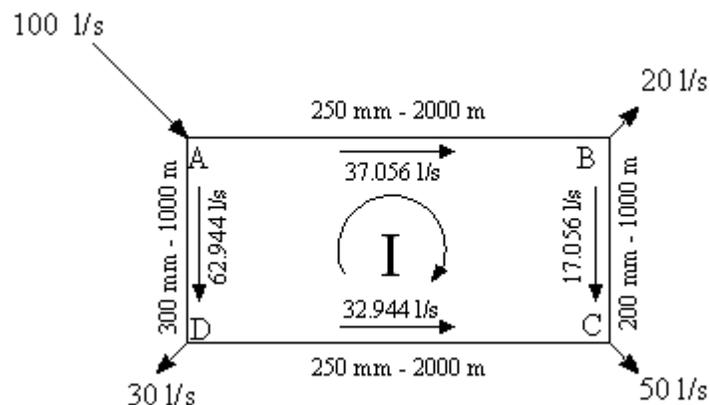
$$\Delta Q = \frac{-0,030}{0,656} = -0,045$$

Iteración 3

Anillo	Tramo	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Caudal (l/s)	J (m/m)	Δh (m)	n $\Delta h/Q$	Caudal Corregido (l/s)
I	A-B	2000	250	37,056	0,0022	4,388	219,028	37,056
	B-C	1000	200	17,056	0,0015	1,548	167,875	17,056
	A-D	1000	300	-62,944	0,0024	-2,406	70,703	-62,944
	D-C	2000	250	-32,944	0,0018	-3,529	198,190	-32,944
Σ						0,001	655,796	

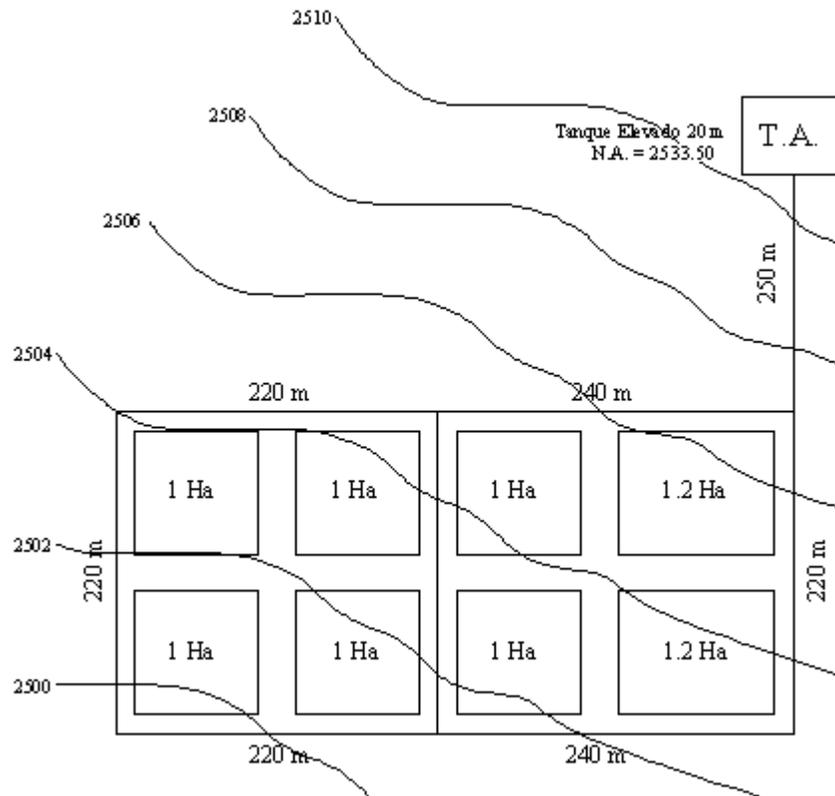
$$\Delta Q = \frac{-0,001}{0,656} = -0,001$$

Los caudales finales obtenidos se distribuyen de la siguiente forma:



EJERCICIO 6.3.

En la figura se muestra una red de agua potable, se desea diseñar la red principal, con tuberías de PVC, donde se necesita saber la población proyectada a 20 años, los caudales de consumo, el equilibrio en el sistema por el método de Hardy Cross y la presión en los nudos. La población tiene 2650 hab con una tasa de crecimiento de 1.2 % y la dotación es de 110 l/hab/día. Utilizar el método Exponencial.

**Datos:**

Po: 2650 hab
 r: 1.2 %
 Df: 110 l/hab/día
 T: 20 años

Solución:

Calculo de la población

Método Exponencial:

$$Pf = 2650 * e^{\left(\frac{1.2*20}{100}\right)} = 3369 \text{ hab}$$

Calculamos los caudales de consumo

$$Q_{med} = \frac{P_f * D_f}{86400} = \frac{3369 * 110}{86400} = 4.29 \text{ l/s}$$

$$Q_{max_d} = K_1 * Q_{med} = 1.2 * 4.29 = 5.15 \text{ l/s}$$

$$Q_{max_h} = K_2 * Q_{max_d} = 2 * 5.15 = 10.29 \text{ l/s}$$

Diseño del sistema de agua potable utilizando la formula de Hazen – Williams

$$Q = 0.2785 * C_{HW} * D^{2.63} * J^{0.54}$$

Tramo T.A. - 1

Datos:

$$Q: \quad 10.29 \text{ l/s} = 0.0102 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L: \quad 250 \text{ m}$$

$$\Delta H: \quad 2533.50 - 2507 = 26.50 \text{ m}$$

Calculo de perdida de carga unitaria

$$J = \frac{\Delta H}{L} = \frac{26.50}{250} = 0.106 \text{ m/m}$$

Calculo del diámetro

$$Q = 0.2785 * C_{HW} * D^{2.63} * J^{0.54}$$

$$D = \sqrt[2.63]{\frac{Q}{0.2785 * C_{HW} * J^{0.54}}} = \sqrt[2.63]{\frac{0.0102}{0.2785 * 140 * 0.106^{0.54}}} = 0.069 \text{ m} = 2.72''$$

Su diámetro comercial: 4 '' = 100 mm

Calculando la nueva pérdida de carga

$$J = 0.54 \sqrt{\frac{Q}{0.2785 * C_{HW} * D^{2.63}}} = 2.63 \sqrt{\frac{0.0102}{0.2785 * 140 * 0.100^{2.63}}} = 0.017 \text{ m/m}$$

$$J = \frac{\Delta h}{L} \Rightarrow \Delta h = J * L = 0.017 * 250 = 4.25 \text{ m}$$

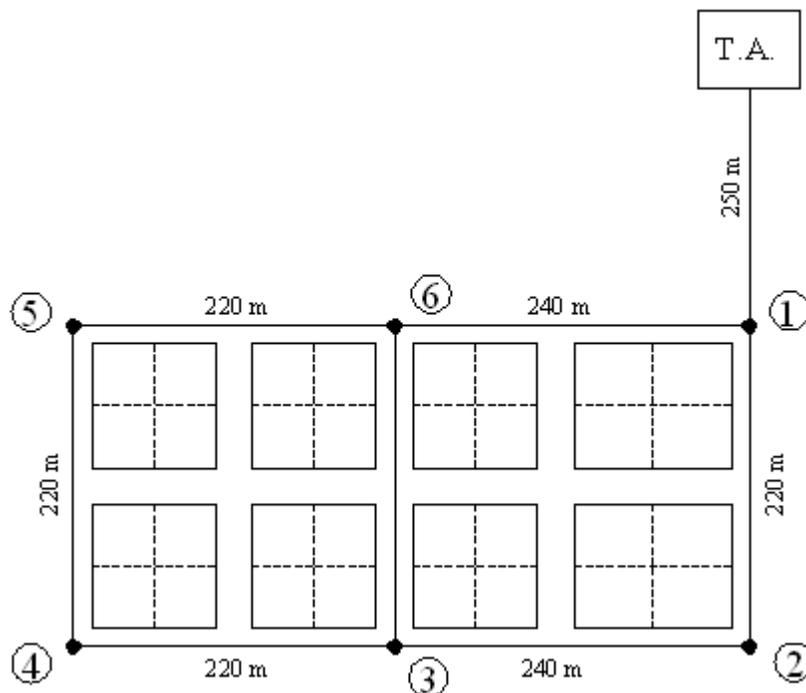
La presión en el nudo 1 será

$$PR_1 = \Delta H - \Delta h = 26.50 - 4.25 = 22.25 \text{ mca} > 10 \text{ mca OK}$$

Verificando la velocidad

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{0.0102}{\frac{\pi * 0.100^2}{4}} = 1.31 \text{ m/s} > 0.3 \text{ m/s OK}$$

Para el cálculo del caudal unitario primero enumeramos los nudos, luego sacamos las mediatrices a los tramos, para utilizar el método de áreas unitarias como se ve en la figura.



Calculo del caudal unitario

$$Q_u = \frac{Q_{\max_h}}{A_{Total}}$$

$$Q_u = \frac{Q_{\max_h}}{A_{Total}} = \frac{10.29}{8.4} = 1.225 \text{ l/s/ha}$$

El área de influencia total es 8.4 ha como se muestra en la tabla.

El caudal para cada nudo será

$$Q_{\text{nudo } i} = Q_u * A_i$$

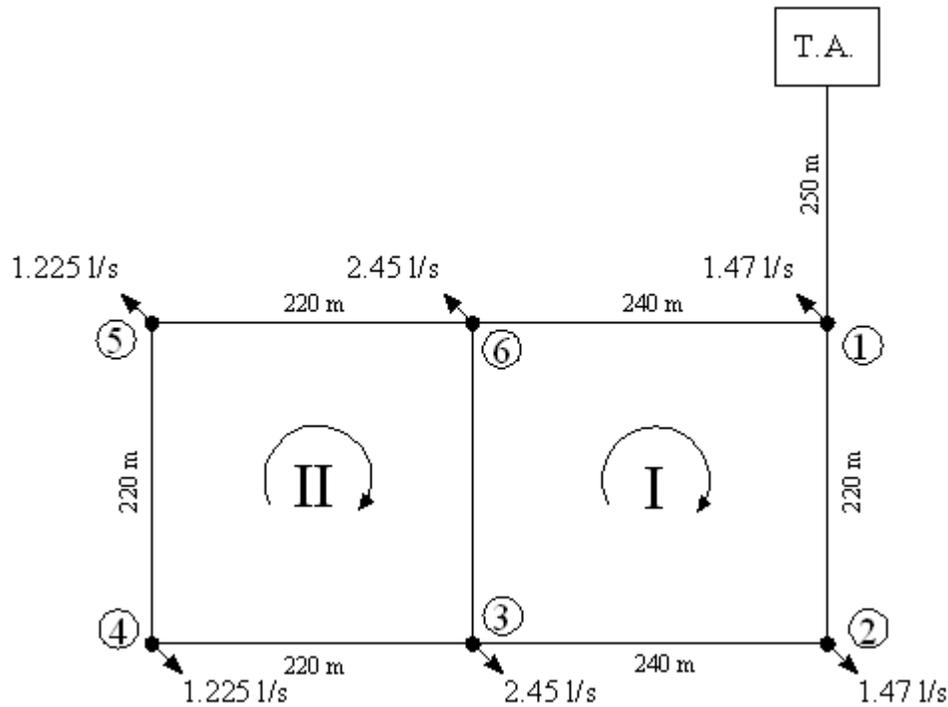
Ejemplo para el nudo 5 el caudal será

$$Q_5 = 1.225 * 1 = 1.225 \text{ l/s}$$

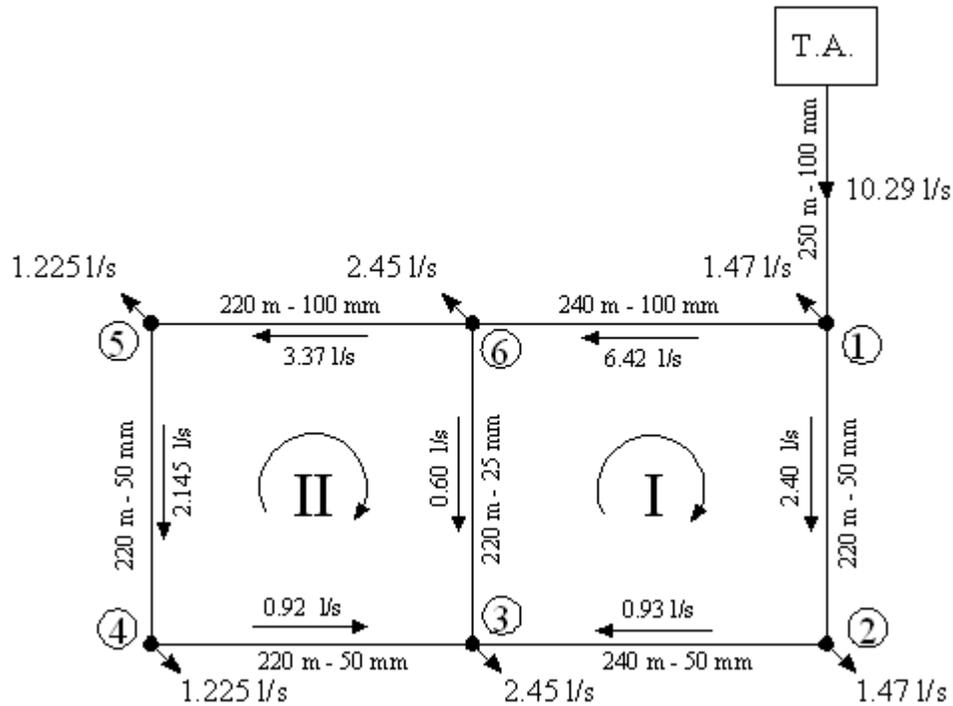
A continuación se muestra en la tabla la distribución de caudales en los nudos según su área de influencia

Nudo	Área de Influencia (ha)	Caudal Unitario (l/s/ha)	Caudal Nudo (l/s)
1	1,2	1,225	1,47
2	1,2	1,225	1,47
3	2	1,225	2,45
4	1	1,225	1,225
5	1	1,225	1,225
6	2	1,225	2,45
Σ	8,4		Σ 10,29

La asignación de los caudales a los nudos quedara de la siguiente manera, como se muestra en la figura:



Calculo de corrección por Hardy Cross



Las tablas presentan la corrección del método de Hardy Cross, por pérdidas de carga de Hazen-Williams. Donde los diámetros serán de acuerdo a la velocidad de cada tramo y $n=1.85$:

Iteración 1

Anillo	Tramo	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Caudal (l/s)	J (m/m)	Δh (m)	n Δh/Q	Caudal Corregido (l/s)
I	1-2	220	50	2,400	0,0347	7,6441	5898,699	2,558
	2-3	240	50	0,930	0,0060	1,441	2869,144	1,088
	1-6	240	100	-6,420	0,0074	-1,764	508,872	-6,262
	6-3	220	25	-0,600	0,0780	-17,153	52944,055	-0,442
Σ						-9,832	62220,770	

$$\Delta Q1 = \frac{9,832}{62,221} = 0,158012$$

Anillo	Tramo	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Caudal (l/s)	J (m/m)	Δh (m)	n Δh/Q	Caudal Corregido (l/s)
II	6-3	220	25	0,442	0,0443	9,739	40806,760	0,406
	6-5	220	100	-3,370	0,0022	-0,490	269,365	-3,406
	5-4	220	50	-2,145	0,0282	-6,208	5360,340	-2,181
	4-3	220	50	-0,920	0,0059	-1,295	2605,934	-0,884
Σ						1,746	49042,399	

$$\Delta Q2 = \frac{-1,746}{49,042} = -0,035600$$

$$\Sigma \text{ de } \Delta h \text{ contorno} = -0,6722 \text{ m}$$

Iteración 2

Anillo	Tramo	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Caudal (l/s)	J (m/m)	Δh (m)	n Δh/Q	Caudal Corregido (l/s)
I	1-2	220	50	2,558	0,0391	8,602	6228,010	2,547
	2-3	240	50	1,088	0,0080	1,927	3279,569	1,077
	1-6	240	100	-6,262	0,0070	-1,684	498,181	-6,273
	6-3	220	25	-0,406	0,0379	-8,336	37988,271	-0,417
Σ						0,509	47994,032	

$$\Delta Q1 = \frac{-0,509}{47,994} = -0,010598$$

Anillo	Tramo	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Caudal (l/s)	J (m/m)	Δh (m)	n Δh/Q	Caudal Corregido (l/s)
II	6-3	220	25	0,406	0,0379	8,336	37988,271	0,403
	6-5	220	100	-3,406	0,0023	-0,500	271,787	-3,409
	5-4	220	50	-2,181	0,0291	-6,401	5436,045	-2,184
	4-3	220	50	-0,920	0,0059	-1,295	2605,934	-0,923
Σ						0,141	46302,038	

$$\Delta Q2 = \frac{-0,141}{46,302} = -0,003044$$

$$\Sigma \text{ de } \Delta h \text{ contorno} = 0,6495 \text{ m}$$

Iteración 3

Anillo	Tramo	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Caudal (l/s)	J (m/m)	Δh (m)	n Δh/Q	Caudal Corregido (l/s)
I	1-2	220	50	2,547	0,0388	8,536	6206,020	2,545
	2-3	240	50	1,077	0,0079	1,892	3252,333	1,075
	1-6	240	100	-6,273	0,0070	-1,690	498,900	-6,275
	6-3	220	25	-0,414	0,0392	-8,625	38589,017	-0,416
Σ						0,114	48546,269	

$$\Delta Q1 = \frac{-0,114}{48,546} = -0,002341$$

Anillo	Tramo	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Caudal (l/s)	J (m/m)	Δh (m)	n Δh/Q	Caudal Corregido (l/s)
II	6-3	220	25	0,416	0,0396	8,716	38774,862	0,406
	6-5	220	100	-3,409	0,0023	-0,501	271,994	-3,419
	5-4	220	50	-2,184	0,0292	-6,417	5442,511	-2,194
	4-3	220	50	-0,920	0,0059	-1,295	2605,934	-0,931
Σ						0,503	47095,301	

$$\Delta Q2 = \frac{-0,503}{47,095} = -0,010687$$

$$\Sigma \text{ de } \Delta h \text{ contorno} = 0,5264 \text{ m}$$

Iteración 4

Anillo	Tramo	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Caudal (l/s)	J (m/m)	Δh (m)	n Δh/Q	Caudal Corregido (l/s)
I	1-2	220	50	2,545	0,0387	8,522	6201,161	2,537
	2-3	240	50	1,075	0,0079	1,884	3246,312	1,067
	1-6	240	100	-6,275	0,0070	-1,691	499,058	-6,283
	6-3	220	25	-0,406	0,0378	-8,306	37925,079	-0,414
Σ						0,410	47871,610	

$$\Delta Q1 = \frac{-0,410}{47,872} = -0,00857$$

Anillo	Tramo	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Caudal (l/s)	J (m/m)	Δh (m)	n Δh/Q	Caudal Corregido (l/s)
II	6-3	220	25	0,414	0,0392	8,633	38605,765	0,406
	6-5	220	100	-3,419	0,0023	-0,504	272,721	-3,427
	5-4	220	50	-2,194	0,0294	-6,475	5465,197	-2,202
	4-3	220	50	-0,920	0,0059	-1,295	2605,934	-0,928
Σ						0,360	46949,617	

$$\Delta Q2 = \frac{-0,360}{46,950} = -0,007662$$

$$\Sigma \text{ de } \Delta h \text{ contorno} = 0,4419 \text{ m}$$

Iteración 5

Anillo	Tramo	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Caudal (l/s)	J (m/m)	Δh (m)	n Δh/Q	Caudal Corregido (l/s)
I	1-2	220	50	2,537	0,0385	8,469	6183,392	2,530
	2-3	240	50	1,067	0,0077	1,857	3224,283	1,060
	1-6	240	100	-6,283	0,0071	-1,695	499,638	-6,290
	6-3	220	25	-0,406	0,0379	-8,340	37996,419	-0,413
Σ						0,291	47903,731	

$$\Delta Q1 = \frac{-0,291}{47,904} = -0,006069$$

Anillo	Tramo	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Caudal (l/s)	J (m/m)	Δh (m)	n Δh/Q	Caudal Corregido (l/s)
II	6-3	220	25	0,413	0,0390	8,572	38479,198	0,407
	6-5	220	100	-3,427	0,0023	-0,506	273,241	-3,432
	5-4	220	50	-2,202	0,0296	-6,517	5481,451	-2,207
	4-3	220	50	-0,920	0,0059	-1,295	2605,934	-0,925
Σ						0,254	46839,825	

$$\Delta Q2 = \frac{-0,254}{46,840} = -0,005429$$

$$\Sigma \text{ de } \Delta h \text{ contorno} = 0,3129 \text{ m}$$

Iteración 6

Anillo	Tramo	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Caudal (l/s)	J (m/m)	Δh (m)	n Δh/Q	Caudal Corregido (l/s)
I	1-2	220	50	2,530	0,0383	8,431	6170,785	2,526
	2-3	240	50	1,060	0,0077	1,837	3208,645	1,056
	1-6	240	100	-6,290	0,0071	-1,698	500,049	-6,294
	6-3	220	25	-0,407	0,0380	-8,364	38047,365	-0,411
Σ						0,206	47926,844	

$$\Delta Q1 = \frac{-0,206}{47,927} = -0,004305$$

Anillo	Tramo	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Caudal (l/s)	J (m/m)	Δh (m)	n Δh/Q	Caudal Corregido (l/s)
II	6-3	220	25	0,411	0,0388	8,529	38389,905	0,408
	6-5	220	100	-3,432	0,0023	-0,507	273,610	-3,436
	5-4	220	50	-2,207	0,0298	-6,547	5492,963	-2,211
	4-3	220	50	-0,920	0,0059	-1,295	2605,934	-0,924
Σ						0,180	46762,413	

$$\Delta Q2 = \frac{-0,180}{46,762} = -0,003846$$

$$\Sigma \text{ de } \Delta h \text{ contorno} = 0,2216 \text{ m}$$

Iteración 7

Anillo	Tramo	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Caudal (l/s)	J (m/m)	Δh (m)	n Δh/Q	Caudal Corregido (l/s)
I	1-2	220	50	2,526	0,0382	8,405	6161,838	2,523
	2-3	240	50	1,056	0,0076	1,823	3197,542	1,053
	1-6	240	100	-6,294	0,0071	-1,700	500,341	-6,297
	6-3	220	25	-0,408	0,0381	-8,382	38083,966	-0,411
Σ						0,146	47943,687	

$$\Delta Q1 = \frac{-0,146}{47,944} = -0,003053$$

Anillo	Tramo	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Caudal (l/s)	J (m/m)	Δh (m)	n Δh/Q	Caudal Corregido (l/s)
II	6-3	220	25	0,411	0,0386	8,498	38326,846	0,408
	6-5	220	100	-3,436	0,0023	-0,508	273,871	-3,439
	5-4	220	50	-2,211	0,0299	-6,568	5501,116	-2,214
	4-3	220	50	-0,920	0,0059	-1,295	2605,934	-0,923
Σ						0,127	46707,767	

$$\Delta Q2 = \frac{-0,127}{46,708} = -0,002724$$

$$\Sigma \text{ de } \Delta h \text{ contorno} = 0,1569 \text{ m}$$

Iteración 8

Anillo	Tramo	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Caudal (l/s)	J (m/m)	Δh (m)	n Δh/Q	Caudal Corregido (l/s)
I	1-2	220	50	2,523	0,0381	8,386	6155,494	2,521
	2-3	240	50	1,053	0,0076	1,814	3189,666	1,051
	1-6	240	100	-6,297	0,0071	-1,702	500,548	-6,299
	6-3	220	25	-0,408	0,0382	-8,394	38110,145	-0,410
Σ						0,104	47955,853	

$$\Delta Q1 = \frac{-0,104}{47,956} = -0,002163$$

Anillo	Tramo	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Caudal (l/s)	J (m/m)	Δh (m)	n Δh/Q	Caudal Corregido (l/s)
II	6-3	220	25	0,410	0,0385	8,477	38282,283	0,408
	6-5	220	100	-3,439	0,0023	-0,509	274,056	-3,441
	5-4	220	50	-2,214	0,0299	-6,583	5506,888	-2,216
	4-3	220	50	-0,920	0,0059	-1,295	2605,934	-0,922
Σ						0,090	46669,162	

$$\Delta Q2 = \frac{-0,090}{46,669} = -0,001929$$

$$\Sigma \text{ de } \Delta h \text{ contorno} = 0,1111 \text{ m}$$

Iteración 9

Anillo	Tramo	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Caudal (l/s)	J (m/m)	Δh (m)	n Δh/Q	Caudal Corregido (l/s)
I	1-2	220	50	2,521	0,0381	8,373	6150,997	2,519
	2-3	240	50	1,051	0,0075	1,807	3184,083	1,049
	1-6	240	100	-6,299	0,0071	-1,703	500,694	-6,301
	6-3	220	25	-0,408	0,0382	-8,403	38128,813	-0,410
Σ						0,074	47964,586	

$$\Delta Q1 = \frac{-0,074}{47,965} = -0,001533$$

Anillo	Tramo	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Caudal (l/s)	J (m/m)	Δh (m)	n Δh/Q	Caudal Corregido (l/s)
II	6-3	220	25	0,410	0,0385	8,462	38250,775	0,408
	6-5	220	100	-3,441	0,0023	-0,509	274,187	-3,442
	5-4	220	50	-2,216	0,0300	-6,594	5510,976	-2,217
	4-3	220	50	-0,920	0,0059	-1,295	2605,934	-0,921
Σ						0,064	46641,872	

$$\Delta Q2 = \frac{-0,064}{46,642} = -0,001366$$

$$\Sigma \text{ de } \Delta h \text{ contorno} = 0,0786 \text{ m}$$

Iteración 10

Anillo	Tramo	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Caudal (l/s)	J (m/m)	Δh (m)	n Δh/Q	Caudal Corregido (l/s)
I	1-2	220	50	2,519	0,0380	8,363	6147,810	2,518
	2-3	240	50	1,049	0,0075	1,802	3180,126	1,048
	1-6	240	100	-6,301	0,0071	-1,704	500,798	-6,302
	6-3	220	25	-0,408	0,0382	-8,409	38142,096	-0,409
Σ						0,052	47970,830	

$$\Delta Q1 = \frac{-0,052}{47,971} = -0,001086$$

Anillo	Tramo	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Caudal (l/s)	J (m/m)	Δh (m)	n Δh/Q	Caudal Corregido (l/s)
II	6-3	220	25	0,409	0,0384	8,451	38228,489	0,408
	6-5	220	100	-3,442	0,0023	-0,510	274,280	-3,443
	5-4	220	50	-2,217	0,0300	-6,601	5513,870	-2,218
	4-3	220	50	-0,920	0,0059	-1,295	2605,934	-0,921
Σ						0,045	46622,573	

$$\Delta Q2 = \frac{-0,045}{46,623} = -0,000967$$

$$\Sigma \text{ de } \Delta h \text{ contorno} = 0,0557 \text{ m}$$

Iteración 11

Anillo	Tramo	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Caudal (l/s)	J (m/m)	Δh (m)	n Δh/Q	Caudal Corregido (l/s)
I	1-2	220	50	2,518	0,0380	8,357	6145,553	2,518
	2-3	240	50	1,048	0,0075	1,798	3177,322	1,048
	1-6	240	100	-6,302	0,0071	-1,704	500,871	-6,302
	6-3	220	25	-0,408	0,0382	-8,414	38151,535	-0,409

$$\Sigma \quad 0,037 \quad 47975,281$$

$$\Delta Q1 = \frac{-0,037}{47,975} = -0,000769$$

Anillo	Tramo	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Caudal (l/s)	J (m/m)	Δh (m)	n Δh/Q	Caudal Corregido (l/s)
II	6-3	220	25	0,409	0,0384	8,443	38212,722	0,409
	6-5	220	100	-3,443	0,0023	-0,510	274,345	-3,444
	5-4	220	50	-2,218	0,0300	-6,607	5515,919	-2,219
	4-3	220	50	-0,920	0,0059	-1,295	2605,934	-0,921

$$\Sigma \quad 0,032 \quad 46608,921$$

$$\Delta Q2 = \frac{-0,032}{46,609} = -0,000685$$

$$\Sigma \text{ de } \Delta h \text{ contorno} = 0,0394 \quad \text{m}$$

Iteración 12

Anillo	Tramo	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Caudal (l/s)	J (m/m)	Δh (m)	n Δh/Q	Caudal Corregido (l/s)
I	1-2	220	50	2,518	0,0380	8,352	6143,954	2,517
	2-3	240	50	1,048	0,0075	1,796	3175,336	1,047
	1-6	240	100	-6,302	0,0071	-1,705	500,924	-6,303
	6-3	220	25	-0,409	0,0383	-8,417	38158,234	-0,409

$$\Sigma \quad 0,026 \quad 47978,447$$

$$\Delta Q1 = \frac{-0,026}{47,978} = -0,000545$$

Anillo	Tramo	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Caudal (l/s)	J (m/m)	Δh (m)	n Δh/Q	Caudal Corregido (l/s)
II	6-3	220	25	0,409	0,0384	8,438	38201,565	0,409
	6-5	220	100	-3,444	0,0023	-0,510	274,392	-3,444
	5-4	220	50	-2,219	0,0300	-6,611	5517,370	-2,219
	4-3	220	50	-0,920	0,0059	-1,295	2605,934	-0,920

$$\Sigma \quad 0,023 \quad 46599,261$$

$$\Delta Q2 = \frac{-0,023}{46,599} = -0,000485$$

$$\Sigma \text{ de } \Delta h \text{ contorno} = 0,0279 \quad \text{m}$$

Iteración 13

Anillo	Tramo	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Caudal (l/s)	J (m/m)	Δh (m)	n Δh/Q	Caudal Corregido (l/s)
I	1-2	220	50	2,517	0,0379	8,349	6142,822	2,517
	2-3	240	50	1,047	0,0075	1,794	3173,930	1,047
	1-6	240	100	-6,303	0,0071	-1,705	500,960	-6,303
	6-3	220	25	-0,409	0,0383	-8,419	38162,985	-0,409

$$\Sigma \quad 0,019 \quad 47980,697$$

$$\Delta Q1 = \frac{-0,019}{47,981} = -0,000386$$

Anillo	Tramo	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Caudal (l/s)	J (m/m)	Δh (m)	n Δh/Q	Caudal Corregido (l/s)
II	6-3	220	25	0,409	0,0383	8,434	38193,668	0,409
	6-5	220	100	-3,444	0,0023	-0,510	274,425	-3,445
	5-4	220	50	-2,219	0,0301	-6,613	5518,397	-2,220
	4-3	220	50	-0,920	0,0059	-1,295	2605,934	-0,920

$$\Sigma \quad 0,016 \quad 46592,424$$

$$\Delta Q2 = \frac{-0,016}{46,592} = -0,000343$$

$$\Sigma \text{ de } \Delta h \text{ contorno} = 0,0197 \quad \text{m}$$

Iteración 14

Anillo	Tramo	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Caudal (l/s)	J (m/m)	Δh (m)	n Δh/Q	Caudal Corregido (l/s)
I	1-2	220	50	2,517	0,0379	8,346	6142,020	2,516
	2-3	240	50	1,047	0,0075	1,793	3172,934	1,046
	1-6	240	100	-6,303	0,0071	-1,705	500,986	-6,304
	6-3	220	25	-0,409	0,0383	-8,421	38166,353	-0,409

$$\Sigma \quad 0,013 \quad 47982,293$$

$$\Delta Q1 = \frac{-0,013}{47,982} = -0,000273$$

Anillo	Tramo	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Caudal (l/s)	J (m/m)	Δh (m)	n Δh/Q	Caudal Corregido (l/s)
II	6-3	220	25	0,409	0,0383	8,431	38188,079	0,409
	6-5	220	100	-3,445	0,0023	-0,510	274,448	-3,445
	5-4	220	50	-2,220	0,0301	-6,615	5519,124	-2,220
	4-3	220	50	-0,920	0,0059	-1,295	2605,934	-0,920

$$\Sigma \quad 0,011 \quad 46587,585$$

$$\Delta Q2 = \frac{-0,011}{46,588} = -0,000243$$

$$\Sigma \text{ de } \Delta h \text{ contorno} = 0,0140 \quad \text{m}$$

Iteración 15

Anillo	Tramo	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Caudal (l/s)	J (m/m)	Δh (m)	n Δh/Q	Caudal Corregido (l/s)
I	1-2	220	50	2,516	0,0379	8,344	6141,452	2,516
	2-3	240	50	1,046	0,0075	1,792	3172,229	1,046
	1-6	240	100	-6,304	0,0071	-1,705	501,005	-6,304
	6-3	220	25	-0,409	0,0383	-8,422	38168,739	-0,409
Σ						0,009	47983,425	

$$\Delta Q1 = \frac{-0,009}{47,983} = -0,000193$$

Anillo	Tramo	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Caudal (l/s)	J (m/m)	Δh (m)	n Δh/Q	Caudal Corregido (l/s)
II	6-3	220	25	0,409	0,0383	8,430	38184,122	0,409
	6-5	220	100	-3,445	0,0023	-0,511	274,465	-3,445
	5-4	220	50	-2,220	0,0301	-6,616	5519,639	-2,220
	4-3	220	50	-0,920	0,0059	-1,295	2605,934	-0,920
Σ						0,008	46584,160	

$$\Delta Q2 = \frac{-0,008}{46,584} = -0,000172$$

$$\Sigma \text{ de } \Delta h \text{ contorno} = 0,0099 \text{ m}$$

Iteración 16

Anillo	Tramo	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Caudal (l/s)	J (m/m)	Δh (m)	n Δh/Q	Caudal Corregido (l/s)
I	1-2	220	50	2,516	0,0379	8,343	6141,050	2,516
	2-3	240	50	1,046	0,0075	1,792	3171,729	1,046
	1-6	240	100	-6,304	0,0071	-1,705	501,018	-6,304
	6-3	220	25	-0,409	0,0383	-8,423	38170,430	-0,409
Σ						0,007	47984,228	

$$\Delta Q1 = \frac{-0,007}{47,984} = -0,000137$$

Anillo	Tramo	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Caudal (l/s)	J (m/m)	Δh (m)	n Δh/Q	Caudal Corregido (l/s)
II	6-3	220	25	0,409	0,0383	8,428	38181,322	0,409
	6-5	220	100	-3,445	0,0023	-0,511	274,476	-3,445
	5-4	220	50	-2,220	0,0301	-6,617	5520,003	-2,220
	4-3	220	50	-0,920	0,0059	-1,295	2605,934	-0,920
Σ						0,006	46581,736	

$$\Delta Q2 = \frac{-0,006}{46,582} = -0,000122$$

$$\Sigma \text{ de } \Delta h \text{ contorno} = 0,0070 \text{ m}$$

Iteración 17

Anillo	Tramo	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Caudal (l/s)	J (m/m)	Δh (m)	n $\Delta h/Q$	Caudal Corregido (l/s)
I	1-2	220	50	2,516	0,0379	8,342	6140,765	2,516
	2-3	240	50	1,046	0,0075	1,791	3171,376	1,046
	1-6	240	100	-6,304	0,0071	-1,705	501,027	-6,304
	6-3	220	25	-0,409	0,0383	-8,424	38171,627	-0,409
Σ						0,005	47984,796	

$$\Delta Q1 = \frac{-0,005}{47,985} = -0,000097$$

Anillo	Tramo	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Caudal (l/s)	J (m/m)	Δh (m)	n $\Delta h/Q$	Caudal Corregido (l/s)
II	6-3	220	25	0,409	0,0383	8,427	38179,339	0,409
	6-5	220	100	-3,445	0,0023	-0,511	274,485	-3,445
	5-4	220	50	-2,220	0,0301	-6,618	5520,261	-2,220
	4-3	220	50	-0,920	0,0059	-1,295	2605,934	-0,920
Σ						0,004	46580,019	

$$\Delta Q2 = \frac{-0,004}{46,580} = -0,000086$$

$$\Sigma \text{ de } \Delta h \text{ contorno} = 0,0049 \text{ m}$$

Iteración 18

Anillo	Tramo	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Caudal (l/s)	J (m/m)	Δh (m)	n $\Delta h/Q$	Caudal Corregido (l/s)
I	1-2	220	50	2,516	0,0379	8,342	6140,564	2,516
	2-3	240	50	1,046	0,0075	1,791	3171,126	1,046
	1-6	240	100	-6,304	0,0071	-1,705	501,034	-6,304
	6-3	220	25	-0,409	0,0383	-8,424	38172,476	-0,409
Σ						0,003	47985,199	

$$\Delta Q1 = \frac{-0,003}{47,985} = -0,000069$$

Anillo	Tramo	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Caudal (l/s)	J (m/m)	Δh (m)	n $\Delta h/Q$	Caudal Corregido (l/s)
II	6-3	220	25	0,409	0,0383	8,427	38177,935	0,409
	6-5	220	100	-3,445	0,0023	-0,511	274,490	-3,445
	5-4	220	50	-2,220	0,0301	-6,619	5520,444	-2,220
	4-3	220	50	-0,920	0,0059	-1,295	2605,934	-0,920
Σ						0,003	46578,804	

$$\Delta Q2 = \frac{-0,003}{46,579} = -0,000061$$

$$\Sigma \text{ de } \Delta h \text{ contorno} = 0,0035 \text{ m}$$

Iteración 19

Anillo	Tramo	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Caudal (l/s)	J (m/m)	Δh (m)	n Δh/Q	Caudal Corregido (l/s)
I	1-2	220	50	2,516	0,0379	8,341	6140,421	2,516
	2-3	240	50	1,046	0,0075	1,791	3170,948	1,046
	1-6	240	100	-6,304	0,0071	-1,706	501,039	-6,304
	6-3	220	25	-0,409	0,0383	-8,424	38173,076	-0,409
Σ						0,002	47985,484	

$$\Delta Q1 = \frac{-0,002}{47,985} = -0,000049$$

Anillo	Tramo	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Caudal (l/s)	J (m/m)	Δh (m)	n Δh/Q	Caudal Corregido (l/s)
II	6-3	220	25	0,409	0,0383	8,426	38176,942	0,409
	6-5	220	100	-3,445	0,0023	-0,511	274,495	-3,445
	5-4	220	50	-2,220	0,0301	-6,619	5520,573	-2,220
	4-3	220	50	-0,920	0,0059	-1,295	2605,934	-0,920
Σ						0,002	46577,944	

$$\Delta Q2 = \frac{-0,002}{46,578} = -0,000043$$

$$\Sigma \text{ de } \Delta h \text{ contorno} = 0,0024 \text{ m}$$

Iteración 20

Anillo	Tramo	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Caudal (l/s)	J (m/m)	Δh (m)	n Δh/Q	Caudal Corregido (l/s)
I	1-2	220	50	2,516	0,0379	8,341	6140,320	2,516
	2-3	240	50	1,046	0,0075	1,791	3170,823	1,046
	1-6	240	100	-6,304	0,0071	-1,706	501,042	-6,304
	6-3	220	25	-0,409	0,0383	-8,424	38173,501	-0,409
Σ						0,002	47985,686	

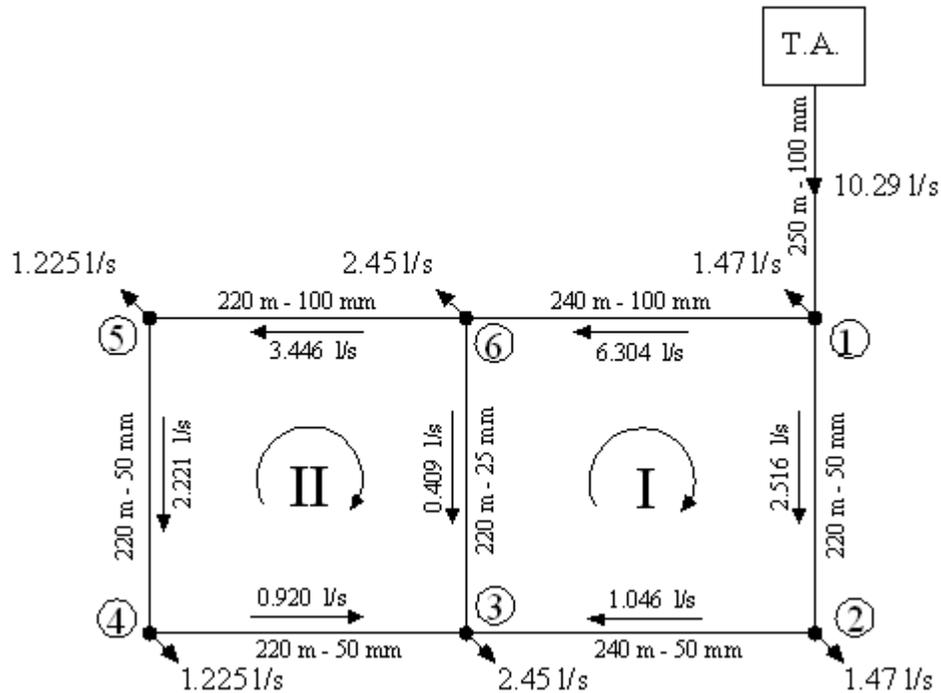
$$\Delta Q1 = \frac{-0,002}{47,986} = -0,000034$$

Anillo	Tramo	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Caudal (l/s)	J (m/m)	Δh (m)	n Δh/Q	Caudal Corregido (l/s)
II	6-3	220	25	0,409	0,0383	8,426	38176,238	0,409
	6-5	220	100	-3,446	0,0023	-0,511	274,498	-3,446
	5-4	220	50	-2,221	0,0301	-6,619	5520,665	-2,221
	4-3	220	50	-0,920	0,0059	-1,295	2605,934	-0,920
Σ						0,001	46577,335	

$$\Delta Q2 = \frac{-0,001}{46,577} = 0,000031$$

$$\Sigma \text{ de } \Delta h \text{ contorno} = 0,0017 \text{ m}$$

Los caudales finales obtenidos se distribuyen de la siguiente forma:



Calculo de las presiones residuales en los nudos

Teniendo la presión en el nudo 1 ($PR_1 = 22.25$ m.c.a.), verificamos el equilibrio de presiones en el nudo 3

Tramo 1-2-3

La presión en el nudo 2 será

$$PR_2 = PR_1 - \Delta h_{1-2} = 22.25 - 8.341 = 13.91 \text{ mca} > 10 \text{ mca OK}$$

La presión en el nudo 3 será

$$PR_3 = PR_2 - \Delta h_{2-3} = 13.91 - 1.791 = 12.12 \text{ mca} > 10 \text{ mca OK}$$

Tramo 1-6-3

La presión en el nudo 6 será

$$PR_6 = PR_1 - \Delta h_{1-6} = 22.25 - 1.706 = 20.54 \text{ mca} > 10 \text{ mca OK}$$

La presión en el nudo 3 será

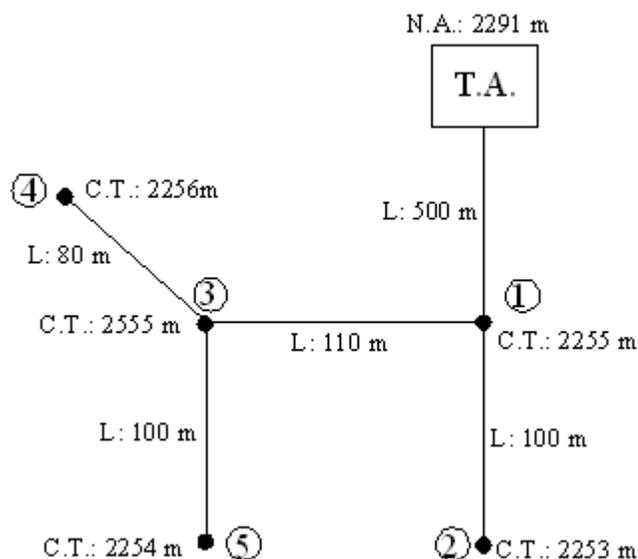
$$PR_3 = PR_6 - \Delta h_{6-3} = 20.54 - 8.424 = 12.12 \text{ mca} > 10 \text{ mca OK}$$

A continuación se muestra en la tabla presiones en los nudos

Tramo	Δh (m)	Presión(mca)
1-2	8,341	13,91
2-3	1,791	12,12
1-6	1,706	20,54
6-3	8,424	12,12
1-6	1,706	20,54
6-5	0,511	20,03
5-4	6,619	13,41
4-3	1,295	12,12

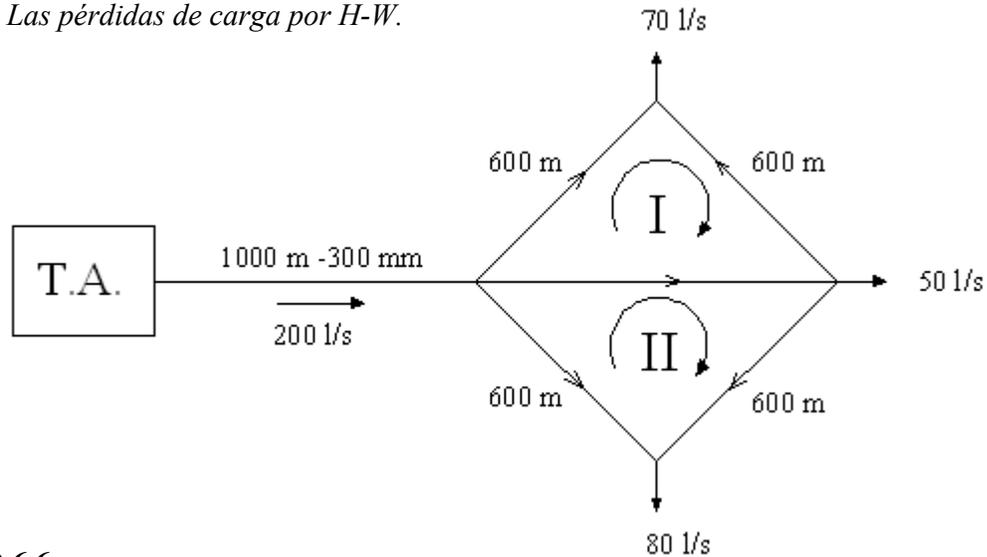
EJERCICIO 6.4.

En la figura se muestra una red abierta, se desea diseñar el sistema de distribución de agua potable con tubería de PVC, donde se necesita saber la población proyectada a 30 años, los caudales de consumo las presiones residuales. La población tiene 8402 hab con una tasa de crecimiento del 1.9 % y la dotación es de 120 l/hab/día. Utilizar el método geométrico.

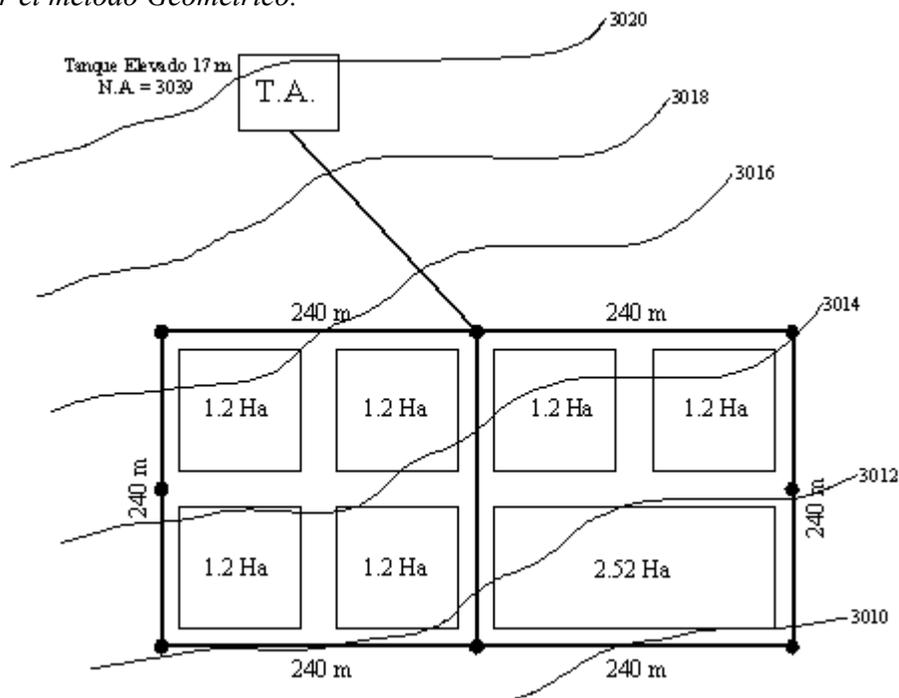


EJERCICIO 6.5.

Resolver el sistema de agua potable mostrado en la figura, por el método de corrección de Hardy Cross. Las pérdidas de carga por H-W.

**EJERCICIO 6.6.**

En la figura se muestra una red de agua potable, se desea diseñar la red principal, con tuberías de PVC, donde se necesita saber la población proyectada a 30 años, los caudales de consumo, el equilibrio en el sistema por el método de Hardy Cross y la presión en los nudos. La población tiene 4220 hab con una tasa de crecimiento de 2.1 % y la dotación es de 150 l/hab/día. Utilizar el método Geométrico.



CAPITULO VII

EJERCICIO 7.1.

Determinar el empuje resultante sobre un codo de 45° de 4" de diámetro, circula agua con una presión de 30 mca.

Datos:

- α : 45°
 γ : 1000 kg/m³
 D: 4" = 0,100 m
 p: 30 mca

Solución:

Determinación de la sección de la tubería o codo

$$A = \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{\pi * 0.100^2}{4} = 0.0078 \text{ m}^2$$

Determinación del empuje sobre la cara exterior del codo

$$F = 2 * A * \gamma * p * \text{sen}\left(\frac{\alpha}{2}\right)$$

$$F = 2 * A * \gamma * p * \text{sen}\left(\frac{\alpha}{2}\right) = 2 * 0.0078 * 1000 * 30 * \text{sen}\left(\frac{45}{2}\right) = 179 \text{ kg}$$

El empuje será F = 179 kg

EJERCICIO 7.2.

En un sistema de aducción por gravedad, se desea calcular el empuje resultante sobre una tee 6" de diámetro, por la cual circula agua con una presión interna de 45 mca, y verificar con el nomograma de empuje.

Datos:

- γ : 1000 kg/m³
 D: 6" = 0,150 m
 p: 45 mca

Solución:

Determinación de la sección de la tubería o codo

$$A = \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{\pi * 0.150^2}{4} = 0.0177 \text{ m}^2$$

Determinación del empuje sobre la cara exterior del codo

$$F = A * \gamma * p$$

$$F = A * \gamma * p = 0.0177 * 1000 * 45 = 795 \text{ kg}$$

El empuje será $F = 179 \text{ kg}$

EJERCICIO 7.3.

En un sistema de agua potable existen varios anclajes, se dese conocer el empuje resultante sobre la excavación de un codo de 45° y una tee 8" de diámetro, donde circula agua con una presión de servicio de 55 mca, con el nomograma de empuje.

Datos:

- γ : 1000 kg/m³
 D: 8" = 0,200 m
 p: 55 mca

Solución:

Verificando con el Nomograma para el codo de 45°

$$p = 55 \text{ mca} = 5.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$D = 200 \text{ mm}$$

Curva 45°

Los resultados del nomograma

$$F_{\text{Nomograma}} = 0.25 \text{ Ton} = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$F = F_{\text{Nomograma}} * p = 250 * 5.5 = 1375 \text{ kg}$$

El empuje será $F = 1375 \text{ kg}$

Verificando con el Nomograma para la tee

$$p = 55 \text{ mca} = 5.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$D = 200 \text{ mm}$$

Curva 90°

Los resultados del nomograma

$$F_{\text{Nomograma}} = 0.45 \text{ Ton} = 450 \text{ kg/cm}^2$$

$$F = F_{\text{Nomograma}} * p = 450 * 5.5 = 2475 \text{ kg}$$

El empuje será $F = 2475 \text{ kg}$

EJERCICIO 7.4.

Determinar el empuje resultante sobre un de 45° y un codo $22^\circ 30'$ de 6" de diámetro, circula agua con una presión de 4.2 kg/cm^2 .

EJERCICIO 7.5.

Anclar un tapón y una tee de 4" de diámetro, lateralmente contra la pared de excavación, por la cual circula agua con una presión máxima de servicio de 50 mca,

EJERCICIO 7.6.

Determinar el empuje resultante sobre un codo de 45° , una tee y un tapón de diámetro 10", si el anclaje es verticalmente contar el fondo de una excavación. Siendo la presión de servicio de 35 mca, con el nomograma de empuje.

ANEXO A



UNIVERSIDAD MAYOR DE SAN SIMÓN
SERVICIO MUNICIPAL DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO SEMAPA

INSTRUMENTO CENSAL

Ciudad: _____

Provincia: _____

Sección: _____

BOLETA CENSAL Nº

1 DATOS SOCIO ECONÓMICOS

NOMBRE DEL PROPIETARIO: _____ Edad _____ OTB _____
 1 Barrio: _____ 3 lote: 4 Calle / Avenida: _____
 5 Trabaja: Sí No Público Privado Agropecuario Otros _____ Lugar de Trabajo _____
 6 Nº de Componentes de la Familia: Familia 1: _____ Familia 2: _____ Familia 3: _____

2 DATOS DE SANEAMIENTO BÁSICO

1 Cómo se Abastece de Agua? Sí No No

1 Red Pública <input style="width: 30px;" type="text"/>	1 Red Pública <input style="width: 30px;" type="text"/>	3 Falencias del Sistema	2 Agua Nuevo <input style="width: 30px;" type="text"/>	Antiguo <input style="width: 30px;" type="text"/>
2 Red Privada <input style="width: 30px;" type="text"/>	2 Cámara Séptica <input style="width: 30px;" type="text"/>	1 Alcantarillado <input style="width: 30px;" type="text"/>	Presión <input style="width: 30px;" type="text"/>	<input style="width: 30px;" type="text"/>
3 Red Cooperativa <input style="width: 30px;" type="text"/>	3 Pozo Ciego <input style="width: 30px;" type="text"/>	Pendiente <input style="width: 30px;" type="text"/>	Taponamiento <input style="width: 30px;" type="text"/>	<input style="width: 30px;" type="text"/>
4 Pileta Pública <input style="width: 30px;" type="text"/>	4 Calle <input style="width: 30px;" type="text"/>	Desplonamiento <input style="width: 30px;" type="text"/>	Filtraciones <input style="width: 30px;" type="text"/>	<input style="width: 30px;" type="text"/>
5 Carro Cisterna <input style="width: 30px;" type="text"/>	5 Asequia <input style="width: 30px;" type="text"/>	Filtraciones <input style="width: 30px;" type="text"/>	Pinchazo <input style="width: 30px;" type="text"/>	<input style="width: 30px;" type="text"/>
6 Pozo Público <input style="width: 30px;" type="text"/>	6 Río <input style="width: 30px;" type="text"/>	Otros <input style="width: 30px;" type="text"/>	Otros <input style="width: 30px;" type="text"/>	<input style="width: 30px;" type="text"/>
7 Pozo Privado <input style="width: 30px;" type="text"/>	7 Otros <input style="width: 30px;" type="text"/>			
8 Río, Vertiente o Acequia <input style="width: 30px;" type="text"/>				
9 Agua de lluvia <input style="width: 30px;" type="text"/>				

4 Cuenta c/ Baño Sí No Nº 5 Cuenta con Ducha Sí No Nº 6 Nº de Piletas

3 DATOS DEL PREDIO (CATASTRO)

1 El lote... Baldío 1
 Construido 2 2 Nº de Plantas 3 Nº Habitaciones x planta

4 El Predio Tiene Registro en Catastro Municipal 1
 Tiene Registro en Derechos Reales 2 5 Si no cuenta con registro en Derechos Reales, cual es el motivo....
 Tiene Testimonio 3 Factores económicos 1
 Minuta 4 Falta de documentos 2
 No tiene ningún documento 5 Desconocimiento del trámite 3

6 Actividad en el Predio
 1 Solo vivienda Tipo de Actividad _____
 2 Agrícola
 3 Otros

4 SERVICIOS CON EL QUE CUENTA

Luz Agua Alcantarillado Teléfono TV Cable
 Tipo de Vía
 Asfaltada Empedrada Rapiada Tierra Sin Calle

5 DATOS COMPLEMENTARIOS

Tiene vehículo Sí No No
 Tipo de vehículo _____ Registrado en: _____ Nº de Placa
 Tipo de vehículo _____ Registrado en: _____ Nº de Placa
 Tipo de vehículo _____ Registrado en: _____ Nº de Placa
 Tipo de vehículo _____ Registrado en: _____ Nº de Placa

2 Cuenta con Recojo de Basura Sí No No 3 Dónde Deposita la Basura? Carro Basurero
 Otros _____

Que opina del CENSO? _____

Porque medio se informó del CENSO? _____

Que medio de Comunicación es de su Preferencia?
 Televisión: _____ Radio: _____

ANEXO B



TUTORIAL DE AQUIFER TEST V. 2.0

1. INTRODUCCIÓN

Aquifer Test para Windows es un programa de fácil uso, orientado para la estimación gráfica de la Transmisividad, Conductividad Hidráulica, y propiedades de almacenaje para diferentes tipos de acuíferos. El programa contiene soluciones analíticas para ensayos de bombeo de acuíferos confinados y no confinados.

Efectuaremos la modelación en el Aquifer Test de un pozo con el siguiente ejercicio:

Un pozo es bombeado durante 4 horas a caudal constante $Q = 30$ lts/seg ($0.03\text{m}^3/\text{s}$), se observaron los abatimientos en un pozo de observación, situado a 60 metros del pozo de bombeo (Tabla 3.3), el nivel estático se encuentra a 0.5 metros desde la superficie.

Tabla B.1: Abatimientos de un pozo de observación

Tiempo (seg)	Abatimiento (m)	Tiempo (seg)	Abatimiento (m)
60	0,66	1080	2,2
90	0,87	1440	2,36
120	0,99	1800	2,49
150	1,11	2400	2,65
180	1,21	3600	2,88
240	1,36	4800	3,04
300	1,49	6000	3,16
360	1,59	7200	3,28
480	1,75	10800	3,51
600	1,86	14400	3,67
840	2,08		

Ensayo de bombeo para un acuífero confinado Método de THEISS

2. PROCEDIMIENTO

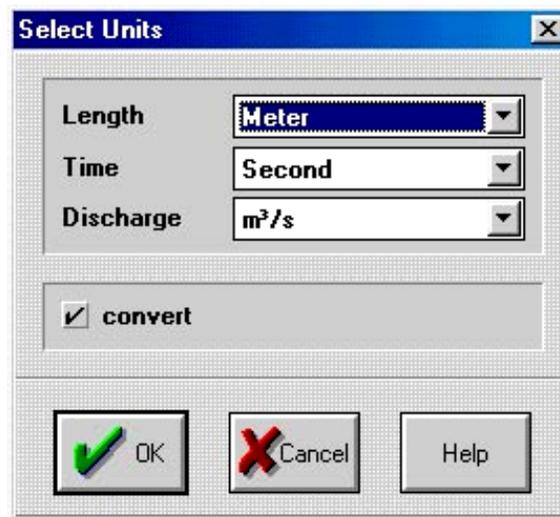
PASO1. CREANDO UN NUEVO ARCHIVO DE PROYECTO

1. Haga doble clic en el icono de Aquifer Test situado en la barra de escritorio para comenzar Aquifer Test V. 2.0.
2. Seleccione File/New del menú desplegable, se mostrará una gráfica tiempo-abatimiento y caudal (Time-Drawdown with discharge).

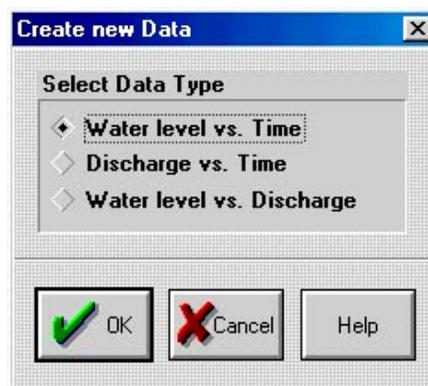
PASO 2. INGRESO DE DATOS

3. Para titular el ensayo de bombeo, clic el icono  en el cuadro de diálogo "Pumping test - Title block", introduzca las características generales del ensayo y clic el botón OK.

4. Para asignar las unidades respectivas al ejemplo, clic en el icono  en el cuadro de diálogo “Select units” cambiar las unidades en metros, segundos y m³/s correspondientes a la longitud, tiempo y caudal respectivamente. Clic OK.



5. Para introducir nuevos datos referentes al tipo de gráfico a representar, clic en el botón  y marcar “Water level vs. Time” si se pretende obtener un gráfico: Nivel de agua vs. Tiempo, existen diferentes opciones. Clic en OK.



6. En el siguiente cuadro de diálogo “Well options”(opciones del pozo) se llenarán los datos principales del pozo de bombeo, verifique que en “Type of well” este marcado “Observation well” si existen pozos de observación, en este caso, colocar la distancia del pozo de observación. al pozo de bombeo. Clic OK.

Well - Options

Name:

Static water level [m]:

Type of well:

Pumping well

Observation well

Distance to pumping well [m]:

OK Cancel Help

7. En la ventana que se muestra “Edit data” se colocarán los datos (tiempo con el respectivo abatimiento) del ensayo tabla 3.3. Una vez terminado de colocar los datos clic OK.

Edit Data

Pozo Bomb -1

Time [s]	Value [m]
<input type="text" value="1440"/>	<input type="text" value="3.67"/>

Add Replace Delete

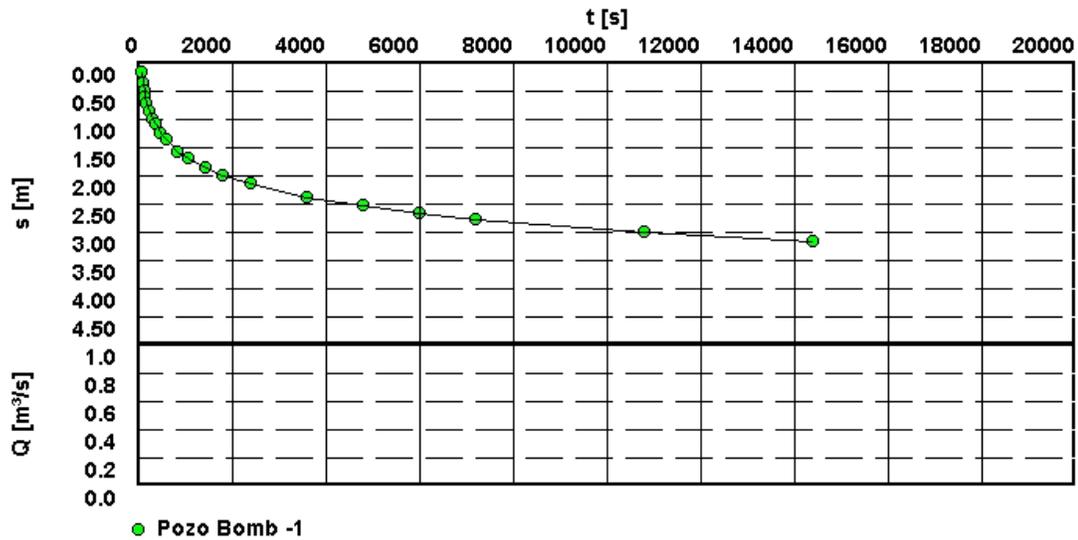
840	2.08
1080	2.20
1440	2.36
1800	2.49
2400	2.65
3600	2.88
4800	3.04
6000	3.16
7200	3.28
10800	3.51
14400	3.67

OK Cancel Help

PASO 3. VISUALIZACIÓN DE RESULTADOS

8. Para visualizar los resultados en el gráfico seleccionado clic en el icono  .

Gráfico Tiempo-Abatimiento con descarga



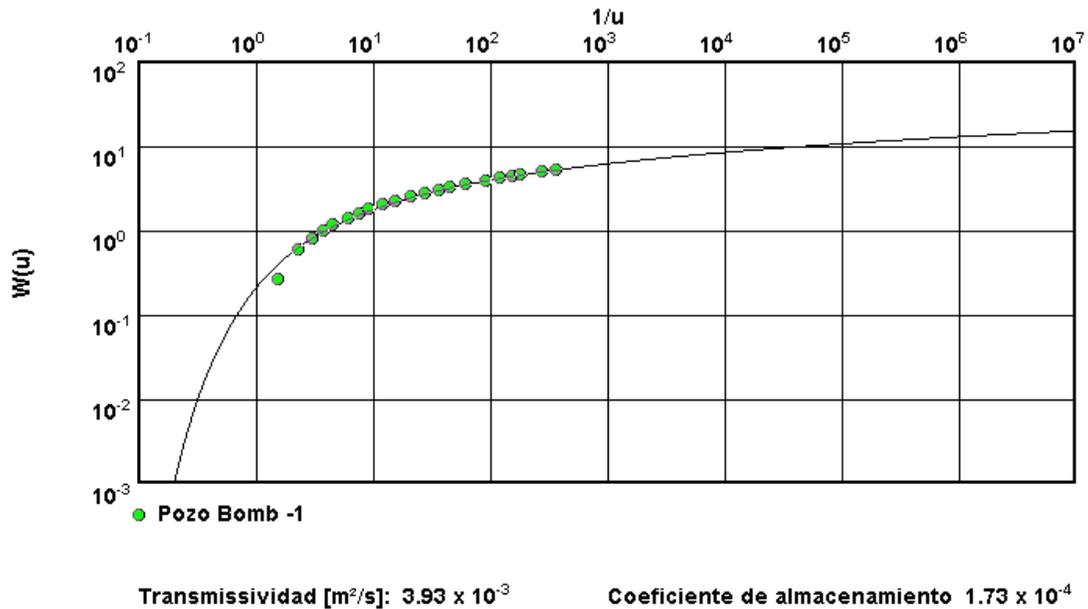
Si uno de los puntos del gráfico que aparece, está demasiado alejado de la gráfica, se eliminará haciendo doble clic en él, aparecerá nuevamente el cuadro de diálogo “Edit data” con los datos de dicho punto en resaltador, clic en “Delete” para eliminarlo y de esta manera actualizar la gráfica, luego Clic OK.

9. Para ingresar otros datos como el caudal, nivel del agua etc. y visualizarlos en gráficos, clic nuevamente en , en el cuadro de diálogo que aparece “Create new data” seleccionar Discharge vs Time. Clic OK

10. En la ventana “Edit data” que se muestra se ingresará el caudal, en este caso caudal constante ($0.03\text{m}^3/\text{s}$) desde los 0seg. hasta los 14400seg (4 horas). clic OK.

11. Para seleccionar el método de resolución, clic en el botón , en el cuadro de diálogo que se muestra “Select analysis method” marcar THEIS, luego clic en OK.

12. Para ajustar los resultados a la curva de THEIS mediante una regresión de mínimos cuadrados, clic en el icono , en la parte inferior del gráfico se muestran los resultados de la Transmisividad y del Coef. de almacenamiento con las respectivas unidades.

Metodo de Theis - Acuífero confinado

Nota: Si el acuífero deja escapar agua o si se sospecha que datos y demás características de límite están afectando los resultados, la curva puede ser ajustada manualmente.

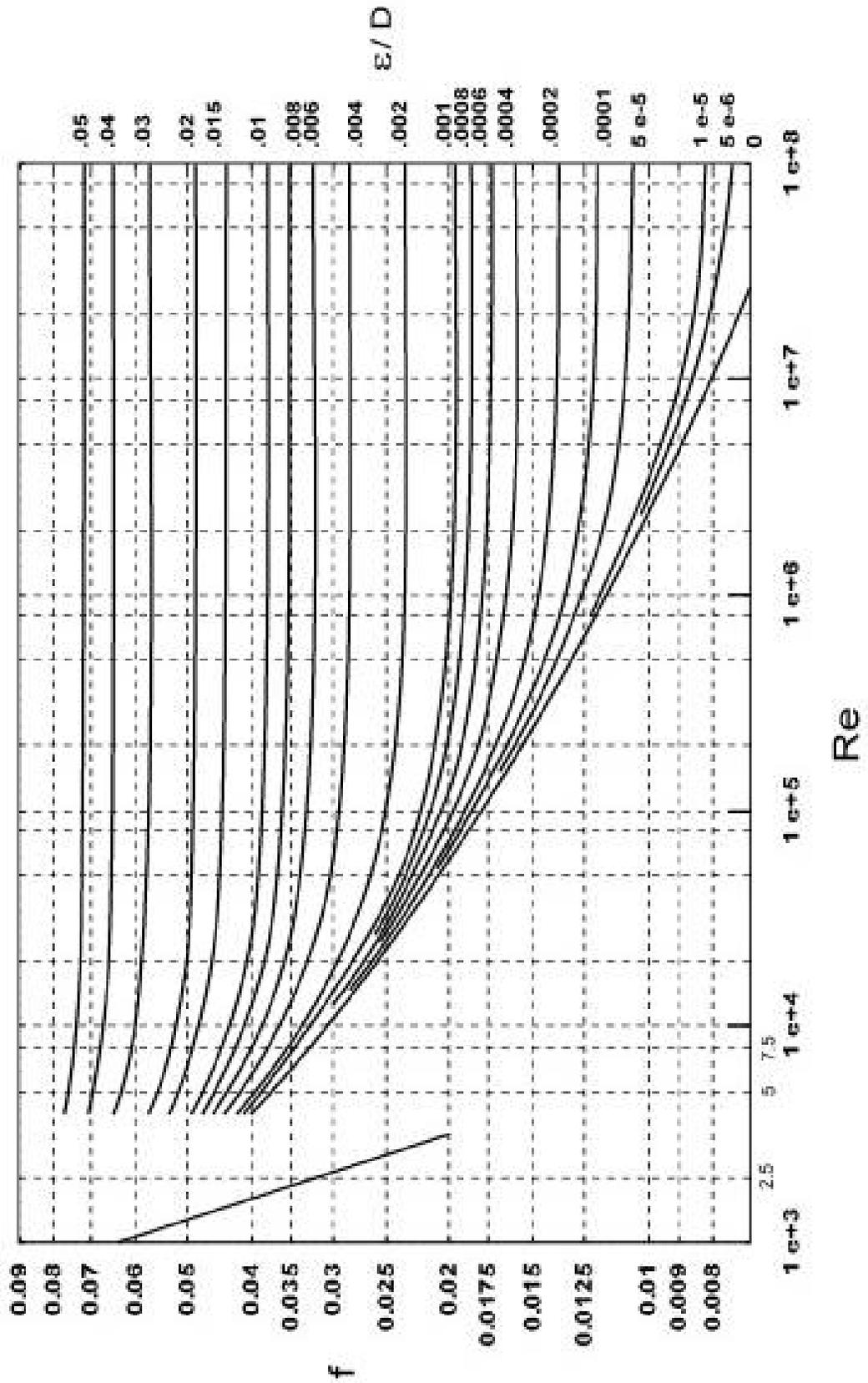
15. Para hacer una previsualización antes de imprimir, clic en el botón , lo que se ve es lo que se imprimirá. El icono “siguiente pagina”  permite ver todos los datos ingresados.

Aquifer Test permite imprimir estas páginas, con cualquier número de página y los inserta en la hoja de reporte. Para ver algunas características de impresión, en el menú principal, clic en File/Preferences en el cuadro de diálogo que se muestra se puede ingresar los datos de la compañía, importar un logotipo, seleccionar el idioma etc.

ANEXO C



DIAGRAMA DE MOODY



ANEXO D



PROPIEDADES DEL AGUA

Tabla D.1: Viscosidad cinemática del agua

Temperatura (°C)	Peso específico (N/m ³)	Viscosidad cinemática x10 ⁶ (m ² /s)
0	9.806	1.792
5	9.807	1.519
10	9.808	1.308
15	9.798	1.141
20	9.789	1.007
25	9.778	0.897
30	9.764	0.804
35	9.764	0.727
40	9.730	0.661
45	9.711	0.605
50	9.690	0.556
55	9.666	0.513
60	9.642	0.477
65	9.616	0.444
70	9.589	0.415
75	9.560	0.390
80	9.530	0.367
85	9.499	0.347
90	9.466	0.328
95	9.433	0.311
100	9.399	0.296

Tabla D.2: Presión atmosférica

Altura sobre el nivel del mar (m)	Presión atmosférica (m.c.a.)
0	10,3
500	9,7
1 000	9,1
1 500	8,6
2 000	8,1
2 500	7,6
3 000	7,1
3 500	6,7
4 000	6,3
4 500	5,9
5 000	5,5
5 500	5,2
6 000	4,9

Tabla D.3: Densidad y presión de vapor del agua

Temperatura (°C)	Densidad (kg/m³)	Presión de vapor Hvap(m)
0	999,90	0,06
5	1000,00	0,09
10	999,70	0,12
15	999,10	0,17
20	999,20	0,25
25	999,10	0,33
30	995,70	0,44
35	994,10	0,58
40	992,20	0,76
45	990,20	0,98
50	988,10	1,25
55	985,70	1,61
60	983,20	2,03
65	980,60	2,56
70	977,80	3,20
75	974,90	3,96
80	971,80	4,85
85	968,60	5,93
90	965,30	7,18
95	961,90	8,62
100	958,40	10,33

ANEXO E

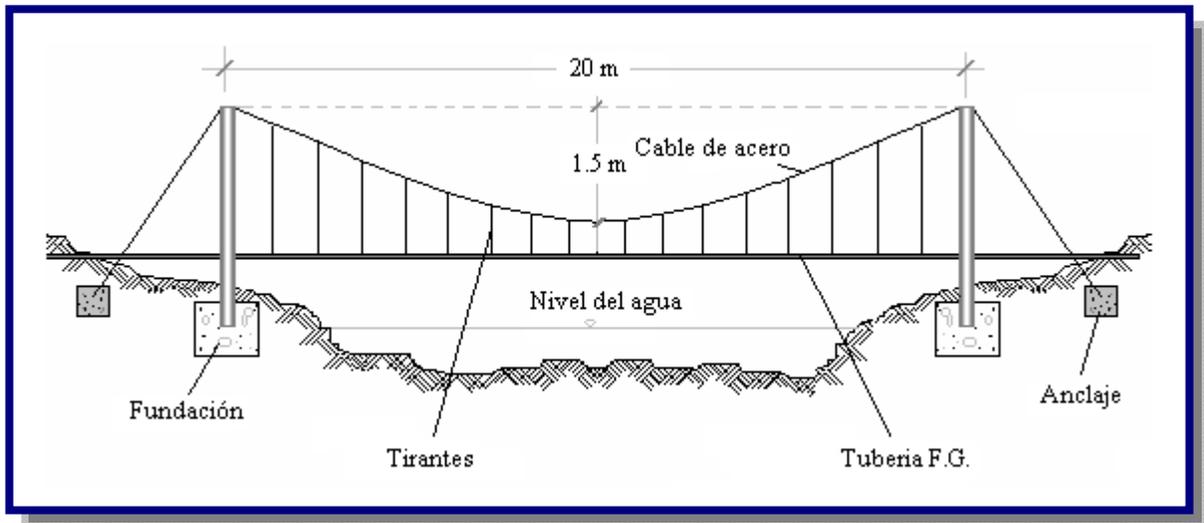


DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTE COLGANTE

1. DISEÑO DE LOS CABLES DE SUSPENSIÓN

Las posibles cargas que va a soportar la estructura son:

Figura E.1: Disposición de los Elementos que Componen la Estructura



Viento:

$$q_v = p_v * d$$

Agua dentro la tubería:

$$q_w = \gamma_w * V = \gamma_w * A * l$$

Peso propio de la estructura:

$$q_{CM} = q_{ppCABLE} + q_{ppTIRANTES} + q_{ppTUBERIA}$$

La carga muerta total de la estructura colgante comprende la tubería, los cables de sujeción y el agua en circulación. La carga viva es la acción del viento, que tiene una dirección perpendicular a la acción del peso propio, componiendo ambas cargas se tiene:

$$q = \sqrt{(q_w + q_{CM})^2 + q_v^2}$$

Donde:

- q_v = Esfuerzo ejercido por la presión del viento en kg/m
 p_v = Presión del viento ($p_v = 100 \text{ kg/m}^2$)
 d = Diámetro de las secciones sobre las cuales incide el viento en m ($\phi_T = 8''$)
 q_w = Esfuerzo ejercido por la presión del agua en kg/m
 γ_w = Peso específico del agua ($\gamma_w = 1000 \text{ kg/m}^3$)
 V = Volumen de la tubería por 1 m de longitud en m^3
 $q_{pp \text{ CABLE}}$ = Peso propio del cable en kg/m
 $q_{pp \text{ TIRANTES}}$ = Peso propio de los tirantes en kg/m
 $q_{pp \text{ TUBERIA}}$ = Peso propio de la tubería en kg/m
 q = Esfuerzo total ejercido en kg/m

Entonces:

$$q_v = 100 * \left[\left(\frac{3}{8} + \frac{5}{16} \right) * 0.0254 + 0.20 \right] = 21.75 \text{ kg/m}$$

$$q_w = 1000 * \frac{\pi * (0.20)^2}{4} * 1 = 31.42 \text{ kg/m}$$

$$q_{CM} = 0.408_{\phi 3/8''} + 0.280_{\phi 5/16''} + (35.40_{HFL\phi 200mm}) = 36.09 \text{ kg/m}$$

$$q_w = \sqrt{(31.42 + 36.09)^2 + 21.75^2} = 70.93 \text{ kg/m}$$

Como valor de diseño se establece que la carga de sollicitación sobre la estructura es:

$$q_{DISEÑO} = 75.00 \text{ kg/m}$$

Para trazar la trayectoria del cable, se considera una flecha (f) máxima de 1.50 m, esto a objeto de alivianar los esfuerzos admisibles del mismo en el tesado correspondiente.

La fuerza "H", queda determinada según la relación:

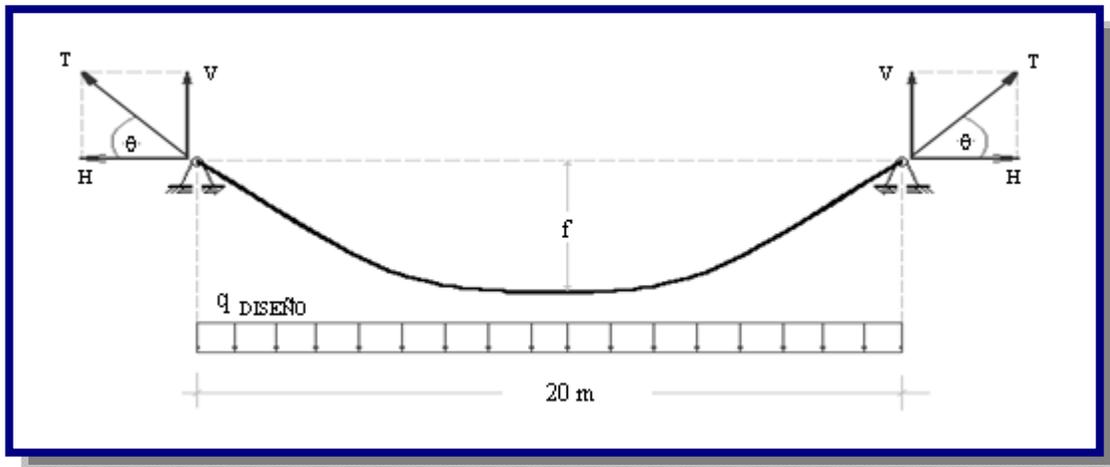
$$H = \frac{q * L^2}{8 * f}$$

El ángulo de inclinación de tensión máxima del cable, tangente en el apoyo, viene dado por la ecuación:

$$\theta = \tan^{-1} \left[\frac{1}{L} (b - 4 * f) \right]$$

Donde “b” representa el desnivel entre apoyos; en este caso se tiene un desnivel de 2.00 m.

Figura E.2: Cargas y tensiones en la Estructura



La fuerza máxima en tensión (se presenta siempre en los apoyos), por lo tanto:

$$T = H \sec \theta$$

Entonces:

$$H = \frac{75 * 20^2}{8 * 1.5} = 2500 \text{ kg / m}$$

$$\theta = \tan^{-1} \left[\frac{1}{20} (2.00 - 4 * 1.5) \right] = 11.30^\circ$$

Fuerza máxima de sollicitación p/cable:

$$T = 2500 * \sec(11.30) = 2549.42 \text{ kg}$$

Por efectos climáticos, cambios bruscos de temperatura, los elementos metálicos sufren deformaciones considerables, tanto en su sección como en sus dimensiones lineales.

El esfuerzo máximo en el cable (σ_{max}), considerando las sollicitaciones por cambio de temperatura, es función del área transversal que éste tiene, su módulo de elasticidad axial, el coeficiente de dilatación lineal, el cambio de temperatura que podría sufrir y la fuerza axial que actúa sobre él:

$$\sigma_{max} = \frac{T}{A} + E * \alpha_t * (t - t_o)$$

Donde, el módulo de elasticidad (E) del cable de 3/8" es $1,687 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$, el área transversal (A) es $0,713 \text{ cm}^2$, el coeficiente de dilatación lineal (α_t) de $12,5 \times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$, se puede prever un cambio de temperatura ($t-t_o$) en un rango de $30 \text{ }^\circ\text{C}$ como promedio. Entonces:

$$\sigma_{MAX} = \frac{2549.51}{0.713} + 1.687 \times 10^6 * 12.5 \times 10^{-6} * 30 = 4208.24 \text{ kg}$$

La fuerza máxima de sollicitación:

$$T_{MAX} = \sigma_{MAX} * A$$

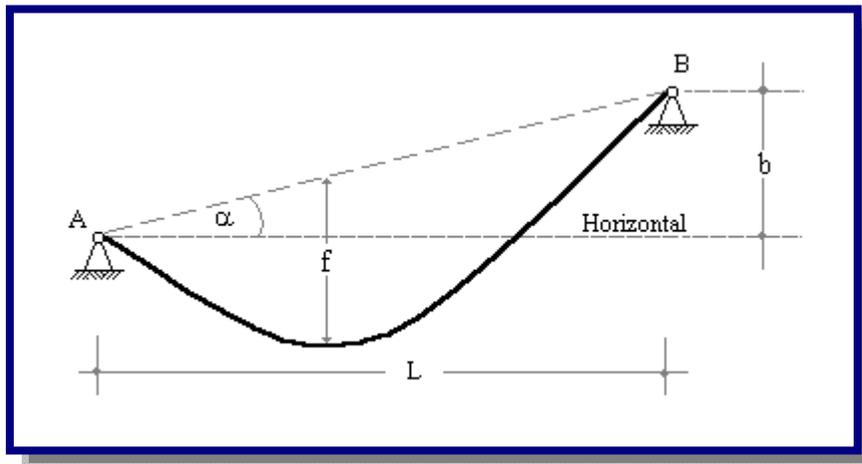
$$T_{MAX} = 4208.37 * 0.713 = 3000.48 \text{ kg}$$

Fuerza máxima de sollicitación p/cable: $T_{MAX} \approx 3,50 \text{ ton}$

De las características técnicas, se tiene que la resistencia a la ruptura para cable con alma de acero con diámetro igual a 3/8" alcanza a 6080 kg, comparada con la sollicitación máxima se tiene un factor de seguridad igual a 1,53, por lo que se considera que el empleo de dicho cable es satisfactorio.

La longitud del cable requerida, puede ser estimada utilizando la siguiente relación:

$$L_{CABLE} = L * \left[\sec \alpha + \frac{8 * f^2}{3 * L^2 * \sec^3 \alpha} \right]$$

Figura E.3: Desnivel entre apoyos

Donde el ángulo “ α ” es producto del desnivel que pudiera existir entre apoyos.

Para el presente caso se tiene que el nivel entre apoyos no es el mismo, por lo tanto:

$$b = 2,00 \text{ m y } \alpha = 5,74^\circ.$$

Entonces:

$$L_{CABLE} = 20 * \left[\sec 5.74 + \frac{8 * 1.5^2}{3 * 20^2 * \sec^3 5.74} \right] = 23.55 \text{ m}$$

Debe preverse que el cable sufrirá un alargamiento por efecto de las tensiones axiales. Las tensiones axiales varían a lo largo del cable; de modo que, para calcular la prolongación total habrá que tomar las tensiones en cada punto; esto representa un trabajo un tanto moroso, pero se puede trabajar con un promedio, el cuál se da según la siguiente relación:

$$\bar{T} = \frac{H * L}{L_{CABLE}} * \left[1 + \left(\frac{b}{L} \right)^2 + \frac{16}{3} \left(\frac{f}{L} \right)^3 \right]$$

Donde:

$$\bar{T} = \text{Tensión axial promedio en kg}$$

$$\bar{T} = \frac{2500 * 20}{23.55} * \left[1 + \left(\frac{2}{20} \right)^2 + \frac{16}{3} \left(\frac{1.5}{20} \right)^3 \right] = 2149.15 \text{ kg}$$

La deformación que sufre el cable será:

$$\Delta L = \frac{\bar{T} * L_{CABLE}}{E * A}$$

$$\Delta L = \frac{2149.15 * 23.55}{1.687 \times 10^6 * 0.713} = 0.042 \text{ m}$$

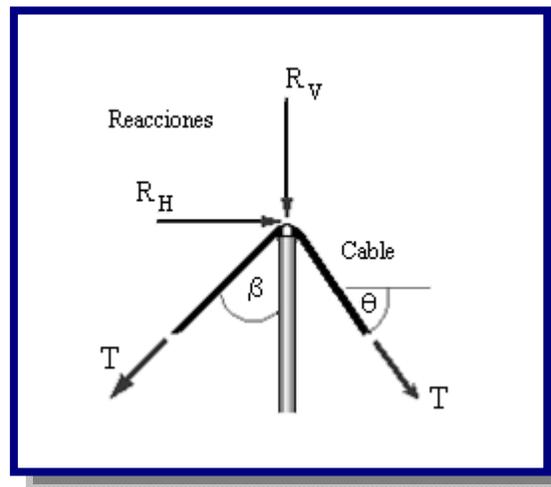
Considerando que los anclajes del cable estarán 60° inclinados en relación al poste de sujeción y sabiendo que la torre tendrá una altura total de 4.50 m; la longitud total del cable será:

$$L_{CABLE\ TOTAL} = 23.55 + 0.042 + 2 * \frac{4.50}{\cos 60} = 41.59 \text{ m} \approx 42.00 \text{ m}$$

2. DISEÑO DE LOS CABLES DE SUSPENSIÓN

Las tensiones del cable se transmiten a los soportes; para tal efecto, se debe calcular la tensión vertical, tal como se puede apreciar en la Figura E.4.

Figura E.4: Transmisión de la tensiones del cable a los soportes



Si se considera que los anclajes del cable son proyectados a 60° , las reacciones que se transmiten son:

$$R_H = (\cos \theta - \text{sen} \beta) * T_{MAX}$$

$$R_V = (\cos \beta + \text{sen} \theta) * T_{MAX}$$

$$R_H = (\cos 11.30 - \operatorname{sen} 60) * 3000.48 = 343.82 \text{ kg}$$

$$R_V = (\cos 60 + \operatorname{sen} 11.30) * 3000.48 = 2088.17 \text{ kg}$$

Para el pre diseño se asumen perfiles del tipo canal estableciendo una sección compuesta por dos piezas a cada lado.

Sea la presión del viento igual a 100 kg/m^2 en 200 mm es 20 kg/m , carga distribuida a lo largo de todo la columna, esta carga produce un momento flector en la base de la columna en el sentido perpendicular al eje del puente colgante.

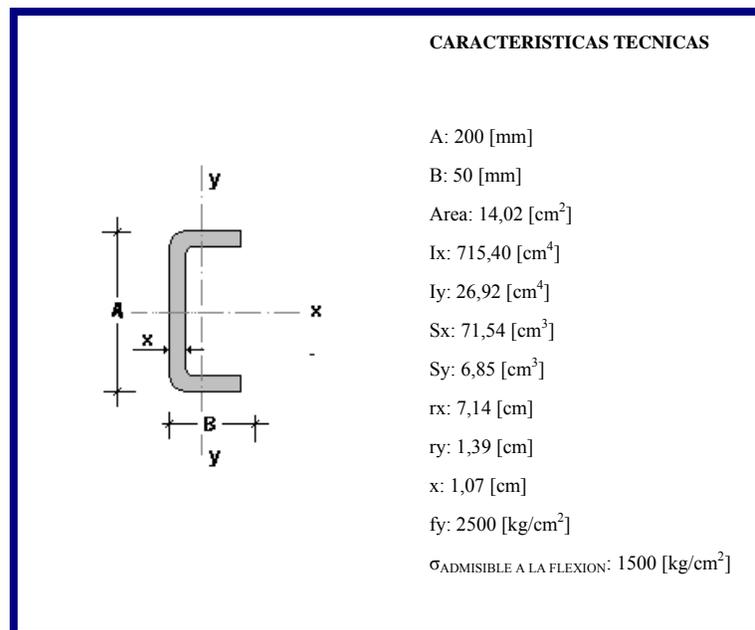
$$M_y = \frac{1}{2} * q * l^2$$

$$M_y = \frac{1}{2} * 20 * (3.5)^2 = 122.50 \text{ kg} * m$$

Tensión Admisible en Compresión = Función Coeficiente de Esbeltez

Las características que presentan los perfiles tipo canal son:

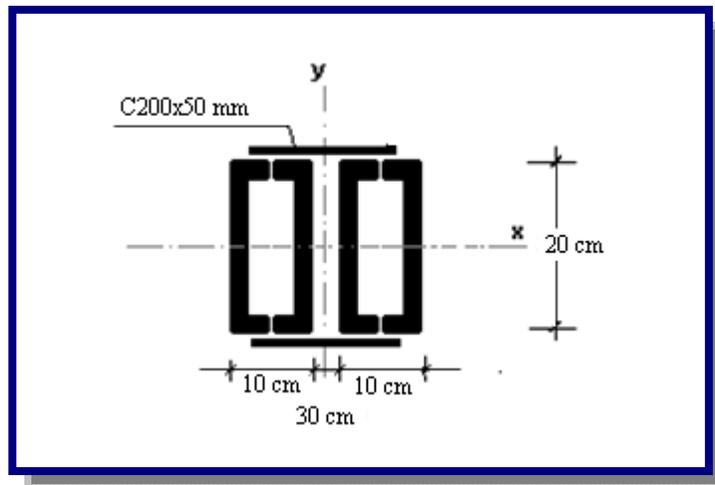
Figura E.5: Características Técnicas de Perfiles Estructurales Tipo Canal



FUENTE: Industria de Perfiles de Acero CIMAG La Paz- Bolivia.

Se plantea la utilización de cuatro secciones dispuestas según la siguiente Figura E.6, para soportar satisfactoriamente las solicitaciones:

Figura E.6: Disposición de la Estructura compuesta



Tensiones de trabajo:

a) En compresión:

$$f_a = \frac{R_v}{A}$$

$$f_a = \frac{2088.17}{4 * 14.02} = 37.24 \text{ kg/cm}^2$$

b) En flexión:

$$f_b = \frac{M}{S}$$

Se tienen dos ejes de flexión, existe flexión en el sentido de la acción del viento; y otra en dirección del eje del puente colgante, en ésta el esfuerzo es producido por la reacción horizontal de los esfuerzos del cable y sostenimiento de la estructura. El punto crítico de flexión se da en la base de fundación:

$$M_x = R_H * b$$

$$M_x = 343.82 * 5 = 1719.10 \text{ kg} * m$$

Como se establecen cuatro miembros en una sola columna, sus características geométricas cambian notoriamente en la prosecución del cálculo de verificación. La inercia según el eje X, y la inercia en el eje Y son función de la separación entre los miembros estructurales.

Utilizando la relación planteada por Steiner, se tiene:

$$I_x = 4 * I'_x$$

$$I_x = 4 * 715.40 = 2861.60 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 2 * (I'_y + A * d_1^2) + 2 * (I'_y + A * d_2^2)$$

$$I_y = 2 * [26.92 + 14.02 * (2.5 + 10 - 1.07)^2] + 2 * [26.92 + 14.02 * (2.5 + 1.07)^2] = 4128.33 \text{ cm}^4$$

Por consiguiente los módulos resistentes son:

$$S_x = \frac{I_x}{c}$$

$$S_x = \frac{2861.60}{10} = 286.16 \text{ cm}^3$$

$$S_y = \frac{I_y}{c}$$

$$S_y = \frac{4128.33}{12.5} = 330.27 \text{ cm}^3$$

Calculando los esfuerzos:

$$f_{bx} = \frac{M_x}{S_x}$$

$$f_{bx} = \frac{1719.10 * 100}{286.16} = 600.75 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{by} = \frac{M_y}{S_y}$$

$$f_{bx} = \frac{122.50 * 100}{330.27} = 37.09 \text{ kg/cm}^2$$

c) Esfuerzo Admisible a la Compresión:

En primera instancia se calcula el coeficiente de esbeltez de la columna:

$$\lambda = \frac{kL}{r}$$

Donde “k” es un factor que depende de las características de borde de la columna, “L” es la longitud no soportada de la columna y “r” es el radio de giro de la sección.

$$\lambda_x = \frac{1.2 * 4.5 * 100}{\sqrt{\frac{2861.60}{4 * 14.02}}} = 75.99$$

$$\lambda_x = \frac{1.0 * 4.5 * 100}{\sqrt{\frac{4128.33}{4 * 14.02}}} = 52.45$$

Donde la esbeltez crítica corresponde al eje X-X. La relación que permite calcular el esfuerzo admisible a la compresión, es la siguiente:

$$Cc = \sqrt{\frac{2 * \pi^2 * E}{Fy}}$$

$$Cc = \sqrt{\frac{2 * \pi^2 * 2,1 \times 10^6}{2500}} = 128,77$$

Luego, el esfuerzo admisible a la compresión es:

$$Fa = \frac{Fy * \left[1 - \frac{\lambda^2}{2 * Cc^2} \right]}{\frac{5}{3} + \frac{3 * \lambda}{8 * Cc} - \frac{\lambda^3}{8 * Cc^3}}$$

$$F_a = \frac{2500 * \left[1 - \frac{75.99^2}{2 * 128.77^2} \right]}{\frac{5}{3} + \frac{3 * 75.99}{8 * 128.77} - \frac{78.99^3}{8 * 128.77^3}} = 1110.58 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{37.24}{1110.58} = 0.033$$

La relación de esfuerzo de trabajo y esfuerzo admisible, es menor a 0,15 lo cual limita solamente a utilizar la siguiente relación de verificación:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1$$

Reemplazando valores:

$$\frac{37.24}{1110.58} + \frac{600.75}{0.6 * 2500} + \frac{37.09}{0.75 * 2500} = 0.45 \leq 1$$

Por lo tanto se utilizan 4 piezas de acero estructural (200x50x5 mm), de sección tipo canal con una longitud por pieza de 6 m.

3. DISEÑO DE LAS CELOSÍAS

Para asegurar un funcionamiento en conjunto y unir las secciones simples, se diseñan piezas sencillas que irán soldadas a los perfiles principales.

Con relación a la sección compuesta, ésta tiene una separación de 30 cm entre los canales y entre los centros de gravedad de los canales externos existe una distancia aproximada de 40 cm; si las celosías están soldadas con una inclinación de 45° la longitud de cada miembro será:

$$L_c = \frac{DH}{\cos 45^\circ}$$

$$L_c = \frac{40}{\cos 45^\circ} = 56.57 \text{ cm} \approx 57 \text{ cm}$$

Debido a que se tendrán dos planos de celosía, la carga de diseño de estos miembros secundarios responde a la siguiente expresión:

$$Q_{DISEÑO} = \frac{0,01 * (\text{Carga Solicitante de la Columna})}{\cos 45}$$

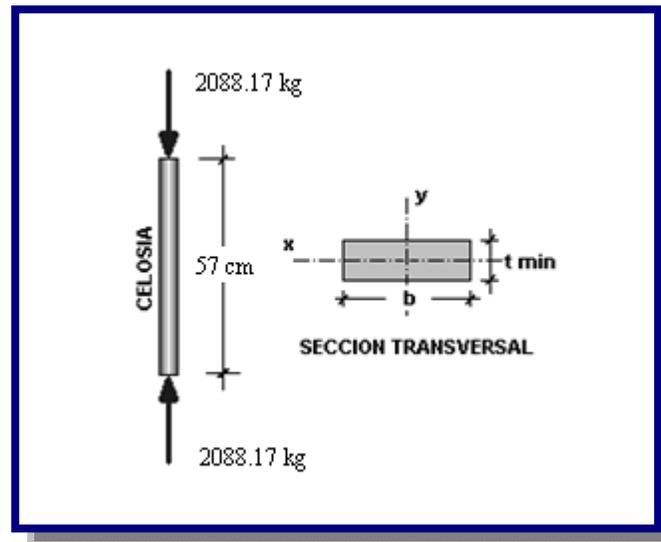
$$Q_{DISEÑO} = \frac{0,01 * 2088,17}{\cos 45} = 29,53 \text{ kg}$$

Para las condiciones calculadas y la sección en cuestión se tiene la Figura E.8.

Tratándose de un miembro secundario, según especificaciones del Instituto Americano del Acero de Construcción (AISC), éste deberá tener una esbeltez máxima de 140. Según este parámetro el espesor mínimo que tiene la sección es:

$$t_{MIN} = 0,02472 * Lc$$

Figura E.7: Características de la celosía



Entonces:

$$t_{MIN} = 0.02472 * 57.00 = 1.14 \text{ cm}$$

Sea: $t = 5/8'' = 1,60 \text{ [cm]}$

Para el espesor calculado el coeficiente de esbeltez es el siguiente:

$$\lambda_{CELOSIA} = \frac{k * Lc}{0,289 * t}$$

$$\lambda_{CELOSIA} = \frac{1,00 * 57,00}{0,289 * 1,60} = 123,27$$

Este valor es menor al parámetro Cc calculado anteriormente ($Cc = 128,77$), por tanto, el esfuerzo admisible a la compresión es:

$$Cc = \sqrt{\frac{2 * \pi^2 * 2,1 \times 10^6}{2500}} = 128,77$$

Luego, el esfuerzo admisible a la compresión es:

$$Fa = \frac{Fy * \left[1 - \frac{\lambda^2}{2 * Cc^2} \right]}{\frac{5}{3} + \frac{3 * \lambda}{8 * Cc} - \frac{\lambda^3}{8 * Cc^3}}$$

$$Fa = \frac{2500 * \left[1 - \frac{123.27^2}{2 * 128.77^2} \right]}{\frac{5}{3} + \frac{3 * 123.27}{8 * 128.77} - \frac{123.27^3}{8 * 128.77^3}} = 706.94 \text{ kg/cm}^2$$

Finalmente:

$$Fa = \frac{Q_{DISEÑO}}{A} = \frac{Q_{DISEÑO}}{b * t}$$

Entonces:

$$b_{NECESARIO} = \frac{29.53}{706.94 * 1.60} = 0.05 \text{ cm}$$

Por lo visto, el ancho mínimo necesario es insignificante, en ese contexto se asume un ancho de 3 cm a fin de realizar las soldaduras correctamente.

4. DISEÑO DE LOS TIRANTES

Para los miembros de sustentación de la tubería se utiliza cable de diámetro 5/16” con separaciones de 5 m.

Para la cuantificación del cable de suspensión se determina la flecha “y”, en cualquier punto del cable, utilizando la siguiente relación:

$$y = \frac{4 * f * x}{L^2} * (L - x) + x * tg(\alpha)$$

Donde:

f = Es la flecha en la mitad del claro (1,5 m)

x = Es el punto donde se quiere hallar la flecha “y”

α = Es el ángulo que muestra el desnivel entre los puntos de apoyo ($\alpha = 5,74$)

L = Es la luz total entre postes (L = 20 [m])

Como “y” es la flecha en cualquier punto y se necesita analizar la cantidad de cable para suspender la tubería; además de prever una longitud extra en cada porción, destinado al amarre o fijación de las mordazas, se utiliza la siguiente relación:

$$l_n = (1.5 + 0.5) - \frac{4 * f * x}{L^2} * (L - x) + x * \tan(\alpha) + 1.00$$

La Tabla E.1 presenta en detalle la cantidad de cable de sujeción requerida.

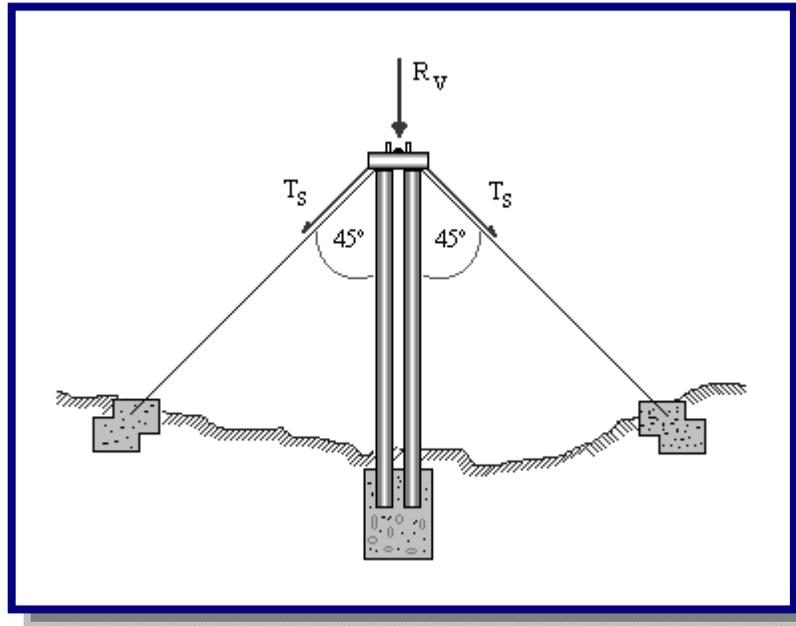
Tabla E.1: Determinación de la Longitud Total del Cable de Suspensión

DISTANCIA [m]	CABLE 5/16" [m]
5	2.38
10	2,50
15	3,38
TOTAL:	8.26

Por lo tanto, se tiene una longitud total del cable de suspensión de 8,50 m.

5. DISEÑO DE LA SUSTENTACION LATERAL DE LAS TORRES

Los esfuerzos en los cables laterales absorberán las fatigas transversales al eje del puente, para lo cual se proyecta la carga máxima de sollicitación del cable principal, a dos cables laterales tal como se puede apreciar en Figura E.8.

Figura E.8: Disposición de la sustentación lateral de la torres

$$T_s = \frac{R_v}{2 * \cos 45^\circ}$$

$$T_s = \frac{2088.17}{2 * \cos 45^\circ} = 1476.56 \text{ kg}$$

Considerando los cambios de temperatura:

$$\sigma_{MAX} = \frac{T_s}{A} + E * \alpha_t * (t - t_o)$$

Utilizando cable con un diámetro nominal 3/8", el esfuerzo máximo será:

$$\sigma_{MAX} = \frac{1476.56}{0.713} + 1.687 \times 10^6 * 12.5 \times 10^{-6} * (30) = 2703.54 \text{ kg/cm}^2$$

La fuerza máxima de sollicitación:

$$T_{MAX} = \sigma_{MAX} * A$$

$$T_{MAX} = 2703.54 * 0.713 = 1927.62 \text{ kg}$$

Con relación al cuadro de características, se tiene que la resistencia a la ruptura alcanza a 6080 kg, comparando con la sollicitación máxima, se tiene un factor de seguridad igual a 1,08, por lo que se considera satisfactorio el empleo de dicho cable.

Considerando que los anclajes del cable estarán 45° inclinados en relación al poste de sujeción y sabiendo que la torre tendrá un altura total de 4.5 m; la longitud total del cable será:

$$L_{CABLE\ LATERAL} = 4 * \frac{4.50}{\cos 45} = 25.45\ m \approx 25.50\ m$$

6. DISEÑO DE LA FUNDACION

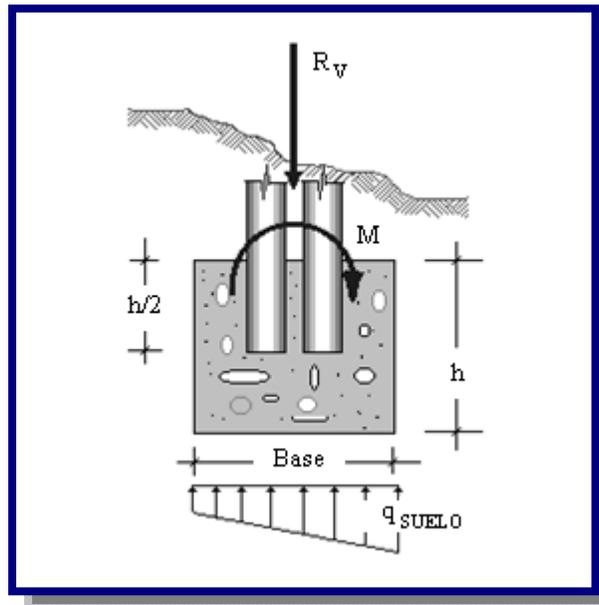
Los esfuerzos que se producen en la fundación, transmitidos de la estructura de soporte son los siguientes:

$$R_v = 2088.17\ \text{kg}$$

$$M_x = 1719.10\ \text{kg}\cdot\text{m}$$

$$M_y = 122.50\ \text{kg}\cdot\text{m}$$

Figura E.9: Características de la fundación



De un informe geotécnico, proporcionado por un Laboratorio de Suelos, se tendrá una capacidad portante, en este caso será de $2,90\ [\text{kg}/\text{cm}^2]$, se establece un área de fundación de $1,00 \times 1,00\ \text{m}$, por lo tanto se tiene:

$$A = 10000 \text{ cm}^2$$

$$I_x = I_y = 8333333,33 \text{ cm}^4$$

$$x = y = 50 \text{ cm}$$

Calculando las tensiones producto de las fuerzas actuantes, se tiene:

$$\sigma_{\max} = \frac{P}{A} + \frac{Mx}{Ix} * y + \frac{My}{Iy} * x$$

$$\sigma_{\max} = \frac{2088.17}{10000} + \frac{1719.10 * 100}{8333333.33} * 50 + \frac{153.13 * 100}{8333333.33} * 50 = 1.33 \text{ kg/cm}^2$$

Se tiene: $1.33 \text{ kg/cm}^2 < 2,90 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow$ Cumple.

El peralte necesario para evitar el corte en la fundación será:

$$h = \frac{q * (B - a)}{2 * (q + 0,85 * v_c)}$$

Donde:

$$v_c = 0,53 * \sqrt{f'_c}$$

$$v_c = 0.53 * \sqrt{210} = 7.68 \text{ kg/cm}^2$$

Y “q” es la carga distribuida aplicada como reacción de las solicitaciones por el terreno, “B”, el ancho de fundación y “a” el ancho de la columna.

Reemplazando:

$$h = \frac{1.33 * (100 - 25)}{2 * (1.33 + 0.85 * 7.68)} = 6.35 \text{ cm}$$

Este es el peralte necesario para evitar corte en la fundación, asimismo, la norma ACI 318/02 indica que para peraltes menores a los 15 [cm] no es necesario reforzar la estructura.

Sin embargo se asume una profundidad para el bloque de fundación de 60 cm, a fin de precautar la seguridad en las estructuras restantes.

5. DISEÑO DE ANCLAJES DE CONCRETO

a) Diseño del Anclaje Principal

Se sabe que la tensión en el cable principal es 3000.48 kg con un ángulo de inclinación de 30° , por tanto, las tensiones componentes son:

$$H = 2598.49 \text{ kg}$$

$$V = 1500.24 \text{ kg}$$

Como se puede apreciar en la Figura E.10, la fuerza horizontal es la fuerza más desfavorable que se debe controlar, para lo cuál, la masa de hormigón deberá poseer un peso apropiado.

Considerando que el bloque estará enterrado, generando así un tope al deslizamiento. A través de un análisis estático de fuerzas se establece que la sollicitación horizontal traducida a peso propio del concreto absorba dicha carga, entonces:

$$W = 2598.49 \text{ kg} \rightarrow \text{Volumen} = \frac{2598.49}{2200} = 1.18 \text{ m}^3$$

También:

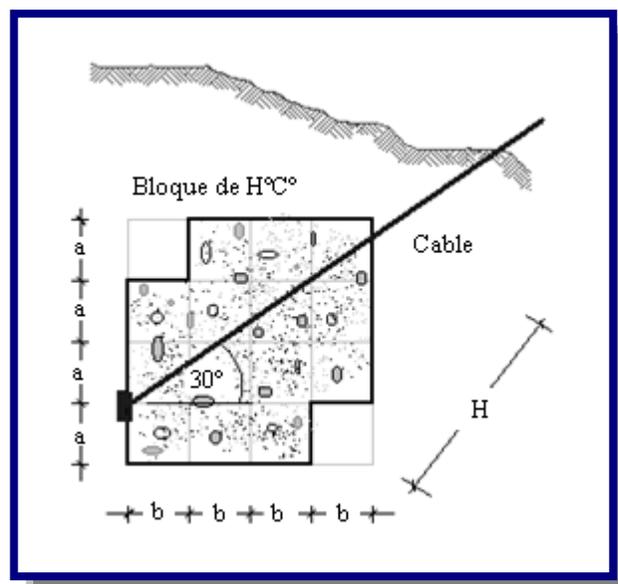
$$a = 35 \text{ cm}$$

$$b = 35 \text{ cm}$$

$$c = 20 \text{ cm}$$

$$H = 200 \text{ cm}$$

Figura E.10: Características de los anclajes



$$\text{Volumen Total} = (4*a)*(4*b)*(4*c) = 1,57 \text{ m}^3 \rightarrow \text{Cumple}$$

Se debe dar al terreno de fundación suficiente capacidad de resistencia al deslizamiento tanto en forma lateral como horizontal; así como también el relleno vertical útil sobre el bloque de anclaje el cual deberá ser por lo menos un 50 a 60 % del peso del macizo.

Para los anclajes laterales se debe considerar la carga máxima de sollicitación, que en éste caso dicha tensión lateral alcanza a 1927.62 kg; teniendo una inclinación del cable de 45° a cada lado, entonces:

$$H = V = 1363.03 \text{ kg}$$

Realizando un análisis estático de las fuerzas sollicitantes, se tiene:

$$W = 1363.03 \text{ kg} \rightarrow \text{Volumen} = \frac{1363.03}{2200} = 0.62 \text{ m}^3$$

También:

$$a = 35 \text{ cm}$$

$$b = 35 \text{ cm}$$

$$c = 25 \text{ cm}$$

$$H = 200 \text{ cm}$$

$$\text{Volumen Total} = (4*a)*(4*b)*(4*c) = 1,96 \text{ [m}^3] \rightarrow \text{Cumple}$$

La forma de los bloques sólo atiende a dotar de mayor adherencia al suelo y así tener una fuerza de rozamiento que impida el desplazamiento horizontal, ayudando de ésta forma al peso propio del bloque.

ANEXO F



TUTORIAL EPANET v.2.0

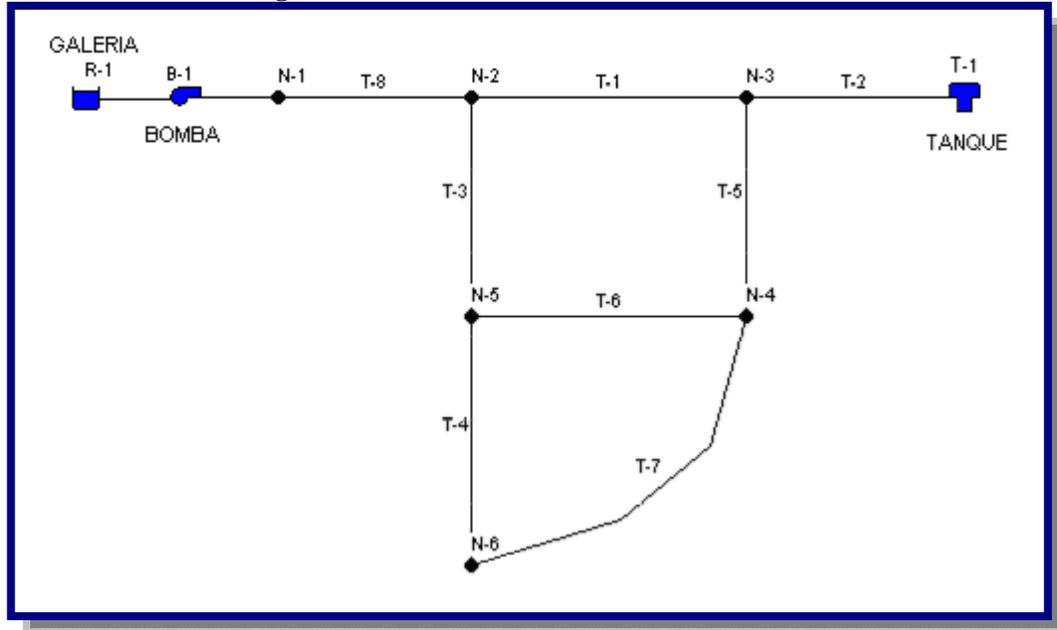
1. INTRODUCCION

EPANET es un programa de ordenador que realiza simulaciones en periodo extendido del comportamiento hidráulico y de la calidad del agua en redes de distribución a presión. En general, una red consta de tuberías, nudos (conexiones entre tuberías), bombas, válvulas y tanques de almacenamiento o depósitos. EPANET determina el caudal que circula por cada una de las conducciones, la presión en cada uno de los nudos, el nivel de agua en cada tanque y la concentración de diferentes componentes químicos a través de la red durante un determinado periodo de simulación analizado en diferentes intervalos de tiempo. Además del conocimiento de la concentración de diferentes componentes químicos, es posible determinar el tiempo de permanencia del agua en las tuberías, así como estudios de la procedencia del agua en cada punto de la red. Esto incluye:

- Utilización alternativa de las fuentes de suministro en sistemas que disponen de múltiples fuentes de abastecimiento,
- Variación de los esquemas de bombeo y de llenado y vaciado de los depósitos,
- Uso de técnicas de tratamiento satélite, tales como la recloración en determinados depósitos de almacenamiento,
- Determinación de conducciones que deben ser limpiadas o sustituidas.

A lo largo de este tutorial de EPANET vamos a analizar la red de distribución sencilla mostrada en la Figura F.1.

Consta de un depósito de nivel constante (por ejemplo la galería filtrante, el tanque de una planta de tratamiento de agua potable), desde el cual se bombea el agua a la red de distribución, configurada por dos mallas. En el extremo opuesto hay un tanque elevado de compensación, conectado a la red a través de una tubería única.

Figura F.1: Rede de distribución a analizar

En la Figura 1 se indican los identificativos de cada uno de los elementos de la red. Para los Nodos se deberá anteponer el prefijo N- y para las tuberías el prefijo T-.

2. PROCEDIMIENTO

PASO 1: AJUSTANDO VALORES POR DEFECTO

1. Para comenzar el análisis, lanzar EPANET  desde el menú Inicio de Windows, si no se encuentra aún en ejecución.
2. Seleccionar en la barra de menús la opción Archivo >> Nuevo  para crear un nuevo proyecto.
3. Seleccionar Proyecto >> Valores por Defecto para abrir el diálogo de valores por defecto. Introducir los prefijos a usarse.
4. En la pestaña Opc. Hidráulicas del mismo diálogo elegir la opción LPS (litros por segundo) para las Unidades de Caudal. Ello conllevará el uso de las unidades métricas SI para las restantes magnitudes (longitudes en metros, diámetros de tubería en mm, presiones en mca, etc). Seleccionar igualmente la fórmula Hazen & Williams (H -W) como Fórmula de Pérdidas de carga.

5. Aceptar los cambios y cerrar el diálogo.

PASO 2: COMPROBANDO TAMAÑO DEL ESQUEMA

Finalmente, antes de dibujar nuestra red deberemos comprobar que la escala fijada para el esquema es adecuada.

1. Seleccionar Ver >> Dimensiones en el menú principal para abrir el diálogo Dimensiones del Área de Dibujo.
2. Observar las coordenadas asignadas por defecto para el área de trazado. Dependiendo del usuario, se pueden cambiar las coordenadas del área de dibujo. Como en el presente caso estamos dibujando esquemáticamente, esta opción carece de importancia. Por tanto se puede aceptar el valor por defecto.

3. DIBUJANDO LA RED

Estamos ahora en disposición de construir la red haciendo uso del ratón y de los botones de la Barra de Herramientas del Esquema (si la Barra no estuviera visible, seleccionar Ver >> Barra Herramientas >> Esquema).

PASO 1: INTRODUCIENDO NODOS Y LA BOMBA

1. Primero que nada añadiremos la galería filtrante. Pulsar el botón Añadir Embalse,  y a continuación fijar con el ratón su posición sobre el área de dibujo (en la zona izquierda).
2. Ahora añadiremos los nodos de caudal. Pulsar el botón Añadir Nodo Caudal  y marcar con el ratón sobre el área de dibujo las posiciones de los nodos.
3. Finalmente añadir el depósito pulsando el botón Añadir Depósito o Tanque  y marcando sobre el área de dibujo su posición con el ratón.
4. Para añadir la bomba , pulsar el botón y posicionar en el nodo de inicio y teclear boton izquierdo del Mouse en el nodo final.

Observar cómo los identificativos se generan automáticamente y de forma secuencial conforme se van añadiendo objetos a la red.

PASO 2: INTRODUCIENDO LAS TUBERIAS

A continuación añadiremos las tuberías.

1. Pulsar el botón  de la barra de herramientas, ir al nodo desde el cual se quiere colocar un tubo, presionar el botón izquierdo del mouse para señalar el nodo de salida, arrastrar la imagen hasta el nodo de llegada y presionar nuevamente el botón izquierdo del mouse.
2. Repetir esta operación con cada tubería y sus nodos correspondientes.

4. INTRODUCIENDO DATOS

PASO 1: DATOS EN NODOS Y OBJETOS

A medida que los objetos son añadidos al proyecto, éstos adquieren automáticamente las propiedades por defecto. Para cambiar el valor de una propiedad determinada de un objeto, éste debe seleccionarse antes con el Editor de Propiedades.

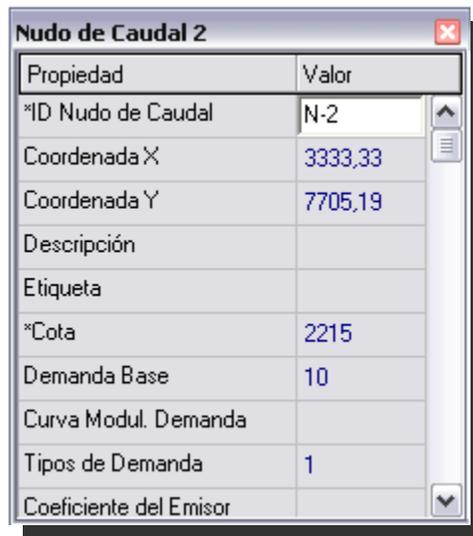
Existen varias maneras de mostrar el editor de propiedades, la más fácil es hacer doble clic sobre el objeto, seleccionando previamente la opción  desde el menú de opciones.

Introduciremos para los Nodos, los siguientes datos de la Tabla F.1:

Tabla F.1: Datos de los nodos de la red

Nodo	Cota (m.s.n.m.)	Demanda (l/s)
N-1	2210	0
N-2	2215	10
N-3	2210	0
N-4	2210	10
N-5	2200	10
N-6	2200	15
R-1	2210	0
T-1	2250	0

Para movernos de un campo a otro se pueden utilizar las flechas Arriba y Abajo del teclado o bien el ratón. Basta ahora pulsar sobre otro objeto (nodo o línea) para que sus propiedades aparezcan en el Editor de Propiedades. (También es posible utilizar las teclas AvPág y RePág para pasar al objeto del mismo tipo inmediatamente anterior o posterior en la base de datos). De este modo nos iremos desplazando de un objeto a otro, rellenando los datos de la Cota y la Demanda Base.



Para la galería filtrante (R-1), habrá que introducir su cota (2210 m) en el campo Altura Total. Para el tanque (T-1) introduciremos como Cota de Solera 2250 m, como Nivel Inicial 1 m, como Nivel Mínimo 0 m, como Nivel Máximo 6 m y como Diámetro 20 m.

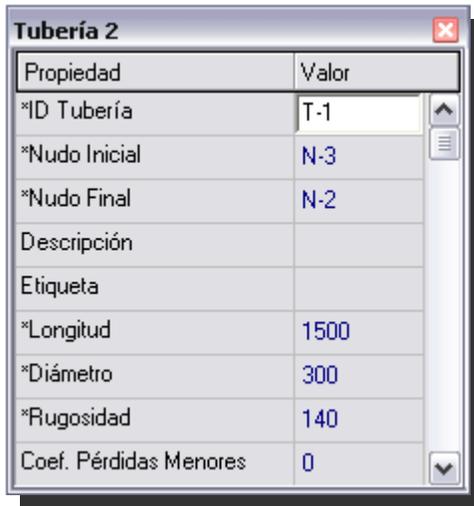
PASO 2: DATOS EN TUBERIAS

Introduciremos los datos de las tuberías, de la Tabla F.2:

Tabla F.2: Datos de las tuberías de la red

Tubería	Longitud (m)	Diámetro (mm)
T-1	1500	300
T-2	2200	250
T-3	1500	200
T-4	1500	150
T-5	1500	200
T-6	1500	200
T-7	2000	150
T-8	1000	350

Adoptaremos un Coeficiente de Rugosidad (coeficiente de H-W) igual a $C=140$ para todas las tuberías.

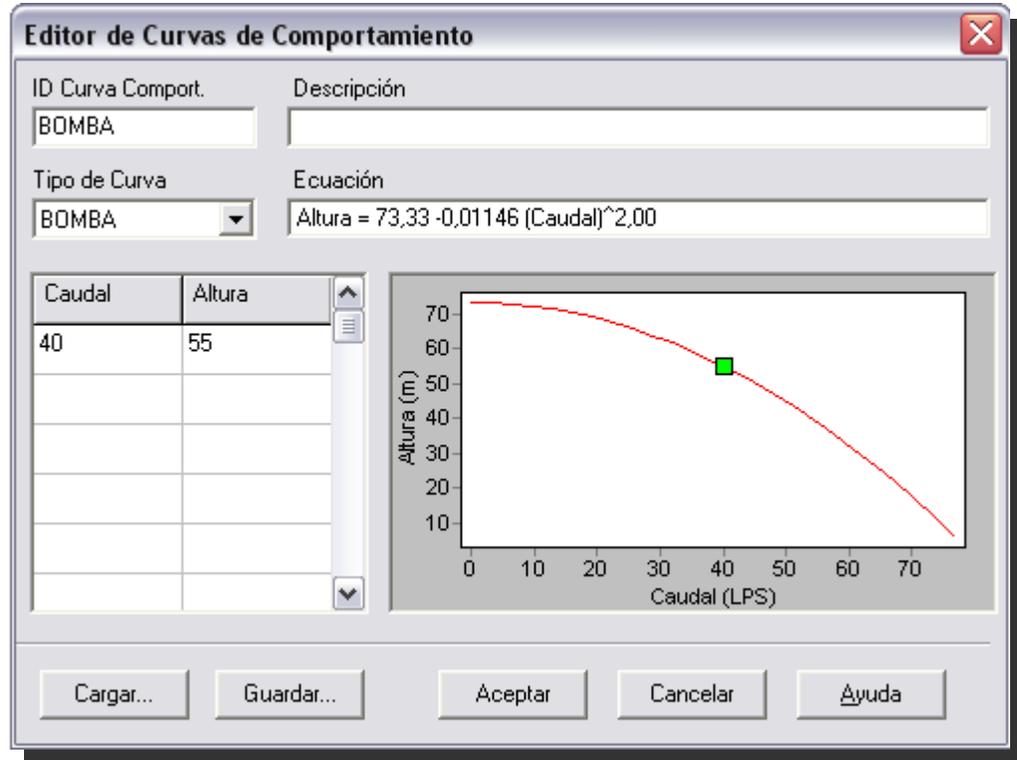


Propiedad	Valor
*ID Tubería	T-1
*Nudo Inicial	N-3
*Nudo Final	N-2
Descripción	
Etiqueta	
*Longitud	1500
*Diámetro	300
*Rugosidad	140
Coef. Pérdidas Menores	0

PASO 3: DATOS EN BOMBA

En el caso de la bomba, es necesario asignarle una curva característica (relación altura - caudal) que defina su comportamiento. Para ello:

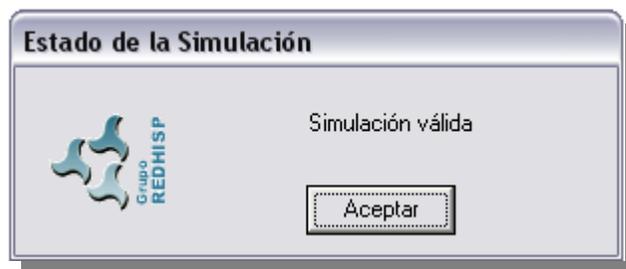
1. Seleccionar la bomba (Línea 9) en el Editor de Propiedades e introducir el identificativo 1 en el campo correspondiente a la Curva Característica.
2. Crear la curva característica de la bomba 1. Para ello, en la página de Datos del Visor seleccionar la opción Curvas Comportamiento de la lista desplegable y pulsar el botón Añadir. Se añadirá una nueva Curva a la base de datos, con el identificativo 1, y se abrirá el diálogo del Editor de Curvas de Comportamiento.
3. Introducir el Caudal Nominal (40 l/s) y la Altura Nominal (55 metros) de la bomba en el formulario. EPANET automáticamente creará una curva completa de la bomba a partir de su punto nominal, cuya forma y ecuación pueden observarse en el mismo formulario.
4. Pulsar finalmente el botón Aceptar para cerrar el Editor.



4. CORRIENDO EL PROGRAMA

Disponemos ahora de la información suficiente para llevar a cabo una simulación del comportamiento hidráulico de nuestra red ejemplo en régimen permanente (o bien para un instante determinado). Para ello seleccionar la opción Proyecto >> Calcular en la barra de menús o pulsar el botón Calcular  de la Barra de Herramientas Estándar. (Si la Barra de Herramientas no estuviera visible, seleccionar Ver >> Barra Herramientas >> Estándar en la barra de menús).

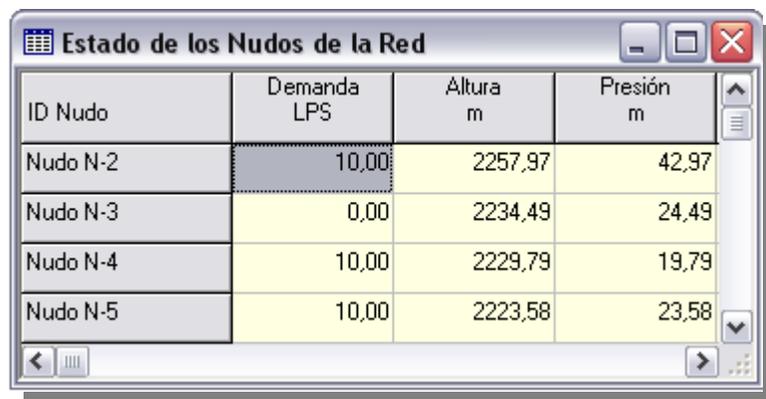
Si la simulación no tuviera éxito, se mostraría un Informe de Estado indicando cuál ha sido el problema. Si la simulación es correcta, los resultados pueden verse ahora en una amplia variedad de formatos.



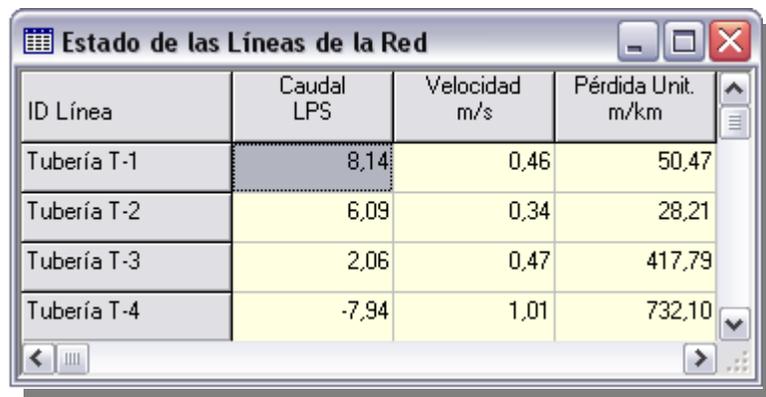
5. VEAMOS RESULTADOS

Seleccionar la opción Presión en el desplegable Nodos de la página del Esquema del Visor y observar cómo se colorean los nodos, codificados por el valor de la presión. Para ver la leyenda con los códigos de colores aplicados, si ésta no estuviera ya visible, seleccionar Ver >> Leyendas >> Nodos (o pulsar el botón derecho del ratón en cualquier zona vacía del esquema y seleccionar la opción Leyenda Nodos del menú emergente). Para cambiar los intervalos o bien los colores aplicados, pulsar con el botón derecho del ratón sobre la leyenda y abrir el Editor de Leyendas.

Abrir el Editor de Propiedades (realizar una doble pulsación sobre cualquier nodo o línea) y observar que los resultados calculados aparecen al final de la lista de propiedades.



ID Nudo	Demanda LPS	Altura m	Presión m
Nudo N-2	10,00	2257,97	42,97
Nudo N-3	0,00	2234,49	24,49
Nudo N-4	10,00	2229,79	19,79
Nudo N-5	10,00	2223,58	23,58

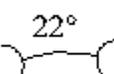
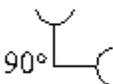
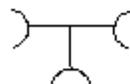
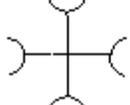
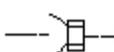
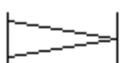
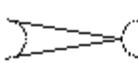
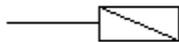
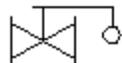


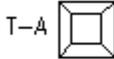
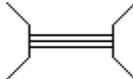
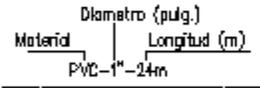
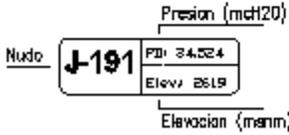
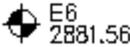
ID Línea	Caudal LPS	Velocidad m/s	Pérdida Unit. m/km
Tubería T-1	8,14	0,46	50,47
Tubería T-2	6,09	0,34	28,21
Tubería T-3	2,06	0,47	417,79
Tubería T-4	-7,94	1,01	732,10

ANEXO G



SIMBOLOS GRÁFICOS PARA EL DISEÑO DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE

- - - - -		TUBERIA EXISTENTE
—————		TUBERIA PROYECTADA A CONSTRUIRSE
- - - - -		TUBERIA DE AMPLIACION FUTURA
 		CODO DE 45° A BRIDAS, A CAMPANAS
 		CODO DE 22° A BRIDAS, A CAMPANAS
 		CODO DE 90° A BRIDAS, A CAMPANAS
 		TEE A BRIDAS, A CAMPANAS
 		CRUZ A BRIDAS, A CAMPANAS
 		TAPON HEMBRA Y TAPON MACHO
 		REDUCCION A BRIDAS, A CAMPANAS
 		VALVULA COMPUERTA A BRIDAS , A CAMPANAS
		VALVULA GLOBO A BRIDAS
		VALVULA RETENCIÓN (CHECK) A BRIDAS
		VALVULA MARIPOSA A BRIDAS
		VALVULA FLOTADOR A BRIDAS

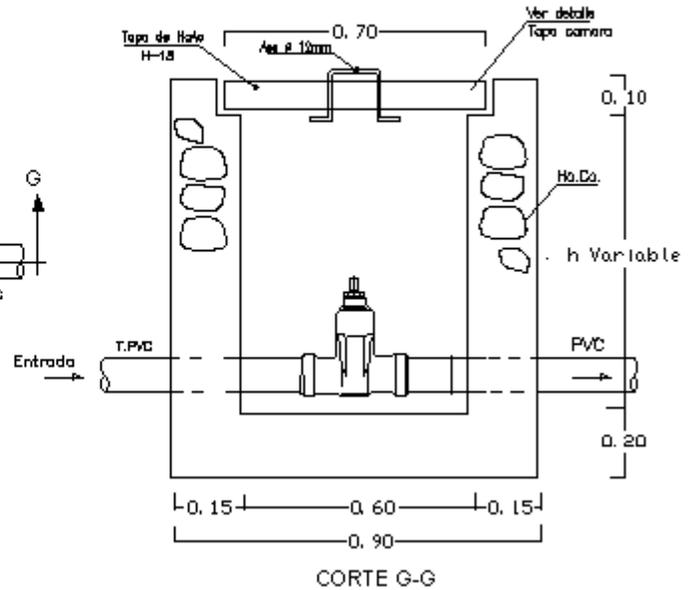
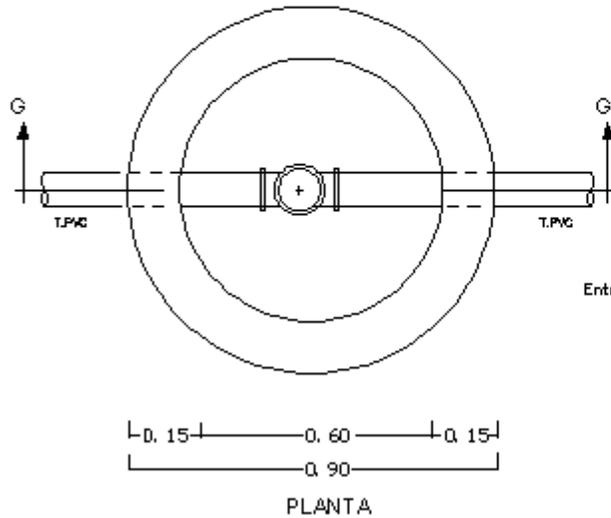
	VALVULA DE PURGA DE AIRE
	VALVULA REGULADORA DE PRESION
	HIDRANTE
	MACROMEDIDOR
	BOMBA
	GRIFO
	TANQUE DE ALMACENAMIENTO
	PASO DE QUEBRADA
	NOMENCLATURA DE TUBERIA
	NUMERO DE NUDO PRESION mch20 y ELEVACION EN m.s.n.mY .
	ESTACION TOPOGRAFICA Y ELEVACION EN m.s.n.m.

CAMARAS DE INSPECCIÓN

CAMARA DE VALVULA COMPUERTA

ESCALA MEDIDAS EN cm.

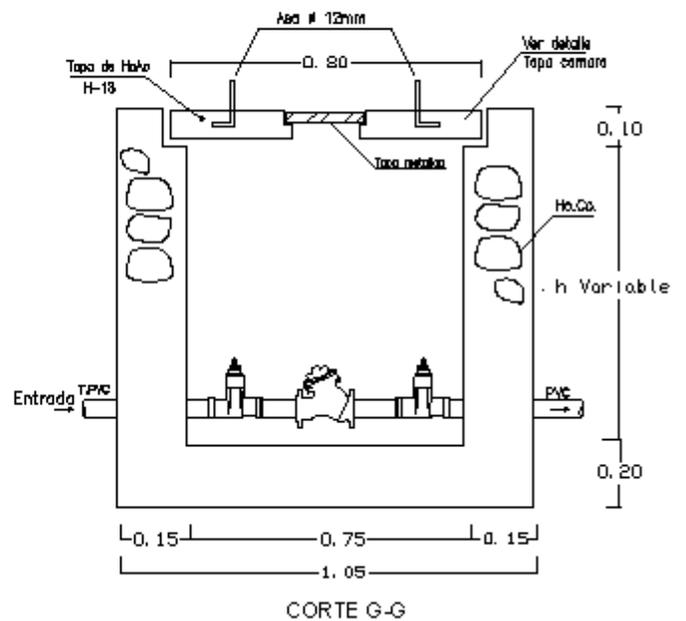
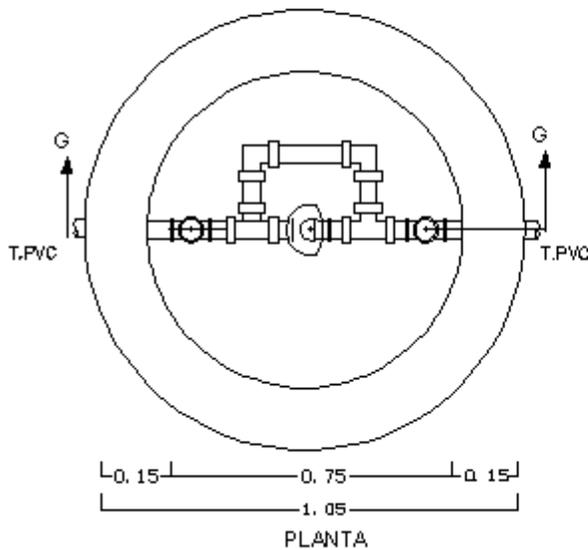
CAMARA DE VALVULAS



CAMARA DE VALVULA REDUCTORA DE PRESION

S/ESCALA MEDIDAS EN cm.

CAMARA DE VALVULAS



REFERENCIAS



REFERENCIAS

- [1]: Administración Provincial de Agua, APA.
- [2]: Viceministerio de Servicios Básicos, VSB 2005.
- [3]: Organización Mundial de la Salud, OMS.
- [4]: Asociación Boliviana de Ingeniería Sanitaria, ABIS.
- [5]: <http://www.ine.gov.bo>
- [6]: <http://www.geocities.com>
- [7]: <http://www.seapal.gob.mx>
- [8]: Reglamentos Técnicos de Diseño para Sistemas de Agua Potable, Volumen 1 de 2
Diciembre 2004.
- [9]: Elaboración Propia.
- [10]: Técnica de Abastecimiento e Tratamiento de Agua, Volumen I.
- [11]: Fundamentos de Hidrogeología, Pedro Emilio M.
- [12]: <http://web.usal.es>
- [13]: <http://www.ucm.es>
- [14]: <http://www.speckpumpen.com>
- [15]: <http://www.nacobre.com.mx>
- [16]: Hidráulica de Tuberías Abastecimiento de Agua, Redes, Riegos, Juan Saldarriaga.
- [17]: <http://www.aquasistemas.com>
- [18]: Servicio Municipal de Agua Potable y Alcantarillado, SEMAPA.
- [19]: Msc. Ingeniero Walter Armando Escalera Vásquez
- [20]: Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente,
Organización Panamericana de la Salud, CEPIS/OPS.
- [21]: <http://plastiforte.aguatuya.com>
- [22]: <http://www.saint-gobain-canalizacao.com.br>

- [23]: Abastecimiento de Agua Teoría y Diseño, Simón Arocha R.
- [24]: <http://www.valvestockist.com>
- [25]: <http://www.plamat.com.bo>
- [26]: <http://www.tigre.com.bo>
- [27]: Manual de Hidráulica, J.M. Azevedo Netto – Guillermo Acosta Alvarez
- [28]: <http://www.proyectorpilcomayu.com.bo>
- [29]: [http:// www.tubosdeconcreto.com](http://www.tubosdeconcreto.com)
- [30]: <http://www.forte.es>
- [31]: <http://www.consorticioaa.com>

BIBLIOGRAFÍA



BIBLIOGRAFÍA

NORMA BOLIVIANA NB 689

- (a) Instalaciones de Agua – Diseño para sistemas de diseño de Agua potable.
- (b) Reglamento de presentación de proyectos de agua potable y saneamiento.
- (c) Guía Técnica de Diseño de Proyectos de Agua Potable para Poblaciones Menores a 10.000 Habitantes.
- (d) Manuales de capacitación Vol. N° 1, 2, 3 y 4.

Ministerio de Servicios y Obras Públicas, Viceministerio de Servicios Básicos, en el marco del Proyecto PROAT

Editorial GENESIS, La Paz - Bolivia, Diciembre 2004

NORMA BOLIVIANA NB 495

Agua Potable – Definiciones y Terminología

Editorial GENESIS, La Paz - Bolivia, Noviembre 2005

NORMA BOLIVIANA NB 512

Agua Potable – Requisitos

Editorial GENESIS, La Paz - Bolivia, Octubre 2004

ABASTECIMIENTO DE AGUA Teoría y Diseño

Simón Arocha Ravelo

Ediciones Vega S.R.L., Caracas - Venezuela 1980

TÉCNICA DE ABASTECIMIENTO E TRATAMIENTO DE AGUA

Centro Tecnológico de Saneamiento Básico, Vol. 1 y 2

Ediciones Saraiva S.A., Sao Paulo – Brasil 1973

MANUAL DE HIDRÁULICA Vol. I y II

Jose M. De Azevedo Netto, Guillermo Acosta Alvarez

6ta. Edicao, Editora EDGARD BLUCHER Ltda., Sau Paulo – Brasil 1973

ABASTECIMIENTO DE AGUA Y ALCANTARILLADO

Mijares R. Gustavo

3ra. Edición, Ediciones Vega S.R.L., Caracas - Venezuela 1980

**BOMBAS Y ESTACIONES ELEVATORIAS UTILIZADAS EN
ABASTECIMIENTO DE AGUA**

Yassuda R. Eduardo

Ediciones Saraiva S.A., Sao Paulo – Brasil 1966

MECÁNICA DE LOS FLUIDOS

Victor L. Streeter, E. Benjamin Wylie

8va. Edición, Editora LIBROS MCGRAW-HILL, México DF – México 1987

HIDRÁULICA DE TUBERIAS

Abastecimiento de Agua, Redes, Riegos

Juan Saldarriaga

Editado por Alfaomega, Bogota – Colombia 2007

WATERS METERS – Selection, Installation, Testing and Maintenance

American Water Works Association

Edition by AWWA, New York – EEUU 1972

BOMBAS SU SELECCIÓN Y APLICACIÓN

Tyler G. Hicks, BME

4ta. Edición Editorial CONTINENTAL S.A., México 1965

Catalogo de: ROVATTI

<http://www.plamat.com.bo>

Santa Cruz – Bolivia., 2007

Catalogo de: PLAMAT

<http://www.plamat.com.bo>

Santa Cruz – Bolivia., 2007

Catalogo de: TIGRE PLASMAR

<http://www.tigre.com.bo>

Santa Cruz – Bolivia., 2007

Catalogo de: SUPERTUBO HDPE

<http://plastiforte.aguatuya.com>

Cochabamba – Bolivia., 2007

Catalogo de: SUPERJUNTA

Plastiforte S.R.L.

Cochabamba – Bolivia., 2007