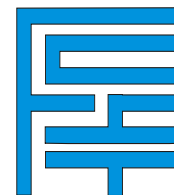


**UNIVERSIDAD MAYOR DE SAN SIMÓN**  
**FACULTAD DE CIENCIAS Y TECNOLOGÍA**  
**CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**



**MATERIAL DE APOYO DIDÁCTICO DE “DISEÑO Y MÉTODOS  
CONSTRUCTIVOS DE SISTEMAS DE ALCANTARILLADO Y  
EVACUACIÓN DE AGUAS RESIDUALES” PARA LA MATERIA DE  
INGENIERÍA SANITARIA II**

Trabajo Dirigido, Por Adscripción, Presentado Para Optar al Diploma  
Académico de Licenciatura en Ingeniería Civil.

**Presentado por:** SANTOS FERNANDO NOGALES SORIA  
DIÓMEDES TITO QUISPE ARICOMA

**Tutor:** Msc. Ing. Armando Escalera Vásquez

**COCHABAMBA – BOLIVIA**

Abril, 2009

#### DEDICATORIA:

A mi padre, al que debo lo que soy siempre fue el ejemplo a seguir siendo una fuente interminable de enseñanzas.

A mi madre por el apoyo, comprensión y colaboración que siempre me brinda.

A mis hermanos que siempre me están apoyando en todo.

SANTOS FERNANDO

Realizar un Trabajo de Titulación requiere de mucho tiempo, sacrificio y dedicación.

Tiempo que hay que restarle a los seres queridos que nos rodean.

En reconocimiento a su comprensión, apoyo sobre todo al cariño demostrado en los momentos más difíciles. Dedico esta publicación a mi querida madre que me guía desde el cielo, mis hermanos en especial a Esperanza y Celia a quienes debo lo que soy.

También dedicar a mi amada esposa Patricia y a mi más preciado tesoro que es mi hija Adrianita.

DIOMEDES TITO

***AGRADECIMIENTO MUY ESPECIAL:***

Al Ing. Msc. Armando Escalera Vásquez, por su apoyo constante y colaboración desinteresada que nos brindó siempre para que el presente trabajo sea lo mejor posible.

Al Ing. Juan Carlos Rocha Cuadros, por su cooperación y contribuciones importantes que le dio a este trabajo.

Al Ing. Yamir Villazon Rocha, por su apoyo y colaboración que fueron muy importantes para este trabajo.

Al Ing. Oscar Saca Ventura, por su colaboración, el interés y los consejos para que este trabajo sea el justo reflejo de todo el esfuerzo que le dedicamos.

**¡Muchas Gracias¡**

## FICHA RESUMEN

El presente trabajo de adscripción para la carrera de Ingeniería Civil de la facultad de Ciencias y Tecnología de la Universidad Mayor de San Simón de la ciudad de Cochabamba, con la visión de modernizar el binomio Enseñanza-aprendizaje se a elaborado el presente trabajo para la asignatura de Ingeniería sanitaria II referida a sistemas de alcantarillado y evacuación de aguas residuales cuyos autores hemos dirigido nuestro accionar a la investigación y agrupar la información necesaria con el propósito de mostrar todo lo consecuente con las actividades para el diseño, construcción y mantenimiento de obras civiles de alcantarillado sanitario y pluvial. El cual es una herramienta, que sirve como medio inmediato de consulta para el estudiante, con el fin de colaborar y afianzar los conocimientos aprendidos en la clase y mejorar la enseñanza – aprendizaje de la materia.

El desglose del trabajo comprende 10 capítulos; los cuales se basan primeramente en una breve reseña histórica de los sistemas de alcantarillado instituidos en la humanidad y particularmente en nuestro país, la importancia del ingeniero sanitario en la solución de problemas de implementación de estos servicios básicos.

Después de un desarrollo interesante de los principios básicos hidráulicos que gobiernan el diseño de sistemas de redes de alcantarillado sanitario y pluvial, habiendo enriquecido nuestro trabajo con la inclusión de tablas y su desarrollo, monogramas que colaboren a la solución de las distintas formulas y ecuaciones y muy espacialmente la introducción de un paquete computacional para el cálculo de las redes de alcantarillado sanitario (tradicional o convencional y condominial) y pluvial como son el SEWER-CAD y el STORM-CAD, los cuales nos facilitan la simulación de redes y resuelven rápidamente diseños de cualquier dimensión , tamaño e índole; El cual está directamente relacionados con la calidad de vida para los seres humanos, considerando que las aguas residuales son causantes de muchísimas enfermedades.

También se estudian los sistemas constructivos y de mantenimiento que los autores estiman muy necesarios para todo ingeniero dedicado a esta rama de la ingeniería civil también se detallan los materiales para su construcción, las resistencias de los mismos, empleo de las bombas cuando es necesario, el sistema de bombeo para la evacuación de las aguas residuales y por ultimo esta puesto a disposición de los alumnos una pequeña introducción referente a los sistemas de tratamiento o disposición final alternativos.

El procedimiento para diseñar un sistema de alcantarillado sanitario y/o pluvial se presenta en cuatro etapas:

- 1) Resumen de la teoría necesaria.
- 2) Definición de los parámetros de diseño.
- 3) Desarrollo de un proceso sistemático para el diseño definitivo de la red del sistema de alcantarillado sanitario y/o pluvial, dan ejemplos numéricos con cálculos detallados para ilustrar la forma de aplicación de la parte teórica; desarrollando temas como el comportamiento del fluido (agua residual) dentro de las tuberías, el manejo de paquetes computacionales (SEWER-CAD, STORM-CAD).
- 4) Selección de materiales necesarios para llevar a cabo la construcción de la obra y el mantenimiento de la obra construida, el empleo de bombas y su funcionamiento en general.

**ÍNDICE DEL CONTENIDO**  
**CAP. I.- INTRODUCCIÓN A LOS SISTEMAS DE ALCANTARILLADO**

	<b>PAGINA</b>
1.1.- INTRODUCCIÓN.....	1
1.2.- INTRODUCCIÓN A LA HISTORIA DE RECOLECCIÓN DE AGUA RESIDUAL.....	1
1.2.1.- HISTORIA DE LOS SISTEMAS DE ALCANTARILLADO MUNDIAL.....	2
1.2.2.- HISTORIA DE LOS SISTEMAS DE ALCANTARILLADO EN BOLIVIA.....	5
1.2.3.- HISTORIA DE LOS SISTEMAS DE ALCANTARILLADO EN COCHABAMBA.....	6
1.3.- CONTEXTO ACTUAL DE LOS SISTEMAS DE ALCANTARILLADO EN BOLIVIA.....	8
1.3.1.-SITUACIÓN DEL SECTOR EN CIUDADES CAPITALES DE DEPARTAMENTO Y CIUDADES INTERMEDIAS..	8
1.3.2.- SITUACIÓN DEL SECTOR EN EL ÁREA RURAL.....	8
1.3.3.- ESTADÍSTICAS ACTUALES.....	8
1.3.4.- SITUACIÓN ESTADÍSTICA EN BOLIVIA.....	10
1.3.5.- ACCESO A LOS SERVICIOS BÁSICOS POR MUNICIPIOS DE LA CIUDAD DE COCHABAMBA.....	13
1.5.- REGULACIONES DE LA NORMA BOLIVIANA NB 688.....	15
1.6.- LEY DE MEDIO AMBIENTE (LEY 1333).....	15
1.7.- IMPORTANCIA DEL INGENIERO SANITARIO.....	16

**CAP. II.- ESTUDIOS PRELIMINARES**

2.1.- INTRODUCCIÓN.....	18
2.2.- PERIODO DE DISEÑO.....	20
2.3.- MÉTODO PARA EL CÁLCULO DE LA POBLACIÓN FUTURA.....	20
2.4.- PARÁMETROS DE DISEÑO DE PROYECTOS.....	23
2.4.1.- ETAPA DE PRE INVERSIÓN: FORMULACIÓN Y EVALUACIÓN.....	24
2.4.2.- ETAPA DE EJECUCIÓN Y SEGUIMIENTO.....	25
2.4.3.- ETAPA DE EVALUACIÓN EX –POST.....	26
2.5.- ASPECTOS SOCIOECONÓMICOS.....	26
2.5.1.- ENCUESTAS.....	27
2.6.- ASPECTOS TÉCNICOS.....	27
2.6.1.- ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS.....	27
2.6.2.- ESTUDIO DE LOS RECURSOS HÍDRICOS Y CALIDAD DE AGUA PARA CONSUMO HUMANO.....	27
2.6.2.1.- ESTUDIOS GEOHIDROLÓGICOS.....	27
2.6.2.2.- DETERMINACIONES HIDROMÉTRICAS.....	28
2.6.3.- ESTUDIO GEOTÉCNICO.....	28
2.6.4.- PLAN MAESTRO DE DESARROLLO URBANO.....	28
2.7.- ASPECTOS AMBIENTALES.....	28
2.7.1.- PROBLEMAS AMBIENTALES.....	29
2.7.2.- IMPACTOS SOBRE EL MEDIO AMBIENTE EN BOLIVIA.....	29

**CAP. III.- HIDRÁULICA EN LOS SISTEMAS DE ALCANTARILLADO**

3.1.- INTRODUCCIÓN.....	31
3.2.- CLASIFICACIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES.....	31
3.3.- SISTEMAS DE ALCANTARILLADOS.....	32
3.3.1.- SISTEMA UNITARIO.....	33
3.3.2.- SISTEMA SEPARATIVO.....	33
3.3.3.- SISTEMA PSEUDO SEPARATIVO.....	34
3.3.4.- SISTEMA DOBLEMENTE SEPARATIVO.....	34

3.3.5.- SISTEMA RESTRINGIDO.....	34
3.3.6.- SISTEMA DEFICITARIO.....	34
3.3.7.- SISTEMAS POR GRAVEDAD.....	34
3.3.8.- SISTEMAS POR ELEVACIÓN.....	35
3.3.9.- SISTEMAS POR IMPULSIÓN.....	35
3.3.10.- SISTEMAS A PRESIÓN.....	35
3.3.11.- SISTEMAS CONVENCIONALES.....	35
3.3.12.- SISTEMAS SOSTENIBLES.....	35
3.3.13.- CRITERIOS PARA LA ELECCIÓN DE LOS SISTEMAS DE ALCANTARILLADO.....	35
3.4.- CLASIFICACIÓN DE UNA RED DE ALCANTARILLADO.....	36
3.4.1.- TRAZADO DE LAS REDES.....	36
3.4.1.1.- SISTEMA PERPENDICULAR SIN INTERCEPTOR.....	40
3.4.1.2.- SISTEMA PERPENDICULAR CON INTERCEPTOR.....	40
3.4.1.3.- SISTEMA PERPENDICULAR CON INTERCEPTOR Y ALIVIADERO.....	41
3.4.4.4.- SISTEMA EN ABANICO.....	41
3.4.1.5.- SISTEMA EN BAYONETA.....	42
3.5.- ASPECTOS HIDRÁULICOS DE LOS ALCANTARILLADOS.....	42
3.5.1.- ECUACIONES DE FLUJO.....	42
3.5.2.- FÓRMULA DE DARCY – WEISBACH.....	43
3.5.2.1. - POISEVILLE.....	44
3.5.2.2. - COLEBROOK–WHITE.....	45
3.5.3. - FORMULA DE MANNING.....	45
3.5.3.1.- TUBO PARCIALMENTE LLENO.....	47
3.6.- PROFUNDIDADES DE EXCAVACIONES.....	50
3.6.1.- PROFUNDIDAD MÍNIMA.....	50
3.6.2.- PROFUNDIDAD MÁXIMA.....	50
3.6.3.- DIÁMETRO DE LOS COLECTORES.....	51
3.6.4.- VELOCIDAD DE LOS COLECTORES.....	51
3.6.5.- PENDIENTE DE LOS COLECTORES.....	51
3.6.6.- TENSIÓN TRACTIVA DE LOS COLECTORES.....	52
3.6.7.- COEFICIENTE DE RUGOSIDAD.....	53
3.6.8.- CÁMARAS DE INSPECCIÓN.....	53
3.6.8.1.- UBICACIÓN DE LAS CÁMARAS DE INSPECCIÓN.....	53
3.6.8.2.- NUMERACIÓN DE LAS CÁMARAS DE INSPECCIÓN.....	54
3.6.9.- SIMBOLOGÍA.....	54
3.6.10.- UNIÓN DE LOS COLECTORES.....	55
3.6.10.1.- EMPATE POR COTA CLAVE.....	55
3.6.10.2.- EMPATE POR LÍNEA DE ENERGÍA PARA FLUJO SUBCRÍTICO.....	56
3.6.10.3.- EMPATE POR LÍNEA DE ENERGÍA PARA FLUJO SUPERCRÍTICO.....	57
3.7.- PROBLEMAS RESUELTOS.....	60
3.8.- PROBLEMAS PROPUESTOS.....	69

#### **CAP. IV.- SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO**

4.1.- ALCANTARILLADO SANITARIO.....	70
4.2.- COMPONENTES DE UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO.....	70
4.3.- CAUDALES DE APOORTE.....	71
4.3.1. CAUDAL MEDIO DIARIO DE AGUAS RESIDUALES.....	71
4.3.1.1.- COEFICIENTE DE RETORNO (CR).....	71
4.3.1.2.- CONSUMO DE AGUA POTABLE [DOTACIÓN (DOT)].....	71

4.3.1.3. POBLACIÓN (P).....	72
4.3.2.- CAUDAL MÁXIMO HORARIO DE AGUAS RESIDUALES.....	73
4.3.2.1.-COEFICIENTE DE PUNTA.....	73
4.3.3.- CAUDAL MÍNIMO DE DISEÑO.....	74
4.4.- CAUDAL DE INFILTRACIÓN.....	74
4.5.- CAUDAL DE CONEXIONES ERRADAS.....	75
4.6.- CAUDAL DE DESCARGA CONCENTRADA.....	75
4.6.1.- INDUSTRIALES.....	75
4.6.2.- COMERCIALES.....	75
4.6.3.- INSTITUCIONES PÚBLICAS.....	76
4.7.- CAUDAL DE DISEÑO .....	76
4.8.- CRITERIOS DE DISEÑO.....	76
4.8.1. CRITERIO DE LA FUERZA TRACTIVA PARA ÉL CALCULO.....	76
4.8.1.1.- TENSIÓN TRACTIVA MÍNIMA.....	76
4.8.1.2.- TENSIÓN TRACTIVA.....	77
4.8.2.- CRITERIO DE LA PENDIENTE PARA EL CÁLCULO.....	77
4.8.2.1.- PENDIENTE MÍNIMA.....	77
4.8.2.1.1.- PENDIENTE MÍNIMA PARA TUBERÍAS CON FLUJO LLENO.....	77
4.8.2.1.2.- PENDIENTE MÍNIMA PARA TUBERÍAS CON FLUJO PARCIALMENTE LLENO.....	77
4.8.2.2.- PENDIENTE MÁXIMA.....	78
4.8.3.- VELOCIDAD PARA LOS CÁLCULOS HIDRÁULICOS.....	78
4.8.4.- VELOCIDAD CRÍTICA.....	79
4.8.5.- CRITERIO PARA EL ANCHO DE LA ZANJA.....	79
4.8.6.- RECUBRIMIENTO MÍNIMO A LA COTA CLAVE.....	80
4.8.6.1.- CALCULO ESTRUCTURAL DE TUBERÍAS INSTALADA EN ZANJA.....	81
4.9.- PLANILLA DE CÁLCULO.....	84

## **CAP. V.- SISTEMA DE ALCANTARILLADO CONDOMINIAL**

5.1.-INTRODUCCIÓN.....	107
5.2.- CONCEPTOS Y NUEVAS TECNOLOGÍAS.....	107
5.3.- INNOVACIONES A LA NUEVA TECNOLOGÍA.....	108
5.4.- METODOLOGÍA DE DISEÑO.....	111
5.5.- TIPOS DE CÁMARAS DE INSPECCIÓN Y UBICACIÓN.....	117
5.6.- CONEXIONES AL RAMAL CONDOMINIAL.....	119
5.6.1.- CONEXIÓN DENTRO DEL LOTE.....	119
5.6.2.- CONEXIÓN FUERA DEL LOTE.....	119
5.7.- PROYECTOS DE RAMALES CONDOMINIALES.....	120
5.7.1.- PRINCIPALES VENTAJAS DEL ALCANTARILLADO CONDOMINIAL.....	120
5.7.2.- PRINCIPALES DESVENTAJAS DEL ALCANTARILLADO CONDOMINIAL.....	121
5.8.- PLANILLA DE CÁLCULO.....	122

## **CAP. VI.- SISTEMAS DE ALCANTARILLADO PLUVIAL**

6.1.- DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA.....	140
6.2.- COMPONENTES DE UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO PLUVIAL.....	140
6.2.1.- CORDÓN DE ACERA.....	141
6.2.2.- CUNETAS.....	141
6.2.3.-BOCA DE TORMENTA.....	141
6.2.4.- CÁMARA DE CONEXIÓN.....	141

6.2.5.-TUBERÍA DE CONEXIÓN.....	141
6.2.6.- CÁMARA DE INSPECCIÓN.....	141
6.2.7.- COLECTORES SECUNDARIOS.....	141
6.2.8.- COLECTOR PRINCIPAL.....	141
6.3.- EVALUACIÓN DEL CAUDAL DE DISEÑO.....	141
6.3.1.-MÉTODO RACIONAL.....	142
6.3.2.- INTENSIDAD DE LLUVIA.....	143
6.3.3.- PERIODOS DE RETORNO DE DISEÑO.....	145
6.3.4.- DURACIÓN DE LLUVIA O TIEMPO DE CONCENTRACIÓN.....	146
6.3.5.- TIEMPO DE ENTRADA .....	146
6.3.6.-TIEMPO DE RECORRIDO DEL FLUJO EN EL COLECTOR.....	147
6.3.7.- COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA.....	148
6.4.- CRITERIOS DE DISEÑO.....	149
6.4.1.- TIPOS DE SECCIÓN ADMITIDOS.....	149
6.4.1.1.-SECCIÓN LLENA.....	149
6.4.1.2.- PARCIALMENTE LLENA .....	149
6.4.2.- ALTURA DEL TIRANTE DE AGUA.....	149
6.4.3.- COEFICIENTES DE RUGOSIDAD MANNING.....	149
6.4.4.-DIÁMETRO MÍNIMO.....	150
6.4.5.-CRITERIO DE LA FUERZA TRACTIVA.....	150
6.4.6.- TENSIÓN TRACTIVA MÍNIMA.....	150
6.4.7.-DETERMINACIÓN EMPÍRICA DE LA TENSIÓN TRACTIVA MÍNIMA.....	150
6.4.8.- PENDIENTE DE LOS COLECTORES.....	151
6.4.9.-INTERCONEXIÓN ENTRE TRAMOS DE COLECTORES.....	151
6.5.- CÁLCULOS HIDRÁULICOS.....	151
6.6.- CLASIFICACIÓN DE LOS SUMIDEROS.....	152
6.7.- CAPACIDAD DE AGOTAMIENTO DE UNA BOCA DE TORMENTA.....	152
6.8.- CALCULO DE LA CAPACIDAD DEL CAUDAL DE UNA CUNETA.....	152
6.9.- CAPACIDAD DE DRENAJE DE LOS SUMIDEROS.....	153
6.9.1.- SUMIDERO TIPO VENTANA.....	153
6.9.1.a.- CALCULO DE LA CAPACIDAD DEL SUMIDERO TIPO VENTANA.....	153
1.- CONDICIONES DE FLUJO DE APROXIMACIÓN.....	153
2.- LONGITUD DE LA VENTANA.....	153
6.9.1. b.- MÉTODO DE CALCULO DEL SUMIDERO TIPO VENTANA NORMALIZADO.....	154
6.9.2.- SUMIDERO DE REJA NORMALIZADO.....	154
6.9.2.a.- CALCULO DE LA CAPACIDAD DEL SUMIDERO DE REJA NORMALIZADO.....	154
6.9.3.- LA REJA TIPO CALZADA.....	154
6.9.4.- LA REJA TIPO CUNETA.....	155
6.10.- PLANILLA DE CALCULO.....	156
6.11.- EJEMPLO RESUELTO EN STORMCAD.....	165
6.11.1.- PRESENTACIÓN DE LOS RESULTADOS .....	175
6.12.- PLANOS Y PERFILES.....	177
6.13.- PLANILLA PARA SUMIDEROS.....	178

## **CAP. VII.- MATERIALES PARA SISTEMA DE ALCANTARILLADO**

7.1.- CONSIDERACIONES GENERALES.....	181
7.2.- TUBOS NO METÁLICOS.....	181
a).- TUBOS CERÁMICOS.....	181
a.1).- PRINCIPALES CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS.....	183



a.2).- JUNTAS EN TUBOS DE ARCILLA.....	183
b).- TUBOS DE HORMIGÓN SIMPLE.....	183
b.1).- FABRICACIÓN POR VIBRO COMPRESIÓN.....	183
b.2).- FABRICACIÓN POR GIRO COMPRESIÓN.....	183
b.3).- FABRICACIÓN POR CENTRIFUGACIÓN.....	184
b.4).- JUNTAS EN TUBERÍA DE HORMIGÓN.....	184
b.5).- VENTAJAS DE USO DE TUBOS DE CONCRETO.....	184
7.2.- MATERIALES PARA LA FABRICACIÓN DE TUBOS DE HORMIGÓN.....	184
c).- TUBOS DE HORMIGÓN ARMADO O REFORZADO.....	185
d).- TUBERÍAS DE FIBRO CEMENTO.....	185
e).- TUBERÍAS DE POLICLORURO DE VINILO (PVC).....	186
e.1).- CARACTERÍSTICAS DE TUBOS PVC.....	187
e.2).- JUNTAS EN TUBERÍAS DE PVC.....	187
f).- TUBERÍAS DE POLIETILENO Y POLIPROPILENO.....	187
f.1).- JUNTAS EN TUBERÍAS DE POLIETILENO Y POLIPROPILENO.....	188
f.2).- TUBO FIBRA DE VIDRIO.....	188
g).- OTROS TIPOS DE TUBERÍAS PARA SANEAMIENTO.....	188
h).- ENSAYO EN LAS TUBERÍAS.....	189
h.1).- ENSAYO DE RESISTENCIA.....	189
1.- MÉTODO DE LOS TRES PUNTOS.....	189
2.- MÉTODO DEL COLCHÓN DE ARENA .....	189
h.2).- ENSAYO DE ABSORCIÓN.....	190
h.3).- ENSAYO HIDROSTÁTICO.....	190
7.1.2.- TUBOS METÁLICOS.....	191
a).- TUBOS DE HIERRO FUNDIDO DÚCTIL.....	191
a.1).- JUNTAS EN TUBERÍAS DE HIERRO FUNDIDO DÚCTIL.....	191
JUNTA MECÁNICA.....	191
JUNTA PUSH-ON.....	191
7.3.- DRENAJE DE EXCAVACIONES AGOTAMIENTOS Y ENTIBACIONES.....	197
7.3.1.- ENTIBADO DE ZANJAS.....	197
1.- ASPECTOS GENERALES.....	197
a).- DEFINICIÓN.....	197
b).- NECESIDAD.....	198
7.3.3.- CALCULO DEL ENTIBADO.....	198
7.3.4.- MATERIALES USADOS EN ENTIBADOS.....	198
a).- MADERA.....	198
b).- ACERO.....	198
c).- CONCRETO ARMADO.....	199
7.3.5.- TIPOS DE ENTIBADO.....	199
a).- APUNTALAMIENTO.....	199
b).- DISCONTINUO O ABIERTO.....	199
c).- CONTINUO SIMPLE O CERRADO.....	199
d).- CONTINUO ESPECIAL O CERRADO .....	199
e).- METÁLICO MADERA.....	199
7.4.- INFILTRACIÓN Y UNIONES DE ALCANTARILLAS.....	200
7.5.- ALCANTARILLAS CONSTRUIDAS EN SITU.....	201
7.6.- CORROSIÓN DE ALCANTARILLAS.....	201
7.7.- MATERIAL PARA CAMA DE ARENA.....	202
ANEXOS DEL CAP. VII.....	203

## CAP. VIII.- CONSTRUCCIÓN Y MANTENIMIENTO DE ALCANTARILLAS

8.1.- TÉCNICAS DE REPLANTEO Y EXCAVACIÓN.....	213
a).- REPLANTEO.....	213
b).- EXCAVACIÓN.....	214
8.2.- MANTENIMIENTO DE LA DIRECCIÓN Y LA PENDIENTE.....	215
8.3.- PROVISIÓN Y TENDIDO DE TUBERÍAS DE HORMIGÓN.....	216
8.3.1.- ASENTAMIENTOS DE TUBERÍAS.....	216
8.4.- CONSTRUCCIÓN DE CÁMARAS DE INSPECCIÓN.....	217
8.4.1.- UBICACIÓN.....	218
8.4.2.- SEPARACIONES.....	218
8.4.3.- ASPECTOS CONSTRUCTIVOS DE LOS POZOS DE INSPECCIÓN.....	219
8.4.4.- CÁMARAS DE INSPECCIÓN CON CAÍDA.....	219
8.5.- SUMIDEROS DE AGUAS DE LLUVIA.....	220
8.5.1.- CARACTERÍSTICOS DE LOS SUMIDEROS.....	220
8.5.2.- UBICACIÓN DE SUMIDEROS.....	220
8.5.3.- CONSTRUCCIÓN DE SUMIDEROS.....	220
8.5.4.- SEPARACIÓN ENTRE SUMIDEROS.....	220
8.5.5.- TIPOS DE SUMIDEROS.....	221
a).- SUMIDERO TIPO VENTANA O ACERA.....	222
b).- SUMIDERO TIPO REJA O CALZADA.....	223
c).- SUMIDERO MIXTO O COMBINADO.....	224
d).- SUMIDEROS ESPECIALES.....	224
e).- DISEÑO DE SUMIDEROS.....	225
8.6.- SIFONES.....	225
8.6.1.- TIPOS DE SIFONES.....	225
8.6.2.- VELOCIDADES.....	226
8.6.3.- DIÁMETRO MÍNIMO.....	226
8.6.4.- NÚMERO DE TUBERÍAS.....	227
8.6.5.- PERFIL DEL SIFÓN.....	227
8.6.6.- CÁMARAS VISITABLES.....	227
1.- CÁMARA DE ENTRADA.....	227
2.- CÁMARA DE SALIDA.....	228
8.6.7.- VENTILACIÓN.....	228
8.6.8.- TÉCNICA DE CONSTRUCCIÓN.....	228
8.7.- ACOMETIDAS A EDIFICIOS.....	229
8.7.1.- RAMALES PRINCIPALES DE LAS ACOMETIDAS.....	229
8.7.2.- RED VERTICAL DE SANEAMIENTO.....	229
8.8.- CONEXIONES DOMICILIARIAS.....	230
8.8.1.- ALTERNATIVAS DE CONEXIÓN.....	230
8.9.- EMISARIOS.....	231
8.9.1.- ALIVIADEROS O VERTEDEROS.....	231
8.9.2.- TIPOS DE ALIVIADEROS.....	231
8.9.3.- DEPÓSITOS DE RETENCIÓN.....	232
8.10.- MANTENIMIENTO DE ALCANTARILLAS.....	232
8.10.1.- GASES EN ALCANTARILLAS.....	234
8.10.2.- VENTILACIÓN EN ALCANTARILLAS Y COLECTORES.....	234
8.11.- REGLAMENTACIÓN PARA EL DISEÑO ALCANTARILLADO SANITARIO.....	234
8.11.1.- LOCALIZACIÓN DE LOS COLECTORES.....	234
8.11.2.- PROFUNDIDADES DE INSTALACIÓN DE LOS COLECTORES.....	235

8.11.3.- RECUBRIMIENTO MÍNIMO.....	235
8.11.4.- CONEXIÓN DE DESCARGAS DOMICILIARIAS.....	235
8.11.5.- CLASES DE PLANTILLAS O CAMAS.....	235
ANEXOS DEL CAP. VIII.....	237

## **CAP. IX.- ESTACIONES DE BOMBEO Y BOMBAS**

9.1.- DEFINICIÓN.....	275
9.2.- DETERMINACIÓN DE LA UBICACIÓN.....	275
9.3.- CLASIFICACIÓN DE LAS ESTACIONES DE BOMBEO.....	276
9.4.- DISEÑO HIDRÁULICO DEL CÁRCAMO (POZO DE SUCCIÓN).....	276
9.4.1.- CAPACIDAD DEL POZO.....	277
9.4.2.- CAPACIDAD Y FORMA DEL POZO.....	277
9.4.3.- VOLUMEN DEL POZO DE SUCCIÓN.....	278
9.4.4.- INSTALACIONES DE CRIBADO (REJAS).....	278
a).- REJAS.....	279
9.4.5.- CÁMARA SECA.....	279
9.4.6.- TUBERÍAS Y PIEZAS ESPECIALES.....	279
a).- VELOCIDAD LÍMITE.....	279
TUBERÍA DE SUCCIÓN.....	279
TUBERÍA DE IMPULSIÓN.....	279
b).- COMPARACIÓN TÉCNICO ECONÓMICA.....	279
c).- VARIACIONES DE LOS CAUDALES DE BOMBEO Y ETAPAS DE PROYECTO.....	280
9.4.7.- DISPOSITIVOS COMPLEMENTARIOS.....	280
9.5.- SISTEMAS DE BOMBEO.....	280
9.5.1.- EYECTORES NEUMÁTICOS.....	280
9.5.2.- BOMBAS CENTRÍFUGAS.....	280
9.5.3.- BOMBAS TORNILLO.....	282
9.6.- DISEÑO DE LOS SISTEMAS DE BOMBEO.....	282
a).- CAPACIDAD.....	283
b).- ALTURA.....	283
b.1).- ALTURA GEOMÉTRICA DE ASPIRACIÓN O SUCCIÓN.....	283
ALTURA GEOMÉTRICA DE ELEVACIÓN O IMPULSIÓN.....	283
ALTURA GEOMÉTRICA TOTAL.....	283
PÉRDIDAS POR ROZAMIENTO.....	283
ALTURA DE VELOCIDAD.....	284
PÉRDIDAS DE CARGA SINGULARES.....	284
ALTURA MANOMÉTRICA TOTAL.....	284
ALTURA MANOMÉTRICA DE LA BOMBA.....	285
c).- RENDIMIENTO Y POTENCIA ABSORBIDA.....	286
d).- DESARROLLO DE LA CURVA ALTURA- CAPACIDAD DEL SISTEMA.....	286
9.7.- CAVITACIÓN.....	288
9.8.- RELACIONES CARACTERÍSTICAS DE LAS BOMBAS CENTRÍFUGAS.....	288
9.8.1.- COEFICIENTES DE CAUDAL, ALTURA Y POTENCIA.....	288
9.8.2.- LEYES DE AFINIDAD.....	289
9.9.- ANÁLISIS DE LOS SISTEMAS DE BOMBEO.....	289
9.9.1.- SISTEMAS DE UNA SOLA BOMBA.....	289
9.9.2.- SISTEMA DE VARIAS BOMBAS.....	289
a).- FUNCIONAMIENTO EN PARALELO.....	289
b).- FUNCIONAMIENTO EN SERIE.....	291

9.10.- CONSTRUCCIÓN DE LAS ESTACIONES DE BOMBEO.....	292
9.10.1.- MATERIALES DE LAS TUBERÍAS.....	292
9.10.1.1.- RECUBRIMIENTO.....	292
9.10.1.2.- ANCLAJE.....	292
c).- CONTROL DEL GOLPE DE ARIETE.....	292
d).- CALEFACCIÓN Y VENTILACIÓN.....	292
e).- INSTRUMENTACIÓN DE LAS ESTACIONES DE BOMBEO.....	293
1.- CONTROLES AUTOMÁTICOS.....	294
2.- CONTROLES MANUALES.....	294
3.- ALARMAS.....	294
f).- PANEL DE CONTROL.....	294
9.11.- EJERCICIOS RESUELTOS.....	295

## **CAP. X.- INTRODUCCIÓN AL TRATAMIENTO Y DISPOSICIÓN DE AGUAS RESIDUALES**

10.1.- CARACTERÍSTICAS DEL AGUA RESIDUAL.....	307
10.1.1.- CLASIFICACIÓN.....	307
10.1.2.- ANÁLISIS Y COMPOSICIÓN.....	307
10.2.- FASES O PROCESOS DE TRATAMIENTO.....	307
10.2.1.- LOS SISTEMAS PRELIMINARES.....	308
10.2.2.- TRATAMIENTO PRELIMINAR.....	309
a).- REJILLAS, TAMICES.....	309
b).- TRITURADORES.....	311
c).- DESARENADORES.....	312
c.1).- DESARENADOR DE FLUJO HORIZONTAL.....	312
c.2).- DESARENADOR AIREADO.....	313
d).- TANQUES DESGRASADORES.....	313
d.1).-TANQUES DESNATADORES.....	313
e).- AIREACIÓN PRELIMINAR.....	313
10.2.2.- TRATAMIENTO PRIMARIO.....	314
a).- SEDIMENTACIÓN.....	314
a.1).- TIPOS DE TANQUES SEDIMENTADORES.....	314
a.1.1).- TANQUES IMHOFF.....	315
a.1.2).- FOSA SÉPTICA.....	317
a.1.2).- POZO ABSORBENTE.....	318
b).- PRECIPITACIÓN QUÍMICA.....	318
c).- TRATAMIENTO Y EVACUACIÓN DE LODOS.....	319
c.1).-DIGESTIÓN ANAEROBIA.....	319
c.1.1).- DIGESTIÓN CONVENCIONAL.....	319
c.1.2).-DIGESTIÓN DE ALTA CARGA.....	320
c.2).- DIGESTIÓN AEROBIA.....	320
d).- LECHOS DE SECADO.....	320
e).- INCINERACIÓN.....	320
f).- DISPOSICIÓN SOBRE EL TERRENO.....	321
10.2.3.- TRATAMIENTO SECUNDARIO.....	321
a).- LODOS ACTIVADOS.....	321
b).- FILTRACIÓN BIOLÓGICO.....	322
10.2.4.- TRATAMIENTO TERCIARIO.....	323
a).- LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN.....	323
a.1).- LAGUNAS AEROBIAS.....	324

a.2).- LAGUNAS FACULTATIVAS.....	324
a.3).- LAGUNAS ANAEROBIAS.....	325
10.3.- TÉCNICAS DE MANEJO DE AGUA RESIDUAL IN SITU.....	325
10.3.1.- LETRINAS SANITARIAS.....	325
a).- EXCAVACIÓN DEL POZO.....	325
b).- BROCAL.....	326
c).- CUBIERTA DE PISO O LOZA.....	327
d).- ASIENTO O TAZA.....	327
e).- CASETA.....	327
10.4.- UBICACIÓN.....	328
10.5.- DISPOSICIÓN DE AGUAS RESIDUALES.....	329
10.5.1.- TÉCNICAS DE DISPOSICIÓN.....	329
10.5.2.- EFECTOS DE DESCARGA EN CORRIENTES.....	329
10.5.3.- DISPOSICIÓN Y TRATAMIENTO EN EL TERRENO.....	330
10.5.4.- SELECCIÓN DE UN SISTEMA DE DISPOSICIÓN.....	330
10.5.4.1.- DISPOSICIÓN EN CORRIENTES.....	330
10.5.4.2.- DISPOSICIÓN EN TERRENOS.....	330
10.5.5.- LA EVAPORACIÓN.....	330

## ÍNDICE DE TABLAS

	PAGINA
TABLA 1.1.- NUMERO DE VIVIENDAS POR DEPARTAMENTO.....	8
TABLA 1.2.- PROGRAMAS DE INVERSIÓN DE LOS SERVICIOS BÁSICOS.....	9
TABLA 1.3.- SERVICIO DE AGUA POTABLE EN BOLIVIA.....	10
TABLA 1.4.- DISPONIBILIDAD DEL ALCANTARILLADO EN BOLIVIA POR DEPARTAMENTOS.....	10
TABLA 1.5.- USO DEL ALCANTARILLADO EN BOLIVIA POR DEPARTAMENTOS.....	11
TABLA 1.6.- DESAGUE DEL ALCANTARILLADO EN BOLIVIA POR DEPARTAMENTOS.....	11
TABLA 1.7.- TASA DE CRECIMIENTO DE BOLIVIA.....	13
TABLA 1.8.- CONSUMO DIARIO DE AGUA.....	13
TABLA 1.9.- MUNICIPIOS DEL DEPARTAMENTO DE COCHABAMBA.....	14
TABLA 2.1.- PERIODO DE DISEÑO.....	20
Tabla 2.2.- APLICACIÓN DE LOS MÉTODOS DE CÁLCULO PARA LA EVALUACIÓN DE LA POBLACIÓN FUTURA.....	23
TABLA 2.3.- ELEMENTOS DE EVALUACIÓN SOCIO ECONÓMICOS.....	26
TABLA 3.1.- COEFICIENTES DE RUGOSIDAD.....	46
TABLA 3.2.- PROPIEDADES HIDRÁULICAS DE LA SECCIÓN CIRCULAR TUBO PARCIAL Y TOTALMENTE LLENO.....	49
TABLA 3.3.- PENDIENTE MININA ADMISIBLE $\frac{Q}{Q} = 0.10$ .....	52
TABLA 3.4.- PENDIENTE MININA ADMISIBLE $\frac{Q}{Q} = 0.15$ .....	52
TABLA 3.5.- PERDIDA DE ENERGÍA POR CAMBIO DE DIRECCIÓN.....	57
TABLA 3.6.- COEFICIENTE K.....	58
TABLA 4.1.- DOTACIÓN MEDIA DIARIA.....	72
TABLA 4.2.- VALORES DE COEFICIENTE DE PUNTA.....	73
TABLA 4.3 VALORES DEL COEFICIENTE K2.....	74
TABLA 4.4.- VALORES DE INFILTRACIÓN.....	74
TABLA 4-5.-CONSUMO PORCENTAJE.....	76
TABLA 4.6.- VALORES DE LAS RUGOSIDADES DE LAS TUBERÍAS.....	77
TABLA 4.7.- VALORES DE f.....	79
TABLA 4.8.- DIMENSIONES MÍNIMAS DE ZANJA.....	80
TABLA 4.9.- PROFUNDIDAD MÍNIMA DE COLECTORES.....	81
TABLA 4.10.-PLANILLA DEL EJEMPLO.....	90
TABLA 5.1.- PLANILLA DE CÁLCULO.....	126
TABLA 6.1.- PARÁMETROS A, B, C PARA LA ECUACIÓN DE INTENSIDAD.....	140
TABLA 6.2.- FRECUENCIAS DE DISEÑO EN FUNCIÓN DEL TIPO DE ZONA.....	141
TABLA 6.3.- COEFICIENTES DE RETARDO.....	142
TABLA 6.4.- VALORES DE “A”.....	143
TABLA 6.5.- COEFICIENTES DE ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL.....	144
TABLA 6.6.- VALORES DE C.....	145
TABLA 6.7.- COEFICIENTES DE RUGOSIDAD (N).....	145
TABLA 7.1.- TIPOS DE MATERIALES.....	176
TABLA 7.2.- RESISTENCIA MÍNIMA AL APLASTAMIENTO DE TUBERÍAS DE ARCILLA.....	177
TABLA 7.3.- CARGAS MÍNIMAS DE APLASTAMIENTO PARA LA TUBERÍA DE ASBESTO CEMENTO.....	181
<b>TABLA 7.4.- ENSAYO DE RESISTENCIA CARGA DE RUPTURA PARA TUBOS SIMPLES.....</b>	<b>185</b>
TABLA 7.5.- ANCHO DE ZANJA.....	187
TABLA 7.6.- PESO UNITARIO DEL MATERIAL DE RELLENO.....	187
TABLA 7.7.- VALORES DEL COEFICIENTE C.....	188
TABLA 7.8.- PROPORCIÓN DE CARGAS SUPERFICIALES “LARGAS” QUE ALCANZAN LA TUBERÍA EN LAS ZANJAS.....	190

TABLA 7.9.- PROPORCIÓN DE CARGAS SUPERFICIALES “CORTAS” QUE ALCANZAN LA TUBERÍA EN LAS ZANJAS.....	191
TABLA 7.10.- TIPO DE ENTIBADO PARA UN TIPO DE SUELO.....	195
TABLA: 8.1.- DISTANCIAS ENTRE SUMIDEROS.....	216
TABLA: 8.2.- PENDIENTES Y DISTANCIAS.....	216
TABLA 9.1.- CLASIFICACIÓN DE LA ESTACIONES DE BOMBEO SEGÚN SU CAPACIDAD Y MÉTODO CONSTRUCTIVO.....	271
TABLA 9.2.- MATERIALES EMPLEADOS EN LAS TUBERÍAS DE IMPULSIÓN.....	288
TABLA 10.1.- CARACTERÍSTICAS FÍSICAS, QUÍMICAS Y BIOLÓGICAS DEL AGUA RESIDUAL.....	303
TABLA 10.2.- COMPOSICIÓN TÍPICA DEL AGUA RESIDUAL DOMÉSTICA.....	304
TABLA 10.3.- CARACTERÍSTICAS DE LAS REJAS DE BARRAS.....	305

## ÍNDICE DE FIGURAS Y GRAFICAS

### PAGINA

GRAF. 1.1.- RECIPIENTE DEL ¡AGUA VA!	2
GRAF. 1.2.- CUARTO DE BAÑO	3
GRAF. 1.3.- ESQUEMA DEL SISTEMA DE TORNILLO	3
GRAF. 1.4.- BAÑO PUBLICO DE LA EDAD MEDIA	4
GRAF. 1.5.- POZOS NEGROS	4
GRAF. 1.6.- PLANO DE COBERTURA DE SEMAPA	6
GRAF. 1.7.- BOLIVIA DISTRIBUCIÓN DELAS EMPRESAS SEGÚN ANESAPA	12
GRAF. 1.8.- LABOR DEL INGENIERO SANITARIO	17
GRAF. 2.1.- VISTA DE PERFIL “SISTEMA DE ALCANTARILLADO”	18
GRAF. 2.2.- VISTA EN PLANTA “SISTEMA DE ALCANTARILLADO	18
GRAF. 2.3.- ESQUEMA GLOBAL “EVACUACIÓN DE AGUAS SERVIDAS Y PLUVIALES”	19
GRAF. CURVA LOGISTICA	22
GRAF. 2.4.- ESQUEMA DE PRE-INVERSIÓN, EJECUCIÓN Y SEGUIMIENTO, EX – POST	23
GRAF. 2.3.- ESQUEMA DE PRE-INVERSIÓN	25
GRAF. 3.1.- TRAZADO DE LA RED “MESETA”	37
GRAF. 3.2.- TRAZADO DE LA RED “LADERA”	37
GRAF. 3.3.- TRAZADO DE LA RED “LOMA”	38
GRAF. 3.4.- TRAZADO DE LA RED “VALLE EN U”	38
GRAF. 3.5.- TRAZADO DE LA RED “COLINA”	39
GRAF. 3.6.- TRAZADO DE LA RED “VALLE DE CIRCO”	39
GRAF. 3.7.- SISTEMA PERPENDICULAR SIN INTERCEPTOR	40
GRAF. 3.8.- SISTEMA PERPENDICULAR CON INTERCEPTOR	40
GRAF. 3.9.- SISTEMA PERPENDICULAR CON INTERCEPTOR Y ALIVIADERO	41
GRAF. 3.10.- SISTEMA EN ABANICO	41
GRAF. 3.11.- SISTEMA EN BAYONETA	42
GRAF. 3.12.- VISCOSIDAD CINEMÁTICA Vs. TEMPERATURA	44
GRAF. 3.13.- RADIO HIDRÁULICO, PERÍMETRO MOJADO, DIÁMETRO DE TUBO TOTALMENTE LLENO PARCIALMENTE LLENO	46
FIG. 3.14.- PROPIEDADES HIDRÁULICAS DE LA SECCIÓN CIRCULAR TUBO PARCIAL Y TOTALMENTE LLENO	50
FIG. 3.15.- SIMBOLOGÍA	54
FIG. 3.16.- EMPATE DE LOS COLECTORES POR LA COTA DE CLAVE	55
FIG. 3.17.- EMPATE DE LOS COLECTORES POR LÍNEA DE ENERGÍA	56
FIG. 3.18.- EMPATE DE LOS COLECTORES EN FLUJO SUBCRÍTICO	57
GRAF. 4.1.- COMPONENTES DEL ALCANTARILLADO SANITARIO	70
FIG. 4.2.- ESQUEMA REPRESENTATIVO DE UNA RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO	82
FIG. 4.3.- LONGITUD TRIBUTARIA PARA EL COLECTOR 2 – 3	84
FIG. 4.4.- ÁREA TRIBUTARIA PARA EL COLECTOR 2 – 3	85
FIG. 4.5.- PLANO DE DISEÑO FINAL	92
GRAF. 5.1.- ALCANTARILLADO SANITARIO CONVENCIONAL	107
GRAF. 5.2.- ALCANTARILLADO SANITARIO CONDOMINIAL	107
GRAF. 5.3.- REPRESENTACIÓN GRAFICA DEL CONCEPTO DE “ALCANTARILLADO CONDOMINIAL”	108
GRAF. 5.4.- PRIMERA ALTERNATIVA DE TRAZADO DE RED PÚBLICA PARA ALCANTARILLADO CONDOMINIAL	109
GRAF. 5.5.- SEGUNDA ALTERNATIVA DE TRAZADO DE RED PÚBLICA PARA ALCANTARILLADO CONDOMINIAL	109



GRAF. 5.6.- ELECCIÓN DE ALTERNATIVA DE ALCANTARILLADO CONDOMINIAL.....	110
GRAF. 5.7.- ALTERNATIVAS DE TRAZADO “RED CONDOMINIAL” .....	111
GRAF. 5.8.- CÁMARAS DE INSPECCIÓN EN LA RED CONDOMINIAL.....	115
GRAF. 5.9.- CÁMARAS DE INSPECCIÓN EN LA RED PÚBLICA.....	115
GRAF. 5.9.- CONEXIÓN DEL RAMAL DENTRO DEL LOTE.....	116
GRAF. 5.10.- CONEXIÓN DEL RAMAL FUERA DEL LOTE EN “T” .....	116
CONEXIÓN DEL RAMAL FUERA DEL LOTE EN “Y” .....	117
FIG. 5.11.- ESQUEMA REPRESENTATIVO DE UNA RED DE ALCANTARILLADO CONDOMINIAL.....	119
FIG. 5.12.- PLANO DE DISEÑO FINAL.....	127
FIG. 6.1 COMPONENTES DE UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO PLUVIAL.....	136
FIG. 6.2.- GRAFICA DEL CONJUNTO CORDÓN – CUNETAS.....	137
FIG. 6.3.- TIPOS DE SUMIDEROS MÁS COMUNES.....	148
FIG. 6.4.- GRAFICA DE UN SUMIDERO TIPO VENTANA.....	149
FIG. 6.5.- GRAFICA DE UN SUMIDERO TIPO DE REJA.....	150
FIG. 6.6.- PLANO DEL EJEMPLO.....	152
FIG. 6.7.- GRAFICA DE PLANO A DISEÑO FINAL.....	159
FIG.7.1.- SECCIONES DE ACCESORIOS DE CAMPANA Y ESPIGO PARA TUBERÍA DE ARCILLA VITRIFICADA.....	177
FIG. 7.2.- SECCIONES TRANSVERSALES.....	179 – 180
FIG. 7.3.- UNIONES COMUNES PARA TUBERÍAS DE CONCRETO.....	180
FIG. 7.4.- JUNTAS EN TUBERÍAS DE ASBESTO CEMENTO.....	181
FIG. 7.5.- MANGUITO DE UNIÓN CON JUNTA ELÁSTICA.....	182
FIG. 7.6.- GRAFICA DE UN TUBO DE FIBRA DE VIDRIO.....	183
FIG. 7.7.- MÉTODO DE LOS TRES PUNTOS.....	184
FIG. 7.8.- MÉTODO DE APOYO EN COLCHÓN DE ARENA.....	185
FIG. 7.9.- VALORES DEL COEFICIENTE C.....	188
FIG. 7.10.-MÉTODOS DE CIMENTACIÓN PARA TUBERÍAS DE ARCILLA Y FACTORES DE CARGAS APLICADAS A LA RESISTENCIA.....	189
FIG.7.11.-MÉTODOS DE CIMENTACIÓN PARA TUBERÍAS DE ARCILLA Y FACTORES DE CARGA APLICABLES A LA RESISTENCIA.....	189
FIG.7.12.- MÉTODOS DE CIMENTACIÓN PARA TUBERÍAS DE ARCILLA Y FACTORES DE CARGA APLICABLES A LA RESISTENCIA.....	190
FIG.7.13 MÉTODOS DE CIMENTACIÓN EN TUBERÍAS DE CONCRETO Y FACTORES DE CARGA APLICABLES A LA RESISTENCIA.....	191 – 192
FIG. 7.14.- DIAGRAMA ESQUEMÁTICO DE CORROSIÓN DE ALCANTARILLAS.....	196
FIG. 7.15.- MATERIAL PARA EL USO COMO CAMA DE ARENA.....	197
GRAF. 7.16.- ANEXOS DEL CAPITULO 9.....	198 - 207
FIG. 8.1.- EXCAVACIÓN DE ZANJAS.....	209
FIG. 8.2.- ESTABLECIMIENTO DE DIRECCIÓN Y PENDIENTE DE UNA ALCANTARILLA.....	210
FIG. 8.3.- ASENTAMIENTOS DE TUBERÍAS.....	211 – 212
FIG. 8.4.- CONSTRUCCIÓN DE CÁMARA DE INSPECCIÓN.....	212
FIG. 8.5. ARMADURAS DE POZOS DE INSPECCIÓN.....	214
FIG. 8.6.- SUMIDERO TIPO VENTANA O ACERA.....	217
FIG. 8.7.- GRAFICA DE UN SUMIDERO TIPO REJA O CALZADA.....	218
FIG. 8.8.- GRAFICA DE UN SUMIDERO COMBINADO.....	219
FIG. 8.9.- DISPOSITIVOS PARA LIMPIEZA SE USAN CONECTADOS A VARILLAS DE ACCIÓN MECÁNICA.....	227
FIG. 8.10.- DISPOSITIVO ESPECIAL USADO PARA LA ELIMINACIÓN DE ARENAS EN LAS TUBERÍAS.....	228
FIG. 8.11.- DEPÓSITOS DE RETENCIÓN.....	228
FIG. 8.12.- LOCALIZACIÓN DE LOS COLECTORES.....	230

FIG. 9.1.- DIAGRAMA ESQUEMÁTICO DE LA ALTURA DE ELEVACIÓN DE UNA BOMBA.....	278
FIG. 9.2.- CURVA CAUDAL – ALTURA DEL SISTEMA PARA LA INSTALACIÓN DE BOMBEO TÍPICA.....	281
FIG. 9.3.- CURVAS CARACTERÍSTICAS TÍPICAS DE UNA BOMBA CENTRÍFUGA.....	282
FIG. 9.4.- DESARROLLO DE LA CURVA CARACTERÍSTICA MODIFICADA DE UNA BOMBA.....	285
FIG. 9.5.- FUNCIONAMIENTOS DE UNA BOMBA.....	285
FIG. 9.6.- REPRESENTACIÓN ESQUEMÁTICA DEL FUNCIONAMIENTO DE VARIAS BOMBAS.....	286
FIG. 10.1.- FASES Y ETAPAS DE UN TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES.....	306
FIG. 10.2.- REJA TÍPICA DE LIMPIEZA MANUAL.....	307
FIG. 10.3.- SECCIÓN TRANSVERSAL DE UNA REJA DE LIMPIEZA AUTOMÁTICA.....	308
FIG. 10.4.- SECCIÓN TRANSVERSAL TÍPICA DE UN DESARENADOR AIREADO.....	310
FIG. 10.5.- GRAFICA DE UN TANQUE IMHOFF.....	312
FIG. 10.6.- GRAFICA DE UNA FOSA SÉPTICA COMÚN.....	313
Fig. 10.7.- POZO ABSORBENTE.....	314
FIG. 10.9.- DIAGRAMA DE FLUJO DE UNA PLANTA TÍPICA DE FILTROS BIOLÓGICOS.....	317
FIG.10.10.- REPRESENTACIÓN ESQUEMÁTICA DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL DE UNA PELÍCULA BIOLÓGICA DE UN FILTRO BIOLÓGICO.....	319
FIG.10.11.- GRAFICA ESQUEMÁTICA DE UNA LAGUNA DE OXIDACIÓN.....	320
FIG.10.12.- GRAFICA DE UNA LETRINA SANITARIA.....	322
FIG.10.13.- DETALLE DE LA UBICACIÓN DE LA LOSA.....	323
FIG.10.14.- UBICACIÓN CORRECTA DE UNA LETRINA.....	324
FIG.10.15.- UBICACIÓN INCORRECTA DE UNA LETRINA.....	325

## CAPITULO I

### INTRODUCCIÓN A LOS SISTEMAS DE ALCANTARILLADO

#### 1.1.- INTRODUCCIÓN

La concentración de la población en núcleos cada vez mayores trae consigo problemas ambientales, como la contaminación atmosférica, el transporte y disposición de desechos líquidos, sólidos, etc. Por ello el hombre ha buscado para su establecimiento los lugares que le ofrecen mayores comodidades y facilidades para el desarrollo de sus actividades, procurando tener cerca una fuente de abastecimiento de agua y fácil evacuación de aguas residuales.

La evacuación de las aguas residuales o de efluentes líquidos generados en viviendas, en la actualidad se las realiza a través de un sistema de conductos. El término saneamiento puede tener significados distintos en todos los idiomas. De manera general saneamiento significa la recolección de aguas residuales domésticas y su adecuado tratamiento (Alcantarillado y Saneamiento tienen el mismo significado).

Las obras de alcantarillado son una consecuencia del abastecimiento de agua, es decir, con agua corriente se producen grandes cantidades de efluentes que tienen que evacuarse y eliminarse de forma adecuada.

De otro modo, las aguas residuales se infiltran en el suelo, contaminando el agua subterránea o fluyendo a lo largo de la superficie de la tierra y las calles, contaminándolos, convirtiéndose en una amenaza para la salud humana y en particular para los niños. Los niños están más expuestos a la transmisión de las enfermedades pues son ignorantes del peligro planteado por las aguas residuales. Por otro lado, la evacuación indebida de las descargas del sistema de alcantarillado contamina el suelo, los ríos y mares, difundiendo enfermedades.

La evacuación de las aguas residuales de los humanos, preocupa de gran manera, ya que estas aguas residuales crudas contienen usualmente numerosos organismos patógenos, causantes de enfermedades, los cuales habitan en el aparato intestinal humano, o bien pueden encontrarse en ciertos vertidos industriales. También contienen nutrientes que estimulan el crecimiento de plantas acuáticas, e incluso pueden contener compuestos tóxicos. Por las razones anteriores, en una sociedad industrializada no es sólo deseable, sino necesaria, la eliminación inmediata y sin molestias de las aguas residuales de sus lugares de generación, seguida de su tratamiento y evacuación. Uno de los pasos más importantes en el planeamiento de un proyecto de alcantarillado es el diseño de los sistemas, por cuanto a partir del mismo se realiza el análisis y selección de las soluciones para las diferentes obras y la determinación de recursos para su construcción. Según el distinguido Prof. Azevedo Netto (1992)

#### 1.2.- INTRODUCCIÓN A LA HISTORIA DE RECOLECCIÓN DE AGUA RESIDUAL

La historia de la recolección, transporte y disposición de las aguas negras, residuales y pluviales, empieza con el crecimiento de las comunidades religiosas y comerciales. Este crecimiento dio origen a condiciones cada vez más graves de insalubridad, que llegaron a rebasar los recursos purificados del medio ambiente.

### 1.2.1.- HISTORIA DE LOS SISTEMAS DE ALCANTARILLADO MUNDIAL

La historia indica que el alcantarillado no se introdujo como aumento de la comodidad o para una mejor forma de vida. Se impuso como consecuencia de las epidemias de cólera.

Desde 1832, cuando Europa fue invadida por el cólera, las personas tuvieron miedo de la enfermedad infecciosa asiática e instaron a los administradores públicos a que empezaran a ejecutar programas de alcantarillado. Las bacterias patógenas que causan el cólera fueron descubiertas por Robert Koch en 1883.

La relación entre la construcción del sistema de aguas residuales y las epidemias según el Prof. Azevedo Netto (1992) se muestra a continuación.

- 1832–París: Epidemias de cólera.
- 1833–París: Construcción del primer colector.
- 1854–Londres: Grandes epidemias de cólera, con 10.675 defunciones.
- 1855–Londres: Creación de la Junta Metropolitana de Obras Públicas, para construir los sistemas de alcantarillado.
- 1873–Memphis: Epidemias de cólera.
- 1879–Memphis: George Waring Jr. fue contratado para desarrollar el Plan de Alcantarillado.
- 1892–Hamburgo: Epidemias de cólera.
- 1893–Hamburgo: Extensión del sistema de alcantarillado.
- 1892–Santos São Paulo: Varias epidemias.
- 1892–Santos, São Paulo: Contrato del Prof. E. Fuertes (Cornell University) para diseñar el sistema de alcantarillado.

La calle fue durante siglos el único lugar de deposición de los residuos líquidos de los pueblos y ciudades; y el clásico “agua va” de nuestros antepasados, cuando arrojaban por la puerta o ventana dichos residuos, ello imperó en el mundo entero.

Era algo cotidiano, entonces, que por las mañanas, las señoras de la casa recogiesen estos recipientes llamados bacinicas y vaciasen su contenido simplemente arrojando desde las ventanas (en este caso, exclusivamente líquido) a la calle, pero poniendo mucho cuidado de advertir a los posibles transeúntes del peligro inminente, para lo cual exclamaban a viva voz: “¡Agua va...!”; este recipiente característico se muestra a continuación:

**GRAFICA 1.1.- RECIPIENTE DEL ¡AGUA VA.....!**



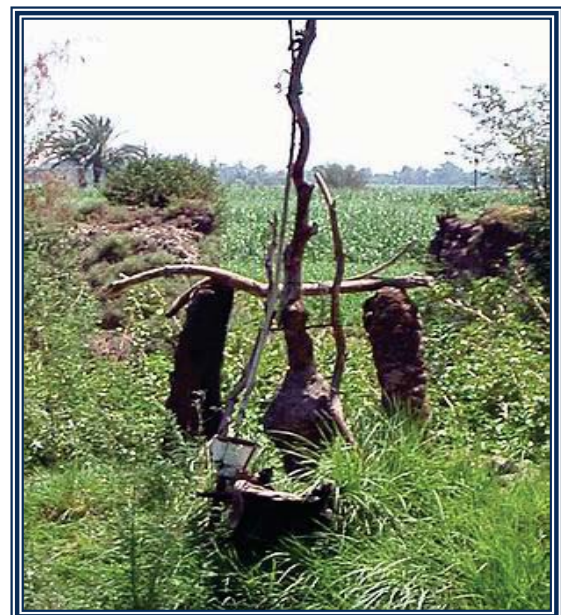
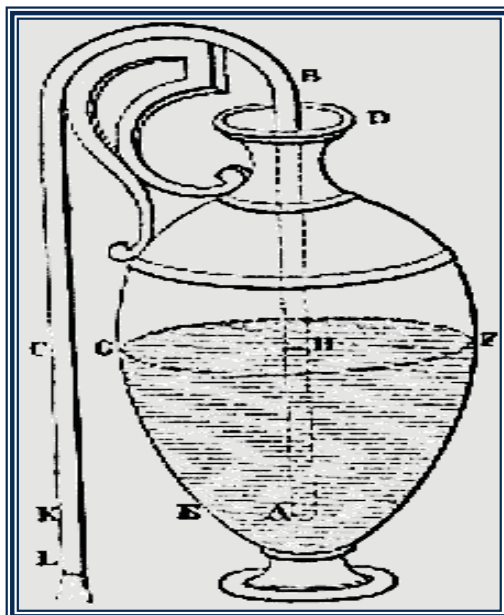
Surge entonces la acción del hombre en defensa de su seguridad y de la calidad de vida, mediante la creación de medios, normas y medidas para preservar el ambiente. De esta forma, tuvo origen el manejo adecuado de las aguas contaminadas provenientes de agua residual y precipitaciones pluviales, mediante obras de alcantarillado. El agua, como elemento condicionante de vida, ha sido, por un lado, factor fundamental en el asentamiento de pueblos, se dice que en la historia de las civilizaciones e imperios desaparecían, al perder el dominio del agua. Ya en la Edad Antigua (3000 a 2000 a. c.) los hindúes contaban con casas dotadas de todo confort, cuarto de baño, retrete, agua corriente y desagües.

**GRAFICA 1.2.- CUARTO DE BAÑO**



En Egipto, en relación con las instalaciones de elevación de agua de la fuente de Sakieh, se utilizaba un sistema de tornillo, cuyo descubrimiento se le atribuye a Arquímedes (28 a 212 a. c.). Este es hoy uno de los sistemas empleados en el bombeo de aguas residuales brutas en la entrada de las actuales depuradoras.

**GRAFICA 1.3.- ESQUEMA DEL SISTEMA DE TORNILLO.**



En el siglo V de nuestra era y con la primera invasión de los bárbaros al Imperio Romano de occidente, se da comienzo a la temprana Edad Media y con ello a una época de oscurantismo, que negó la práctica de las normas sanitarias y estancó las obras de los sistemas de desagüe y drenaje de las aguas residuales y pluviales, con consiguientes consecuencias en la salud poblacional, provocando la muerte de millones de personas. Los romanos eran los más extravagantes usaban los baños públicos, que tenían capacidad hasta para 2500 personas.

**GRAFICA 1.4.- BAÑOS PÚBLICOS EDAD MEDIA.**



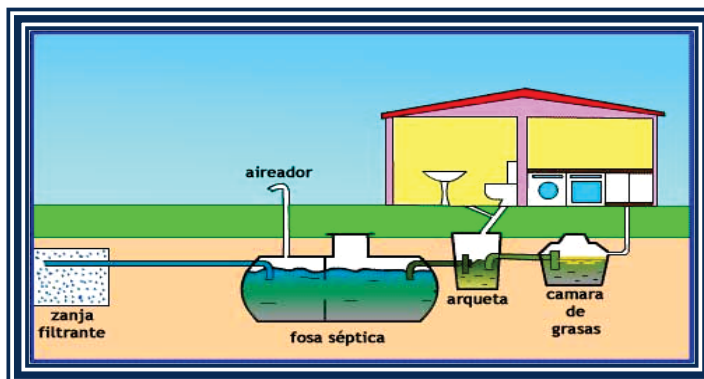
El Sir Edwin Chadwick en Inglaterra (1842) quien pidió la limpieza para las calles y viviendas por medio del suministro de agua y mejoras en la recogida de agua residual. Específicamente estableció que “se buscara ayuda de la ciencia del ingeniero civil y no del médico”. Chadwick y sus colaboradores médicos, identificaron la condición de que las soluciones a los problemas ambientales, vendrían de la ingeniería y no de la comunidad médica.

Las soluciones de Chadwick incluían:

- Equipar a cada vivienda con agua potable.
- Eliminar el agua residual de las viviendas y recogerla en una red de tuberías.
- Aplicar las aguas residuales recogidas a terrenos agrícolas (lejos de las ciudades).

Estas soluciones, con el progreso de la civilización surgieron los primeros pozos negros en el terreno, como indicio evidente de un principio de respeto a la vía pública

**GRAFICA 1.5.- POZOS NEGROS.**





Desde aquella época en adelante, se reconoció que las mejoras en la idea sanitaria, podrían traer consigo mejoras en la salud, en relación con el agua potable, el agua residual y los residuos domésticos. La aplicación al terreno del agua residual en muchos casos fue derivada y terminaba en los ríos, cuando los ingenieros podían demostrar que había una “adecuada dilución” disponible en el río. El informe de la comisión Real de 1912 permitió descargas de agua residual a los ríos si tenía una DBO de 20 mg/l y sólidos en suspensión de 30 mg/l.

La preocupación por la evacuación y el tratamiento de las aguas residuales humanos en el siglo XIX, provocó que se ignorara la posibilidad de contaminación de vertidos de aguas residuales industriales. En aquella época se pensaba que los ácidos en los vertidos industriales ayudarían a destruir los microbios de los vertidos humanos que causaban enfermedades humanas y así serían beneficiosos para la calidad del agua del río y las extracciones posteriores aguas abajo para usos potables. No se prestaba atención a los incidentes de mortandad de peces, decoloración del agua del río por los vertidos industriales o de mataderos.

Después comenzaron a establecerse canales centrales en los empedrados, (las primeras alcantarillas) limitados a simples conductos de sección cualquiera, enterrados a pequeñas profundidades, cuyo fin era recoger los residuos líquidos que se arrojaban a la calle, conservando ésta un poco transitable. Así, se iniciaron, pues, las alcantarillas, como medio de evacuar las aguas superficiales (alcantarillado pluvial), pero sin enlace ninguno con las casas.

### **1.2.2.- HISTORIA DE LOS SISTEMAS DE ALCANTARILLADO EN BOLIVIA**

La primera ciudad que contó con un sistema de alcantarillado durante la colonia fue la ciudad de Potosí, una red de colectores bastante completa, estaba destinada a la conducción de las aguas pluviales. En la ciudad de La Paz, durante la colonia, se utilizaron para el transporte de aguas residuales, canales abiertos que se localizaban en los ejes de las vías. Estas formas de desagüe prevalecieron por varios años durante la República.

Es recién durante el gobierno de Bautista Saavedra (1920-1925), que se presta atención a los problemas de infraestructura de los sistemas de alcantarillado en las principales ciudades de Bolivia, impulsando el diseño y construcción de los sistemas completos de desagüe y drenaje en las ciudades de La Paz y Cochabamba. Entre los años 1930 y 1933 se diseñó y construye los sistemas de alcantarillado sanitario y pluvial en la ciudad de Oruro.

En 1940, en las ciudades de Potosí y Sucre, se construyen las redes de alcantarillado y finalmente en 1961, se inicia la ejecución de las obras de servicios de drenaje pluvial y desagüe de aguas residual en la ciudad de Santa Cruz, incorporando el tratamiento de aguas residuales mediante lagunas de estabilización que hacen del sistema uno de los más modernos del país.

En la década de los años 60, se mantenía una fuerte dispersión institucional en el sector agua potable y saneamiento. La declaración de Alma Ata URSS, en Septiembre de 1978 en la conferencia Internacional sobre Atención Primaria de la Salud, establece de forma clara que los cuidados básicos, constituyen una clave para alcanzar una meta relativa de salud, para todo en el año 2000.

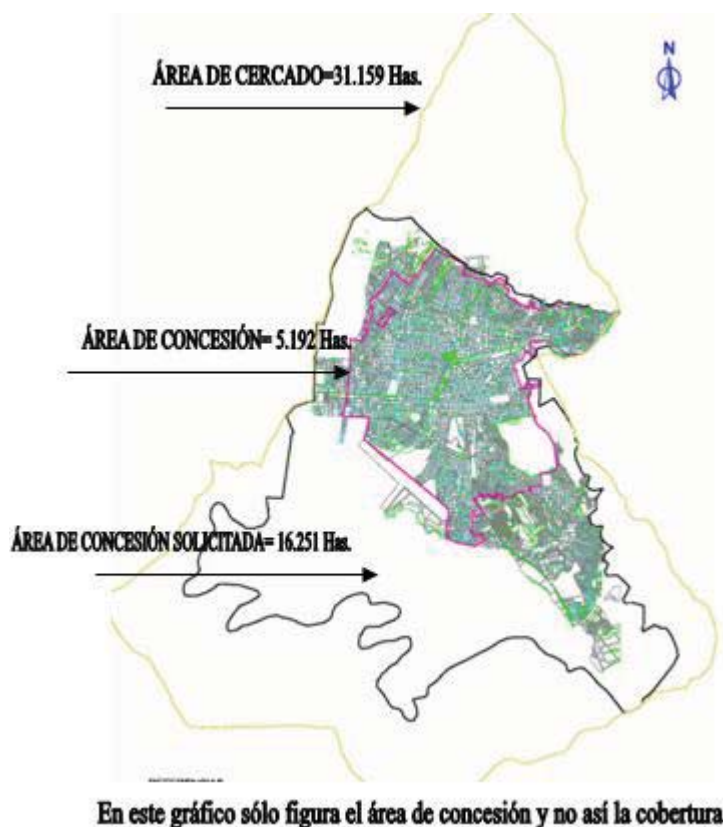
En la Asamblea General de las Naciones Unidas, en Noviembre de 1980, proclama el Decenio Internacional del Agua y Saneamiento, para el periodo 1981-1990, e insta a las autoridades gubernamentales a formular estrategias nacionales y programas destinados a cubrir las necesidades básicas de agua y saneamiento. La OMS, estima que un 80% de las enfermedades de origen hídrico existentes en los países en desarrollo son producto de la contaminación del agua. La última reunión

proclama, que el período de 2005 a 2015, Decenio Internacional para la Acción, “El agua, fuente de vida”, que dio comienzo el 22 de marzo de 1993, Día Mundial del Agua.

### 1.2.3.- HISTORIA DE LOS SISTEMAS DE ALCANTARILLADO EN COCHABAMBA

La provisión del agua antes de 1948 fue administrada por la prefectura; con la urgencia de dar respuestas a las necesidades crecientes y a la deficiente administración se decide traspasar esta responsabilidad al municipio. El 25 de agosto de 1997 el gobierno, mediante el Decreto Supremo N° 24828, reconoció al Servicio Municipal de Agua Potable y Alcantarillado (SEMAPA) como empresa descentralizada de la municipalidad de la provincia Cercado de Cochabamba. El 1° de febrero de 2003 se solicitó la ampliación del área de concesión a 16.251 hectáreas, pretendiendo llegar con los servicios de agua y alcantarillado sanitario a todos los pobladores de la capital del departamento.

**GRAFICA 1.6.- PLANO DE COBERTURA DE SEMAPA**



SEMAPA fue privatizada durante el gobierno del General Hugo Bánzer Suárez en septiembre de 1999, pasando a manos de Aguas del Tunari, consorcio formado por la transnacional Bechtel y algunas empresas locales. A la par se promulgó la Ley de Agua Potable y Alcantarillado N° 2029, en la cual se desconoció el manejo tradicional del agua basado en los usos y costumbres (riego), además prohibió los sistemas alternativos de distribución del agua (comités, cooperativas).



En Cochabamba el 50% de la población es usuaria de SEMAPA, el resto, en vista de la escasez de este recurso y por falta de ayuda estatal, ha creado los comités o cooperativas de agua o se abastece por carros cisternas. Con la Ley 2029, estas organizaciones independientes se convertirían en patrimonio de Aguas del Tunari.

Sumado a esto el alza de las tarifas en la facturación del servicio de agua potable provocó que la gente del campo y la ciudad se organice en una instancia denominada la Coordinadora de Defensa del Agua y la Vida, que aglutinó a movimientos sociales, barriales, fabriles, regantes, campesinos y estudiantes para luchar contra la privatización de este recurso.

Desde noviembre de 1999 hasta abril del 2000 constantes bloqueos de caminos, barricadas, enfrentamientos con la policía, intensos días sin presencia estatal, más de 200 heridos y la muerte del joven Víctor Hugo Daza generaron la Guerra del Agua, en la que la población movilizada en cabildos y asambleas redefinió su rol protagónico-político acerca de quién y cómo se decide sobre la gestión pública del agua.

Cochabamba logró que el gobierno rescinda el contrato con Aguas del Tunari y modifique la controversial Ley 2029 promulgando la Ley 2066. SEMAPA volvió a manos del Municipio, se eligió un directorio transitorio compuesto por dos representantes de la Coordinadora de Defensa del Agua, uno de los trabajadores y por cuestiones legales dos del municipio, “con el objetivo de consolidar a la empresa como un empresa eficiente, transparente en el manejo económico y en la provisión de sus servicios, además, con participación y control ciudadano”.

Es el inicio de la construcción de formas y mecanismos de ejercer control social en SEMAPA, los diferentes sectores de la sociedad elaboraron propuestas para la nueva empresa público/social: la reformulación de los estatutos (eficiencia técnica, control social e institucionalidad) incorporando la participación ciudadana en el directorio.

Después de meses de discusiones al interior de las organizaciones e instituciones cochabambinas, el 11 de mayo de 2001 el Concejo Municipal aprobó los cambios en el estatuto de SEMAPA tomando en cuenta la propuesta realizada por la Federación de Profesionales de Cochabamba.

En noviembre del mismo año, el Consejo Municipal aprobó la reformulación del estatuto de SEMAPA retomando el aporte de la alcaldía e incluyó la participación del gerente general como secretario con derecho a voz.

La población elegirá a los directores ciudadanos a través del voto y los demás por sus instituciones u organizaciones, quienes durarán en sus funciones dos años computables a partir de la fecha de su posesión. El presidente nato del directorio es el alcalde.

Actualmente el directorio según la norma del estatuto debe realizar 5 sesiones por mes, 4 ordinarias y 1 extraordinaria, percibiendo una dieta de 400 bolivianos por sesión.

### 1.3.- CONTEXTO ACTUAL DE LOS SISTEMAS DE ALCANTARILLADO EN BOLIVIA

#### 1.3.1.- SITUACIÓN DEL SECTOR EN CIUDADES CAPITALES DE DEPARTAMENTO Y CIUDADES INTERMEDIAS

**Agua Potable.-** en las ciudades capitales de departamento, alcanza como promedio un 86.49%, los cuales presentan agua potable por cañería, pero no necesariamente recibe agua todos los días. La calidad del agua es otro componente de la cobertura y en muchas de nuestras ciudades, el mejoramiento de la cobertura a la demanda de agua potable en las ciudades capitales representa aún un reto difícil de vencer.

**Alcantarillado.-** es obviamente más deficiente en cuanto a la cobertura por su costo, 48.36% presentan alcantarillado. En cuanto hace al tratamiento de las aguas servidas, Santa Cruz, Cochabamba, Tarija, Oruro, Trinidad y El Alto cuentan con sistemas de tratamientos normalmente por lagunas de estabilización. Pero los que son vertidos al río sin ningún tratamiento, contaminan los afluentes y son causa probable de enfermedades.

#### 1.3.2.- SITUACIÓN DEL SECTOR EN EL ÁREA RURAL

**Agua Potable.-** En la zona rural, 27.97% tienen distribución por cañerías, el estándar de servicio, viene de acuerdo a la capacidad económica de los usuarios. El programa en sí obliga a la contribución de los comunarios en un porcentaje que alcanza hasta el 5% de la inversión total, implica el funcionamiento de comités de agua que se encargan de cobrar una tarifa.

**Alcantarillado.-** La cobertura en saneamiento en el área rural es de 2.05%, como se ve, el tema de alcantarillado sanitario en las áreas rurales es muy deficiente a comparación de la urbana, el área rural es el paso a vencer importante para el Ingeniero Civil.

#### 1.3.3.- ESTADÍSTICAS ACTUALES:

**Crecimiento de las viviendas.-** Los datos obtenidos por el INE en el 2001, indican, que el 74.59% son casas, 3.97% son departamentos, 21.25% habitaciones unipersonales y 0.19 viviendas improvisadas, los esfuerzos se dirigieron a la calidad de los servicios, más viviendas tienen agua por cañería y servicios sanitarios. Pero, el aumento de la cobertura de los servicios no pudo compensar el aumento de las viviendas.

**TABLA 1.1.- NUMERO DE VIVIENDAS POR DEPARTAMENTO**

CARTOGRÁFICO	DESCRIPCIÓN	Nº DE HABITANTES	HOMBRES	MUJERES	Nº DE VIVIENDAS
0	Bolivia	8274325	4123850	4150475	2290414
1	Chuquisaca	531522	260604	270918	141735
2	La Paz	2350466	1165129	1185337	723802
3	Cochabamba	1455711	719153	736558	419082
4	Oruro	39187	195049	196821	128513
5	Potosí	709013	34555	363463	220761
6	Tarija	391226	195305	195921	99121
7	Santa Cruz	2029471	1025222	1004249	474228
8	Beni	362521	188898	173623	71016
9	Pando	52525	2894	23585	12156

Fuente: INE

**Cobertura Urbana y Rural.-** Las viviendas rurales tienen muy deficiente accesibilidad al servicio de alcantarillado ó de saneamiento. Por información del INE, estadísticas del año 2001, en el área urbana 86.49% tienen agua por cañería y en el área rural solo el 27.97%. Con referencia al alcantarillado, en el área urbana 48.36% tienen accesibilidad a este servicio básico con control para el tratamiento de aguas negras y en el área rural 2.05%.

**Poblaciones con más y menos de 5.000 habitantes.-** Es muy importante la división en poblaciones con concentraciones (más de) + 5.000 y (menos de) 5.000 habitantes, la tabla 2, nos muestra los programas de inversión en los sistemas de agua, de alcantarillado, de saneamiento y de basuras.

**TABLA 1.2.- PROGRAMAS DE INVERSIÓN  
DE LOS SERVICIOS BÁSICOS**

<b>Más de 5000 habitantes</b>	<b>Menos de 5000 habitantes</b>
75 % viviendas con conexiones domiciliarias de agua	48 % contaban con viviendas
38 % con alcantarillado sanitario	22 % viviendas servidas por conexiones domiciliarias
13% con cámaras sépticas	70 % carecía de servicio de abastecimiento de agua
36% carecía de servicio	5 % alcantarillado o cámara séptica
10% no tenía acceso a los servicios	80 % no tenía acceso a los servicios

Fuente: Viceministerio de Servicios Básicos

Tomando las cifras del Censo de Población y Vivienda vigente, para el caso de proyectos mancomunados, los que deben ser preparados, ejecutados y operados por las mancomunidades, y cumplir los criterios de elegibilidad correspondientes, se establecen las siguientes tasas de contraparte:

- 25% de la definida para el sector, para aquellos municipios mancomunados con población menor o igual a 5.000 habitantes.
- 75% de la definida para el sector, para aquellos municipios mancomunados con población mayor a 5.000 habitantes.

En caso que en el proyecto mancomunado participen a la vez municipios con poblaciones mayores y menores a 5,000 habitantes, se establecen las siguientes tasas de contraparte:

- 25% de la definida para el sector, para el municipio con población menor o igual 5,000 habitantes.
- 50% de la definida para el sector, para el municipio con población mayor a 5,000 habitantes.

El gobierno ha lanzado un Reglamento para Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento para ciudades menores a 5000 habitantes en Noviembre de 1996.

**Salud.-** está aun basada en gran medida en el saneamiento básico como el elemento preventivo, en contraste con países de gran desarrollo, donde las mejoras en este rubro consisten simplemente en mejoras a la calidad como la floración del agua y otros, la implementación de Programas de Agua y saneamiento.

### 1.3.4.- SITUACIÓN ESTADÍSTICA EN BOLIVIA

La situación actual en Bolivia tiene que estar regida por las Normas de saneamiento, viendo el aspecto legal, estas actividades tienen características que inciden sobre el bienestar general, la salud pública, la seguridad colectiva, etc. Que se traduce en regulaciones de la calidad del servicio, las obligaciones de las empresas encargadas del servicio, incluye proveer agua en cantidad suficiente y adecuada, con continuidad y presión requerida, cuidando que las conexiones a su cargo se mantengan operativas. El tratamiento a las mismas está contenido en los reglamentos de la Ley 1333. En las tablas siguientes se muestran datos sobre los servicios de agua potable distribuidos en Bolivia:

**TABLA 1.3.- SERVICIO DE AGUA POTABLE EN BOLIVIA**

ÁREA, PROCEDENCIA Y DISTRIB. DEL AGUA	TOTAL		ÁREA URBANA		ÁREA RURAL	
	1992	2001	1992	2001	1992	2001
<b>PROCEDENCIA DE AGUA</b>						
<b>TOTAL</b>	<b>1444917</b>	<b>1977665</b>	<b>806815</b>	<b>1210962</b>	<b>638002</b>	<b>766703</b>
Cañería de red	47.14 %	62.27 %	72.27 %	82.93 %	14.63 %	29.63 %
Pileta pública	8.16 %	7.44 %	9.34 %	5.33 %	6.67 %	10.78 %
Carro repartidor (aguatero)	3.06 %	2.06 %	4.62 %	3.15 %	1.08 %	0.34 %
Pozo o noria con bomba	20.41 %	3.50 %	9.23 %	1.93 %	34.54 %	5.99 %
Pozo o noria sin bomba	0 %	10.64 %	0 %	3.45 %	0 %	22.00 %
Río, vertiente, acequia	19.01 %	11.29 %	1.78 %	0.93 %	40.80 %	27.65 %
Lago, laguna o curiche	0 %	0.86 %	0 %	0.10 %	0 %	2.07 %
Otro	2.22 %	1.93 %	2.18 %	2.18 %	2.28 %	1.54 %

Fuente: INE

Referente al alcantarillado del alcantarillado en Bolivia, INE nos muestra las siguientes tablas:

**TABLA 1.4.- DISPONIBILIDAD DEL ALCANTARILLADO EN BOLIVIA POR DEPARTAMENTOS**

ÁREA, DISPONIBILIDAD, USO Y DESAGUE DEL BAÑO	TOTAL	SUCRE	LA PAZ	CBBA	ORURO	POTOSÍ	TARIJA	STA. CRUZ	BENI	PANDO
<b>DISPONIBILIDAD</b>										
<b>TOTAL</b>	<b>1977665</b>	<b>118918</b>	<b>630072</b>	<b>352411</b>	<b>104123</b>	<b>180323</b>	<b>87157</b>	<b>428653</b>	<b>65481</b>	<b>10527</b>
Si tiene	63.2%	47.0%	56.98 %	66.72 %	37.91%	34.38%	73.52%	87.35%	82.03%	72.44%
No tiene	36.72%	52.92%	43.02 %	33.28 %	62.09%	65.62%	26.48%	12.65%	17.97%	27.56%
<b>ÁREA URBANA</b>	<b>1210962</b>	<b>50517</b>	<b>398884</b>	<b>201445</b>	<b>58651</b>	<b>59374</b>	<b>57429</b>	<b>334458</b>	<b>45613</b>	<b>4591</b>
Si tiene	82.36 %	82.50%	72.63 %	86.36 %	58.64%	73.22%	90.98%	94.55%	90.91%	90.7 %
No tiene	17.64 %	17.50%	27.37 %	13.64 %	41.36%	26.78%	9.02 %	5.45 %	9.09 %	9.3 %
<b>ÁREA RURAL</b>	<b>766703</b>	<b>68401</b>	<b>231188</b>	<b>150966</b>	<b>45472</b>	<b>120949</b>	<b>29728</b>	<b>94195</b>	<b>19868</b>	<b>5936</b>
Si tiene	33.14 %	20.92%	29.96 %	40.51 %	11.18%	15.32 %	39.98%	61.77%	61.64%	58.32%
No tiene	66.86 %	79.08%	70.04 %	59.49 %	88.82%	84.68%	60.02%	38.36%	38.36%	41.68%

Fuente: INE

**TABLA 1.5.- USO DEL ALCANTARILLADO EN BOLIVIA  
POR DEPARTAMENTOS**

ÁREA, DISPONIBILIDAD, USO Y DESAGUE DEL BAÑO	TOTAL	SUCRE	LA PAZ	CBBA	ORURO	POTOSÍ	TARIJA	STA. CRUZ	BENI	PANDO
<b>USO</b>										
<b>TOTAL</b>	<b>1977665</b>	<b>118918</b>	<b>630072</b>	<b>352411</b>	<b>104123</b>	<b>180323</b>	<b>87157</b>	<b>428653</b>	<b>65481</b>	<b>10527</b>
Privado	43.44 %	30.04%	39.19 %	48.66 %	24.51%	20.99 %	47.65%	59.3%	61.23%	52.07 %
compartido	19.84 %	17.04%	17.78 %	18.06 %	13.41%	13.39 %	25.94%	27.9%	20.80%	20.38 %
No tiene baño	36.72 %	52.92%	43.02 %	33.28 %	62.09%	65.62 %	26.42%	12.65%	17.97%	27.56 %
<b>ÁREA URBANA</b>	<b>1210962</b>	<b>50517</b>	<b>398884</b>	<b>201445</b>	<b>58651</b>	<b>59374</b>	<b>57429</b>	<b>334458</b>	<b>45613</b>	<b>4591</b>
Privado	52.89 %	46.86%	46.78 %	58.02 %	36.85%	39.40 %	54.16%	61.15%	65.52%	62.84%
Compartido	29.47 %	35.64%	25.85 %	28.34 %	21.79%	33.82 %	36.82%	33.41%	25.39%	27.86 %
No tiene baño	17.64 %	17.50%	27.37 %	13.64 %	41.36%	26.78 %	9.02 %	5.45 %	9.09 %	9.30 %
<b>ÁREA RURAL</b>	<b>766703</b>	<b>68401</b>	<b>231188</b>	<b>150966</b>	<b>45472</b>	<b>120949</b>	<b>29728</b>	<b>94195</b>	<b>19868</b>	<b>5936</b>
Privado	28.51 %	17.61%	26.10 %	36.17 %	8.59 %	11.96 %	35.07%	53.11%	51.36%	43.73 %
Compartido	4.63 %	3.31 %	3.86 %	4.35 %	2.59 %	3.36 %	4.91 %	8.66 %	10.28%	14.59 %
No tiene baño	66.86 %	79.08%	70.04 %	59.49 %	88.82%	84.68 %	60.02%	38.23%	38.36%	41.68 %

Fuente: INE

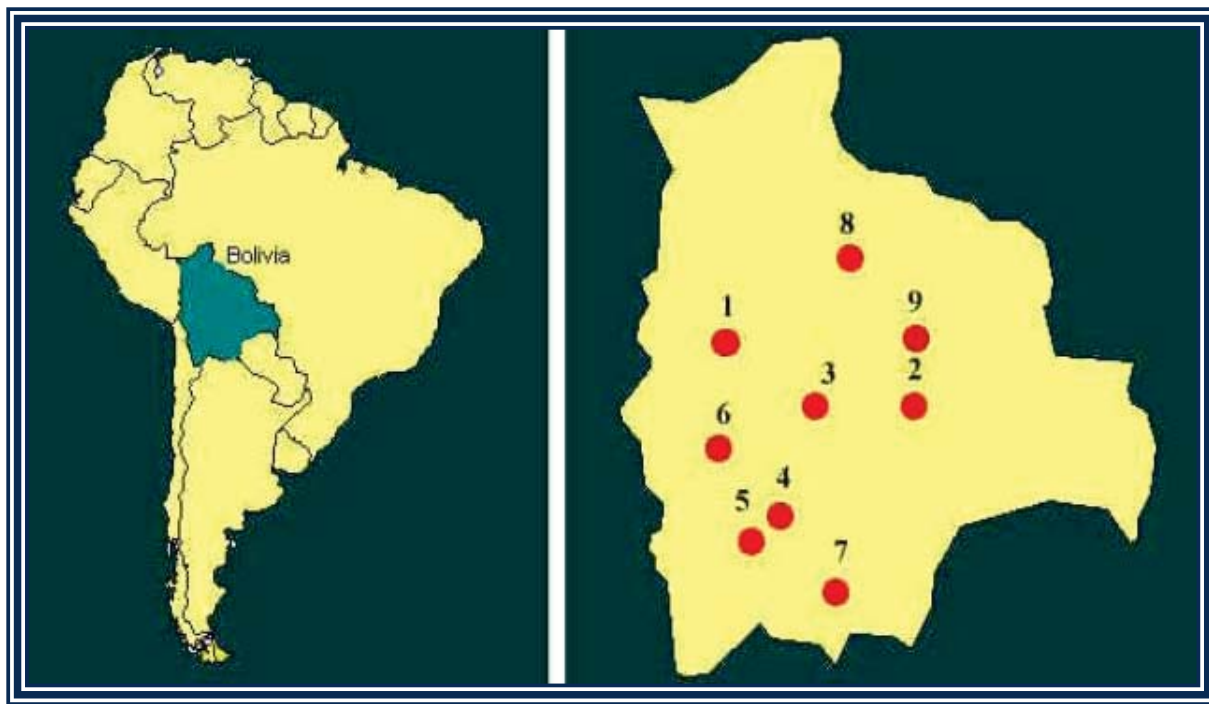
**TABLA 1.6.- DESAGUE DEL ALCANTARILLADO EN BOLIVIA  
POR DEPARTAMENTOS**

ÁREA, DISPONIBILIDAD, USO Y DESAGUE DEL BAÑO	TOTAL	SUCRE	LA PAZ	CBBA	ORURO	POTOSÍ	TARIJA	STA. CRUZ	BENI	PANDO
<b>DESAGUE</b>										
<b>TOTAL</b>	<b>1977665</b>	<b>118918</b>	<b>630072</b>	<b>352411</b>	<b>104123</b>	<b>180323</b>	<b>87157</b>	<b>428653</b>	<b>65481</b>	<b>10527</b>
Alcantarillado	30.01 %	34.08%	39.78 %	32.80 %	29.34%	23.46 %	44.81%	17.20 %	1.22 %	2.18 %
Cámara	8.86 %	2.17 %	2.13 %	8.17 %	2.19 %	1.43 %	6.66 %	24.30 %	21.75%	12.53 %
séptica	22.86 %	9.14 %	13.95 %	24.93 %	5.55 %	8.48 %	20.95%	43.22 %	54.20%	50.54 %
Pozo ciego	1.56 %	1.69 %	1.12 %	0.82 %	0.83 %	1.01 %	1.17 %	2.63 %	4.86 %	7.19 %
Superficie	36.72 %	52.92%	43.02 %	33.28 %	62.09%	65.62 %	26.42%	12.65 %	17.97%	27.56 %
No tiene baño										
<b>ÁREA URBANA</b>	<b>1210962</b>	<b>50517</b>	<b>398884</b>	<b>201445</b>	<b>58651</b>	<b>59374</b>	<b>57429</b>	<b>334458</b>	<b>45613</b>	<b>4591</b>
Alcantarillado	48.03 %	76.34%	62.10 %	56.05 %	51.23%	67.26 %	66.79%	21.85%	1.64 %	4.90 %
Cámara	12.21 %	0.97 %	1.91 %	10.93 %	3.08 %	1.15 %	4.17 %	29.27 %	30.05%	26.27 %
séptica	20.46 %	1.96 %	7.57 %	18.82 %	3.52 %	3.17 %	18.82%	41.08%	53.44%	46.98 %
Pozo ciego	1.67 %	3.24 %	1.06 %	0.55 %	0.82 %	1.64 %	1.20 %	2.35 %	5.78 %	12.55 %
Superficie	17.64 %	17.50%	27.37 %	13.64 %	41.36%	26.78 %	9.02 %	5.45 %	9.09 %	9.30 %
No tiene baño										
<b>ÁREA RURAL</b>	<b>766703</b>	<b>68401</b>	<b>231188</b>	<b>150966</b>	<b>45472</b>	<b>120949</b>	<b>29728</b>	<b>94195</b>	<b>19868</b>	<b>5936</b>
Alcantarillado	1.54 %	2.87 %	1.27 %	1.76 %	1.11 %	1.96 %	2.33 %	0.66 %	0.25 %	0.08 %
Cámara	3.57 %	3.06 %	2.50 %	4.49 %	1.05 %	1.57 %	11.47%	6.67 %	2.69 %	1.90%
séptica	26.64 %	14.44%	24.96 %	33.07 %	8.17 %	11.08 %	25.05%	50.83 %	55.93%	53.29 %
Pozo ciego	1.40 %	0.54 %	1.23 %	1.19 %	0.84 %	0.71 %	1.12 %	3.61 %	2.76 %	3.05 %
Superficie	66.86 %	79.08%	70.04 %	59.49 %	88.82%	84.68 %	60.02%	38.23 %	38.36%	41.68 %
No tiene baño										

Fuente: INE

Las empresas de agua potable y saneamiento, inscritas en ANESAPA son las siguientes:

**GRAFICA 1.7.- BOLIVIA, DISTRIBUCIÓN DE LAS EMPRESAS SEGÚN ANESAPA**



Según la grafica anterior:

Potosí → “A.A.P.O.S.”

Oruro → “SELA”

Tarija → “COSAALT”

Trinidad → “COATRI”

La Paz → “SAMAPA”

Santa Cruz → “SAGUAPAC”

Cochabamba → “SEMAPA”

Sucre → “ELAPAS”

Montero → “COSMOL”

Llallagua y las poblaciones de Siglo XX y Cativi → “EPSA SAM Bustillo”

Yacuiba → “EMAPYC”

Camiri, Boyuibe, Lagunillas, Villa Vaca Guzmán, Monteagudo, Villa Montes → “EPSA MANCHACO SAM”

Okinawa → “COSPOK-1 LTDA”

Warnes → “COSEP”

Guarayos → “COSPAS LTDA”

Guayaramerín → “CAPAG”

Para facilitar los datos estadísticos de Bolivia, la tabla siguiente muestra la distribución poblacional e índices de crecimiento, elaborados por el INE:

**TABLA 1.7.- TASA DE CRECIMIENTO DE BOLIVIA**

DEPARTAMENTO	CENSO 2001			TASA ANUAL DE CRECIMIENTO INTERCENSAL 1992-2001 (en porcentaje)		
	Población total	Área Urbana	Área rural	Total	Área Urbana	Área rural
<b>TOTAL</b>	<b>8274325</b>	<b>5165230</b>	<b>3109095</b>	<b>2.74</b>	<b>3.62</b>	<b>1.42</b>
Chuquisaca	531522	218126	313396	1.71	4.23	0.25
La Paz	2350466	1552146	79832	2.29	2.84	1.31
Cochabamba	1455711	856409	599302	2.93	4.21	1.33
Oruro	391.87	23611	15576	1.53	0.66	2.99
Potosí	709013	239083	46993	1.01	1.06	0.98
Tarija	391226	247736	14349	3.18	4.76	0.9
Santa Cruz	2029471	1545648	483823	4.29	4.9	2.55
Beni	362521	249152	113369	2.94	3.35	2.09
Pando	52525	2082	31705	3.48	7.92	1.32

Fuente: INE

La siguiente tabla, muestra, El valor del consumo diario de agua por habitante, conocido como la dotación por habitante, que dependerá del nivel socio económico de la población asentada en la zona:

**TABLA 1.8.- CONSUMO DIARIO DE AGUA**

Nivel Socio-económico (estrato)	Consumo por Habitante (l/hab./día)
Bajo	200
Media	240
Alto	320

Fuente: NB 689

### 1.3.5.- ACCESO A LOS SERVICIOS BÁSICOS POR MUNICIPIOS DE LA CIUDAD DE COCHABAMBA

El acceso a los servicios básicos como agua potable, acceso a baño o letrina, desagüe sanitario y la población actual, del departamento de Cochabamba dividido por municipios, se muestra a continuación:

TABLA 1.9.- MUNICIPIOS DEL DEPARTAMENTO DE COCHABAMBA

DEPARTAMENTO, PROVINCIA Y MUNICIPIO	POBLACIÓN	TOTAL HOGARES	Se abastecen de agua por cañería de red (%)	Tienen baño, wáter o letrina (%)	Tienen baño y Alcantarillado (%)
<b>BOLIVIA</b>	<b>9427219</b>	<b>1977665</b>	<b>62.27</b>	<b>63.28</b>	<b>47.42</b>
<b>COCHABAMBA</b>	<b>1671860</b>	<b>352411</b>	<b>53.89</b>	<b>66.72</b>	<b>49.16</b>
<b>CERCADO</b>	<b>578219</b>	<b>123477</b>	<b>69.51</b>	<b>89.68</b>	<b>73.65</b>
Cochabamba	578219	123477	69.51	89.68	73.65
<b>N. CAMPERO</b>	<b>40986</b>	<b>8611</b>	<b>45.80</b>	<b>32.70</b>	<b>40.87</b>
Aiquile	29556	6118	44.64	32.40	58.07
Pasorapa	4686	1099	49.95	38.58	0.00
Omereque	6744	1394	47.63	29.41	0.00
<b>AYOPAYA</b>	<b>65104</b>	<b>14144</b>	<b>18.76</b>	<b>21.00</b>	<b>10.24</b>
Ayopaya	26467	6398	14.46	8.42	39.15
Morochata	38637	7746	22.32	31.38	3.83
<b>ESTEBAN ARCE</b>	<b>3374</b>	<b>8623</b>	<b>50.95</b>	<b>39.55</b>	<b>19.15</b>
Tarata	9051	2246	65.23	41.50	47.10
Anzaldo	9064	265	35.02	18.79	38.15
Arbieto	10375	2538	58.04	67.53	1.34
Sacabamba	5250	1189	44.32	22.37	0.38
<b>ARANI</b>	<b>25009</b>	<b>6290</b>	<b>46.68</b>	<b>33.35</b>	<b>25.02</b>
Arani	11066	3081	62.12	44.37	34.38
Vacas	13943	3209	31.85	22.78	7.52
<b>ARQUE</b>	<b>26564</b>	<b>6117</b>	<b>21.43</b>	<b>12.08</b>	<b>4.47</b>
Arque	12993	2904	8.88	7.02	10.29
Tacopaya	13571	3213	32.77	16.65	2.24
<b>CAPINOTA</b>	<b>26725</b>	<b>6683</b>	<b>58.18</b>	<b>40.97</b>	<b>15.27</b>
Capinota	17885	4283	63.13	45.37	12.76
Santibáñez	6622	1780	53.15	37.64	25.37
Sicaya	2218	620	38.39	20.16	0.00
<b>G. JORDÁN</b>	<b>34,426</b>	<b>7,635</b>	<b>57.55</b>	<b>59.02</b>	<b>24.55</b>
Cliza	21,482	4,824	68.68	66.58	26.37
Toco	6,606	1,731	40.09	33.10	14.31
Tolata	6,338	1,08	35.83	66.76	24.55
<b>QUILLACOLLO</b>	<b>313,204</b>	<b>56,491</b>	<b>64.76</b>	<b>75.94</b>	<b>34.76</b>
Quillacollo	124,374	23,734	69.40	82.19	60.05
Sipe Sipe	37,978	7,647	55.28	54.98	10.85
Tiquipaya	58,095	8,216	64.74	76.17	13.76
Vinto	37,794	7,399	47.26	60.79	3.76
Colcapirhua	54,963	9,495	74.45	88.78	20.31
<b>CHAPARE</b>	<b>221,119</b>	<b>46,274</b>	<b>43.46</b>	<b>71.23</b>	<b>30.57</b>
Sacaba	146,508	27,384	55.59	70.91	44.76
Colomi	17,646	3,685	55.52	60.71	23.78
Villa Tunari	56,965	15,205	18.68	74.36	7.53
<b>TAPACARÍ</b>	<b>29,937</b>	<b>6,616</b>	<b>9.36</b>	<b>7.65</b>	<b>6.32</b>
Tapacarí	29,937	6,616	9.36	7.65	6.32
<b>CARRASCO</b>	<b>139,917</b>	<b>29,175</b>	<b>29.05</b>	<b>55.53</b>	<b>7.51</b>
Totora	12,555	3,195	25.73	21.38	32.36
Pojo	46,175	8,459	27.79	54.26	2.59
Pocona	13,784	3,342	41.77	36.74	2.77
Chimoré	19,456	3,722	26.76	73.32	2.16
Puerto Villarroel	47,947	10,457	27.84	66.65	11.23
<b>MIZQUE</b>	<b>41,062</b>	<b>8,619</b>	<b>30.37</b>	<b>11.10</b>	<b>43.47</b>
Mizque	30,481	6,345	29.08	11.96	54.41
Vila Vila	4,863	1,221	33.09	4.34	3.77
Alalay	5,718	1,053	35.04	13.77	0.69
<b>PUNATA</b>	<b>48,864</b>	<b>12,266</b>	<b>61.45</b>	<b>54.76</b>	<b>33.60</b>
Punata	26,075	6,713	66.53	63.44	46.00
Villa Rivero	5,896	1,564	47.83	30.82	18.67
San Benito	13,134	3,174	62.73	60.49	10.83
Tacachi	1,893	349	33.52	8.60	0.00
Cuchumuela	1,866	466	46.35	5.58	0.00
<b>BOLÍVAR</b>	<b>9,563</b>	<b>2,377</b>	<b>33.82</b>	<b>9.80</b>	<b>0.43</b>
Bolívar	9,563	2,377	33.82	9.80	0.43
<b>TIRAQUE</b>	<b>37,421</b>	<b>9,013</b>	<b>42.33</b>	<b>51.40</b>	<b>19.81</b>
Tiraque	37,421	9,013	42.33	51.40	19.81

Fuente: INE



## 1.4.- REGULACIONES DE LA NORMA BOLIVIANA NB 688

El Gobierno, desde 1997 impulsó la privatización del servicio de agua potable en las ciudades de La Paz y El Alto, medida que se aplicó en 1999 en la ciudad de Cochabamba. Asimismo se aprobó la Ley de Agua Potable y Alcantarillado Sanitario (Ley 2029) que fue modificada posteriormente a través de la Ley 2066, que implantó una política de concesiones para empresas privadas con beneficios tales como tarifas indexadas al dólar, monopolio por 40 años, prohibición de servicios alternativos y un marco regulatorio basado en la figura de la Superintendencia (autoridad unipersonal sin mecanismos claros de control y evaluación de sus funciones por parte de la sociedad y del poder ejecutivo). El impacto de las medidas de privatización sobre el patrimonio social y público del país y sobre los derechos de gestión de las comunidades campesinas, indígenas y originarias, obligó a la población a defender sus derechos sobre las fuentes de agua que usaba tradicionalmente. Esta defensa se hizo realidad con movilizaciones, paros cívicos y otros enfrentamientos contra el gobierno de turno.

El problema que enfrenta el sector es la contaminación, que afecta a la salud por la falta de recolección, disposición adecuada de los residuos sólidos y tratamiento de aguas residuales, la contaminación de los cuerpos receptores en el país aún no es analizada como una externalidad negativa, no obstante disminuye la calidad de vida de toda la población que utiliza las fuentes de agua para su consumo o para la producción y afecta también a los ecosistemas acuáticos. La contaminación de las aguas ocasiona los mayores problemas de salud en la población boliviana, se calcula que el 80 por ciento de las enfermedades en el país tienen origen hídrico, las diarreas infantiles son la principal causa de mortalidad. Bolivia ha sido un país tradicionalmente minero, por las características de esta actividad, es altamente contaminante. La actividad minera consume alrededor de 32 millones de metros cúbicos de agua por año, evacuando 4 millones de metros cúbicos de drenaje ácido. Las aguas residuales domésticas recolectadas y no tratadas antes de su disposición final o reutilización, representan serios riesgos para la salud y el medio ambiente. En la actualidad, la cobertura de tratamiento es de aproximadamente un 20 por ciento. La falta de tratamiento de aguas servidas, genera cargas de sólidos, lo cual produce impactos de contaminación graves, afectando cuencas enteras.

La elaboración de regulaciones para Sistemas de Alcantarillado y Tratamiento de Aguas Residuales, queda estipulada en la Norma Boliviana NB-688, constituye uno de los instrumentos normativos más importantes para lograr los objetivos y metas planteadas en el aspecto institucional dentro del marco de las políticas del Plan Nacional de Saneamiento Básico.

El uso de la Norma, tiene como objetivo fundamental regular y ordenar el diseño y consecuentemente la construcción de los sistemas de alcantarillado, mejorando las condiciones de vida y salud de Bolivia. Por tanto la Norma establece las condiciones a cumplir en el estudio y concepción de los sistemas de alcantarillado Sanitario y Pluvial, con el objeto de guiar a los proyectistas en todo lo referente al diseño, planificación y ejecución de los componentes de los sistemas de alcantarillado. Además el uso de la Norma conlleva a una optimización de los parámetros y demás elementos de diseño, de tal manera que constituye una minimización de costos de construcción, calidad de materiales, etc.

El presente texto, se encuentra elaborada siguiendo los puntos de diseño, y métodos constructivos. Estipulada en la Norma Boliviana NB-688 (2007).

## 1.5.- LEY DE MEDIO AMBIENTE (LEY 1333)

En el diseño de alcantarillados, se deben analizar la prefactibilidad, factibilidad y diseño final. Dentro el desarrollo de estos análisis debe incluir la ficha ambiental, el estudio de evaluación de

impacto ambiental (EEIA) y la declaratoria de impacto ambiental (DIA). Estos puntos mencionados anteriormente están regidos por Ley. Estipuladas en la Ley 1333.

La presente Ley tiene por objeto la protección y conservación del medio ambiente y los recursos naturales, regulando las acciones del hombre con relación a la naturaleza y promoviendo el desarrollo sostenible con la finalidad de mejorar la calidad de vida de la población.

Las obras, proyectos y actividades que estén descargando o planeen descargar aguas residuales a los colectores del alcantarillado sanitario de los servicios de Abastecimiento de agua Potable y alcantarillado; no requieren permiso de descarga ni la presentación del informe de caracterización, en las siguientes situaciones:

- Las obras, proyectos o actividades en proceso de operación o implementación deberán incluir, en el MA (manifiesto ambiental) fotocopia legalizada del contrato de descarga a los colectores sanitarios suscrito con los Servicios de Abastecimiento de Agua Potable y Alcantarillado.
- Las obras, proyectos o actividades que planeen descargar sus aguas residuales en el alcantarillado sanitario de un Servicio de Abastecimiento de Agua Potable y Alcantarillado deberán incluir en su EEIA, en lo que fuese aplicable, la reglamentación de descarga vigente en la ciudad donde están ubicados.

Las descargas de aguas residuales crudas o tratadas a los colectores de alcantarillado sanitario, no deben interferir en los procesos de tratamiento de la planta, ni que perjudiquen a los colectores sanitarios. Los criterios a aplicar en cuanto al límite de calidad de las descargas están detallados en el Artículo 23 del reglamento en Materia de contaminación Hídrica.

Se prohíbe toda conexión cruzada, por lo que es sistemas de alcantarillado separado queda prohibida toda descarga de aguas residuales, crudas o tratadas, en forma directa o indirecta a los colectores del alcantarillado pluvial, y a su vez no se permite la descarga e aguas pluviales provenientes de techos y/o patios, en forma directa o indirecta, a los colectores del alcantarillado sanitario.

Una de las propuestas de ajuste normativos en la presente Ley es, Exigir el cumplimiento de la Ley del Medio Ambiente para garantizar la sustentabilidad de los procesos productivos. El Diálogo Nacional recomienda la conformación de una Comisión para sentar las bases para una Política para la Biodiversidad. Modificar la Ley 1333, Establecer responsabilidades de las ciudades, por contaminación de ríos con aguas servidas. Definir competencias regionales para la gestión ambiental, la biodiversidad y el biocomercio respetando usos y costumbres de pueblos indígenas y originarios y de comunidades campesinas, generando condiciones de acceso a materia prima por parte de productores.

La Ley 1333, debe ser respetada, antes del planteamiento de la obra de Alcantarillado Sanitario y Pluvial. El estudio debe estar estipulado en el proyecto, respetando el medio ambiente y sin hacer cambios bruscos a nuestro hábitat, sin producir alteraciones, contaminación, etc.

## 1.6.- IMPORTANCIA DEL INGENIERO SANITARIO

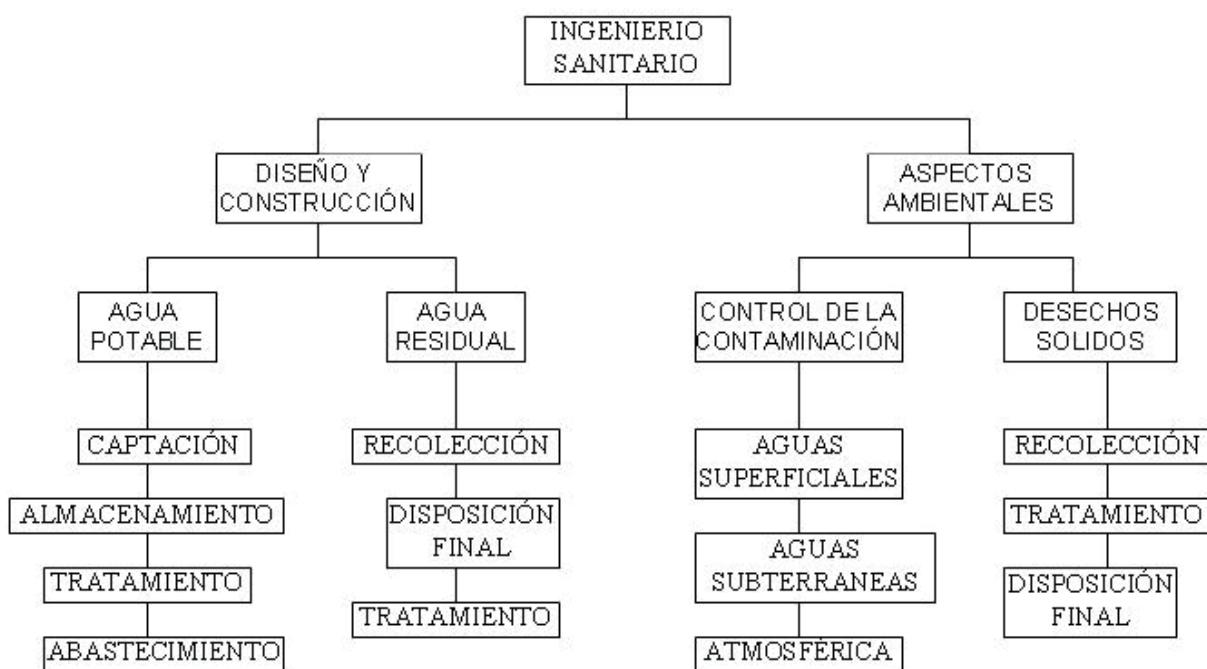
Dentro el desarrollo de la labor del ingeniero sanitario, está el de minimizar los impactos más desfavorables sobre el ambiente y sobre los humanos, siguiendo la Ley 1333. En la práctica, la ingeniería sanitaria comprende el diseño, construcción, operación de los sistemas de tratamiento, abastecimiento de agua potable, la recolección, tratamiento y disposición de aguas residuales.

Su experiencia incluye estudios, informes, diseños, revisiones, administración, operación e investigación de obras desarrolladas para proteger y promover la salud pública y mejorar el ambiente.

Se ocupan también de la investigación en las ciencias pertinentes a la ingeniería y ciencias relacionadas con ella como la química, física y la microbiología, para lograr los objetivos de proteger la salud pública y el control del ambiente.

También analizan otras tareas relacionadas con el ambiente como ser el control de la contaminación atmosférica, las limitaciones en la exposición a la radiación con otros factores ambientales que afectan la salud, comodidad, seguridad y bienestar del pueblo. Todos estos puntos se encuentran planteadas en los gráficos secuenciales de trabajo del Ingeniero Sanitario.

**GRAFICA 1.8.- LABOR DEL INGENIERO SANITARIO**



## CAPITULO II

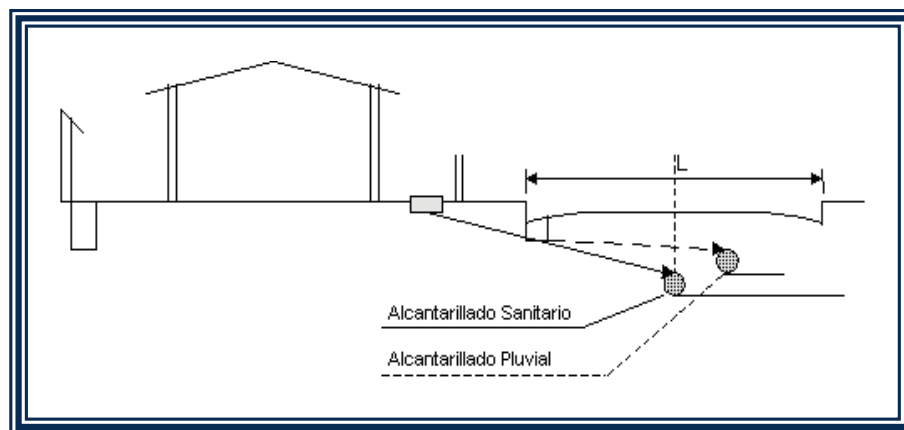
### ESTUDIOS PRELIMINARES

#### 2.1.- INTRODUCCIÓN

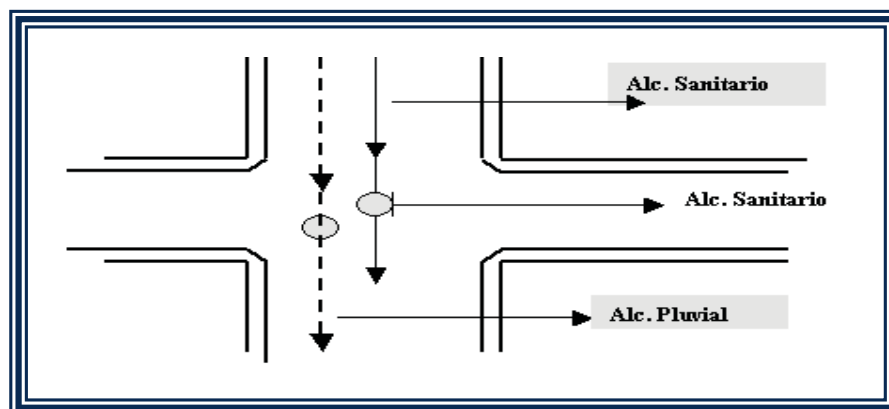
Se define estudios preliminares, como, los trabajos previos al diseño y construcción de una obra de Alcantarillado Sanitario, condominial y pluvial. Es decir los datos para el diseño de la obra.

A continuación se detallan, las graficas que representan esquemas relacionados a la distribución de tuberías en las calles. Los componentes de un sistema de evacuación de aguas servidas y aguas pluviales, en este grafico se muestran como tienen que estar colocados las tuberías; la tubería de alcantarillado sanitario se encuentra por debajo de alcantarillado pluvial por que la tubería de alcantarillado sanitario tiene mayor diámetro que la tubería de alcantarillado pluvial esta es la razón principal, otro detalle del grafico que la tubería de alcantarillado sanitario va al medio de la calle mientras que la tubería de alcantarillado pluvial esta distanciado a una cierta distancia del medio de la calle. A continuación se muestran a continuación en la grafica 2.1 y la grafica 2.2.

**GRAFICA 2.1.- VISTA DE PERFIL “SISTEMA DE ALCANTARILLADO”**

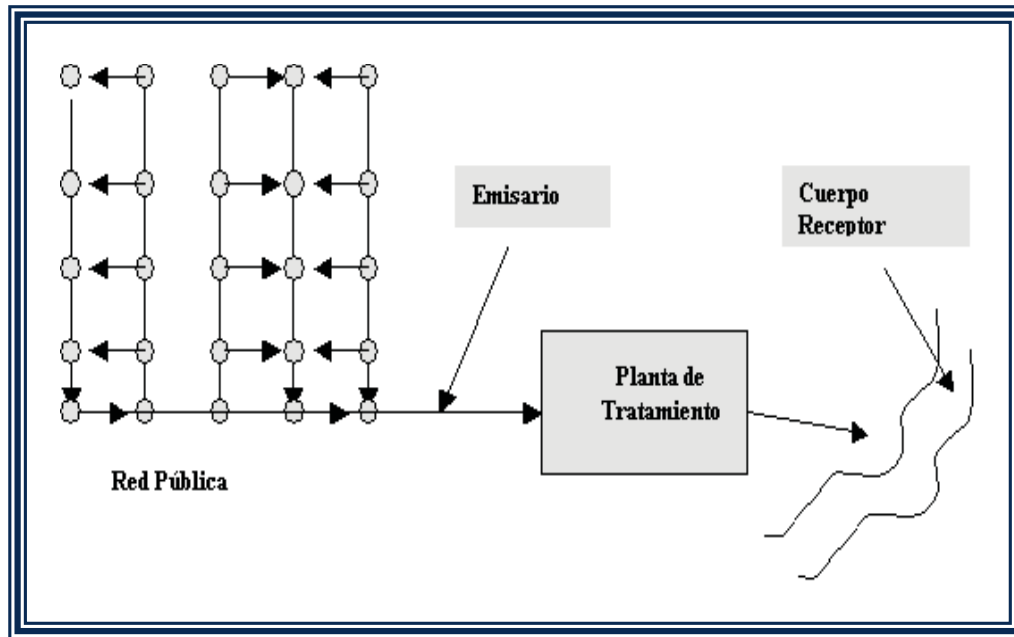


**GRAFICA 2.2.- VISTA EN PLANTA “SISTEMA DE ALCANTARILLADO”**



Un esquema global de esta distribución, se muestra a continuación, contando con la red completa de alcantarillado (red pública), para la evacuación de las aguas servidas y pluviales, planta de tratamiento y el cuerpo receptor, en este caso un río, donde serán evacuadas las aguas tratadas.

**GRAFICA 2.3.- ESQUEMA GLOBAL  
“EVACUACIÓN DE AGUAS SERVIDAS Y PLUVIALES”**



La recolección de datos, es una parte de los estudios preliminares, que abarcan cuatro aspectos importantes, presentes en todo proyecto de alcantarillado sanitario y pluvial. Los cuales son:

1.- Los que permiten fijar la magnitud de la deficiencia o requerimientos del sistema, como son:

- Tasas de morbilidad.
- Mortalidad infantil.
- Área servida.
- Población servida.

2.- Los que permiten apreciar la magnitud del sistema, como son:

- Población actual y futura.
- Caudales esperados.
- Caracterización de las descargas.

3.- Los datos correspondientes a las características de la zona, como son:

- Topografía.
- Geología.
- Cursos de agua.
- Áreas disponibles.

4.- Datos complementarios, como son:

- Capacidad de pago de la población.
- Salario mínimo.
- Número de conexiones de agua existentes.
- Materiales de construcción existentes.

## 2.2.- PERIODO DE DISEÑO

El periodo de diseño es el tiempo durante el cual servirán eficientemente las obras del sistema.

**Tabla 2.1.- Periodo de diseño (años)**

Componentes del sistema	Población < 20000 hab.	Población > 20000 hab.
Interceptores y emisarios	20	30
Plantas de tratamiento	15 a 20	20 a 30
Estaciones de bombeo	20	30
Colectores	20	30
<b>Equipamiento:</b>		
Equipos eléctricos	5 a 10	5 a 10
Equipos de combustión interna	5	5

Fuente: NB688

El periodo de diseño podrá ser mayor o menor a los valores detallados en la tabla 2.1, siempre cuando que el proyectista lo justifique.

**Ejemplo.- Para una población actual de 2800 hab. Se pide determinar el periodo de diseño.**

**Datos:**

Proyecto = Alcantarillado Sanitario

$P_o = 2800$  hab.

Para este ejemplo se elige la fila de **Colectores** como la columna de **Pob. < 20000 hab.** Entonces el periodo de diseño será de 20 años.

Por tanto con este periodo de diseño ( $t = 20$  años), se calculara la población futura para dicho proyecto.

## 2.3.- MÉTODOS PARA EL CÁLCULO DE LA POBLACIÓN FUTURA

Para el cálculo de la población futura se podrá utilizar uno de los siguientes métodos de crecimiento, según el tipo de población, dependiendo de las características socio-económicas de la población. Los métodos recomendados por la Norma NB-688, son:

### a) Método aritmético

El método aritmético supone un crecimiento vegetativo balanceado por la mortalidad y la migración.

$$P_f = P_o * \left(1 + \frac{i * t}{100}\right) \quad (2.1)$$

**b) Método geométrico**

El método geométrico es útil en poblaciones que muestren una importante actividad económica, que genera un apreciable desarrollo y que poseen importantes áreas de expansión las cuales pueden ser dotadas de servicios públicos sin mayores dificultades.

$$P_f = P_o * \left(1 + \frac{i}{100}\right)^t \quad (2.2)$$

**c) Método exponencial**

El método exponencial requiere conocer por lo menos tres censos para poder determinar el promedio de la tasa de crecimiento de la población. Se recomienda su aplicación a poblaciones que muestren apreciable desarrollo y poseen áreas de expansión.

$$P_f = P_o * e^{\left(\frac{i*t}{100}\right)} \quad (2.3)$$

**d) Método de la curva logística**

El método de la curva logística admite que el crecimiento de la población obedece a una relación obedece a una relación matemática del tipo curva logística, en el cual la población crece de forma asintótica en función del tiempo para un valor de saturación (L). La curva logística tiene tres tramos distintos: El primero corresponde a un crecimiento acelerado, el segundo a un crecimiento retardado y el último a un crecimiento tendiente a la estabilización. Entre los dos primeros tramos existe un punto de inflexión.

$$P_f = \frac{L}{1+m*e^{(a*t)}} \quad (2.4)$$

Donde:

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

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

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

En las expresiones indicadas anteriormente se tienen:

$P_f$  = Población futura (hab).

$P_o$  = Población inicial (hab).

$t$  = Número de años de estudio o periodo de diseño (años).

$i$  = Índice de crecimiento poblacional anual (%).

$e$  = Base de los logaritmos neperianos.

$L$  = Valor de saturación de la población.

$a, m$  = coeficientes.

$P_0, P_1, P_2$  = población (hab) correspondiente a los tiempos  $t_0, t_1$  y  $t_2 = 2 * t_1$

$t_0, t_1, t_2$  = Tiempo intercensal (años) correspondiente a las poblaciones  $P_0, P_1, P_2$

**Ejemplo.-** Se pide calcular la población futura con el método de la curva logística.

**Datos:**

$$P_0 = 120000 \text{ hab.}$$

$$i = 2.3 \%$$

Tiempo intercensal ( $t_1$ ) = 9 años → El tiempo intercensal proviene de los censos que se realizaron en nuestro país (año 1992 y el año 2001).

$$t = 30 \text{ años}$$

**Solución:**

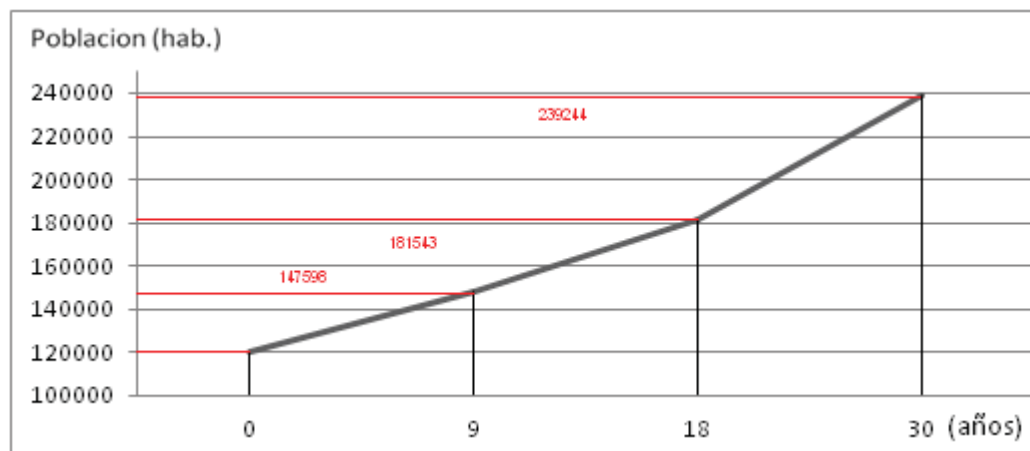
**Paso.-** Calcular las poblaciones  $P_1$  y  $P_2$ . Estas poblaciones se calcularán con el método exponencial.

$$P_1 = P_0 * e^{\left(\frac{i * t_1}{100}\right)} = 120000 * e^{\left(\frac{2.3 * 9}{100}\right)} = 147598 \rightarrow P_1 = 147598 \text{ hab.}$$

$$t_2 = 2 * t_1 = 2 * 9 = 18 \rightarrow t_2 = 18 \text{ años}$$

$$P_2 = P_0 * e^{\left(\frac{i * t_2}{100}\right)} = 120000 * e^{\left(\frac{2.3 * 18}{100}\right)} = 181543 \rightarrow P_2 = 181543 \text{ hab.}$$

**Paso.-** graficar de  $t_0$ ,  $t_1$  y  $t_2$  Vs  $P_0$ ,  $P_1$  y  $P_2$ .



**Paso 3.-** Calcular el valor de saturación de la población y los coeficientes ( $a$ ,  $m$ ).

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

$$L = \frac{2 * 120000 * 147598 * 181543 - 147598^2 * (120000 + 181543)}{120000 * 181543 - 147598^2} = 14397470485 \rightarrow L = 14397470485 \text{ hab.}$$

$$m = \frac{L - P_0}{P_0} = \frac{14397470485 - 120000}{120000} = 119978 \rightarrow m = 119978$$

$$a = \frac{1}{t_1} * \ln \left[ \frac{P_0 * (L - P_1)}{P_1 * (L - P_0)} \right] = \frac{1}{9} * \ln \left[ \frac{120000 * (14397470485 - 147598)}{147598 * (14397470485 - 120000)} \right] = -0.023 \rightarrow a = -0.023$$

**Paso 4.-** calcular la población futura con el método de la curva logística.

$$P_f = \frac{L}{1 + m * e^{(a * t)}} = \frac{14397470485}{1 + 119978 * e^{(-0.023 * 30)}} = 239244 \rightarrow P_f = 239244 \text{ hab.}$$



**Tabla 2.2.- APLICACIÓN DE LOS MÉTODOS DE CÁLCULO PARA LA EVALUACIÓN DE LA POBLACIÓN FUTURA**

Método	Población (hab.)			
	< 2000	2001 a 10000	10001 a 100000	>100000
Aritmético	X	X		
Geométrico	X	X	X	X
Exponencial		(2)	(1)	X
Curva logística				X

(1) = Optativo  
(2) = Sujeto a justificación  
X = Método aplicable para el cálculo.

## 2.4.- PARÁMETROS DE DISEÑO DE PROYECTOS

- Pre-inversión.
- Ejecución y seguimiento.
- Ex – post.

El diagrama ilustra el ciclo de evaluación de inversiones, organizado en un flujo circular con cinco fases principales:

- FASE DE PREINVERSIÓN** (parte superior derecha)
- FASE DE PROMOCIÓN, RESELECCIÓN Y FINANCIAMIENTO** (parte inferior derecha)
- FASE DE EJECUCIÓN Y SEGUIMIENTO** (parte inferior izquierda)
- FASE EX-POST** (parte superior izquierda)

En el centro del ciclo se encuentra un triángulo amarillo que representa la **Evaluación Programa de Inversiones**. Este triángulo está rodeado por un rectángulo gris que divide el proceso en cuatro etapas:

- VIABILIDAD** (parte superior)
- EX ANTE** (parte derecha)
- DURANTE** (parte izquierda)
- DESPUÉS** (parte inferior)

Una flecha azul en la parte inferior del diagrama indica el **DISEÑO FINAL DEL PROYECTO**, que conecta la fase de ejecución y seguimiento con la fase de preinversión.

### 2.4.1.- ETAPA DE PRE-INVERSIÓN: FORMULACIÓN Y EVALUACIÓN

Está comprendida entre el momento en que se tiene la idea del proyecto y la toma de decisión de iniciar la inversión. Consiste en un juego iterativo de preparación y evaluación en el cual se diseña, evalúa, ajusta, rediseña, etc.

La etapa de pre-inversión se compone de cuatro fases: siguientes:

- Identificación
- Perfil
- Pre-factibilidad
- Factibilidad

#### a) Identificación

Se define como el objetivo e idea. Se busca definir los objetivos del proyecto propuesto, de acuerdo con los problemas o necesidades específicos de la comunidad. Está conformada por la idea del proyecto, el diagnóstico de la situación sin proyecto, la optimización de la situación base y la definición de los objetivos del proyecto.

#### b) Perfil

Comprende el planeamiento de alternativas. Esta fase se caracteriza por la formulación de alternativas, con el fin de seleccionar aquellas que luego serán objeto del estudio de prefactibilidad. El planteamiento de alternativas debe ser realizado por la entidad encargada del proyecto. En él, se identifican las opciones que permiten el logro de los objetivos del proyecto, incluyendo las relacionadas con el tamaño, la ubicación, los procesos, las técnicas, la financiación y la fecha de iniciación de cada una de sus fases.

#### c) Pre-factibilidad

Comprende todos los estudios de las alternativas. El objetivo de esta fase consiste en progresar sobre el análisis de las alternativas identificadas, reduciendo la incertidumbre y mejorando la calidad de la información. Se busca seleccionar la alternativa óptima. Aquí se profundizan los estudios de mercado, técnico, legal, administrativo, socio-económico y financiero por las alternativas aprobadas en la fase anterior. A este nivel, el preparador debe procurar homogeneidad en los estudios de todas las alternativas, evitando concentrarse en la que él considere mejor.

#### d) Factibilidad.-

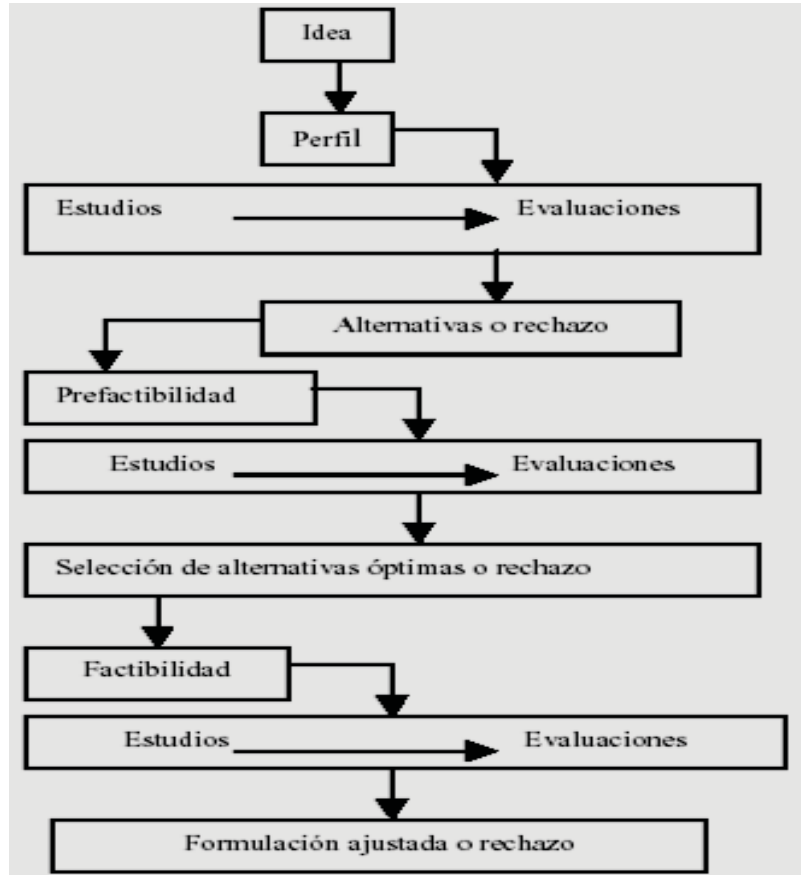
Se define como el anteproyecto definitivo, Esta fase busca generar una decisión definitiva sobre la realización del proyecto y la identificación detallada de los aspectos técnicos así como el cronograma de actividades. En esta fase, es necesario que el preparador defina el análisis de la mejor alternativa, recurriendo al levantamiento de información primaria para los diversos estudios del proyecto.

La pre-inversión comprende distintas etapas que implican la realización de estudios con un nivel de profundidad cada vez mayor, lo cual a su vez permite tomar diferentes tipos de decisiones.

Cada etapa implica llegar a un mayor nivel de certeza en cuanto a los resultados de la etapa

anterior, lo cual naturalmente conlleva un mayor costo. El proceso de elaboración de estudios intenta reducir tal riesgo hasta llegar a un nivel compatible con un costo razonable. El manejo de las fases de la etapa de pre-inversión se muestra en el siguiente esquema:

**GRAFICA 2.3.- ESQUEMA DE PRE-INVERSIÓN**



## 2.4.2.- ETAPA DE EJECUCIÓN Y SEGUIMIENTO

La etapa de ejecución y seguimiento está compuesta por dos fases:

### a) Diseños definitivos

Una vez aprobada la realización del proyecto, se procede a contratar los diseños definitivos. Tan pronto se tengan los diseños definitivos y los presupuestos actualizados, se procede a preparar el informe de presupuesto.

### b) Montaje y operación

El proceso de ejecución del proyecto comprende la construcción o montaje, y la operación del mismo a través de todos los años de su "vida útil". Convencionalmente se divide en dos sub-fases: la de montaje o construcción, y la de operación y mantenimiento.

### 2.4.3.- ETAPA DE EVALUACIÓN EX –POST

Como su nombre lo indica, a la evaluación que es efectuada después de que un proyecto es ejecutado. Tiene como fin determinar hasta dónde el proyecto ha funcionado según lo programado y en qué medida ha cumplido sus objetivos.

En la actualidad no es común realizar evaluaciones ex-post, debido a la falta de recursos y a la necesidad de evaluar los proyectos nuevos. Pero tomar en consideración el mantenimiento de la obra por todo el tiempo de vida útil del proyecto.

### 2.5.- ASPECTOS SOCIOECONÓMICOS

El estudio socio – económico está dirigido a identificar y caracterizar claramente los distintos grupos de población que se ven implicados por el proyecto, tanto por el lado de los beneficios como por el lado de los costos. Consiste en un estudio que recoge información relevante acerca de los diferentes aspectos relacionados con las condiciones sociales de los grupos afectados por el proyecto.

**TABLA 2.3.- ELEMENTOS DE EVALUACIÓN SOCIO ECONÓMICOS**

ELEMENTO DE EVALUACIÓN	TIPO DE EVALUACIÓN		
	FINANCIERA	ECONÓMICA	SOCIAL
<b>PUNTO DE VISTA</b>	Varios posibles, incluyendo: inversionistas, gobierno, beneficiados, etc.	Colectividad nacional	Colectividad nacional
<b>OBJETIVO QUE SIRVE COMO BASE DEL ANÁLISIS EN LA EVALUACIÓN</b>	Maximizar el rendimiento financiero de las inversiones	Maximizar el aporte neto de los proyectos al bienestar económico nacional	Maximizar el aporte neto de los proyectos al bienestar social nacional, contemplando objetivos redistribuidos.
<b>CRITERIO DE TOMA DE DECISIÓN</b>	Indicadores de rendimiento financiero (valor presente neto, tasa interna de retorno, etc.)	Beneficio neto económico	Beneficio neto social
<b>PRECIOS UTILIZADOS EN LA EVALUACIÓN</b>	Precios de mercado	Precios de cuenta, o precios sombra o precios de eficiencia	Precios sociales, precios ponderados por valores distribuidos.
<b>BENEFICIOS Y COSTOS TENIDOS EN CUENTA</b>	Ingresos y egresos del autor desde cuyo punto de vista se evalúa, que son atribuibles al proyecto.	Impactos reales, directos e indirectos.	Impactos reales, directos e indirectos, diferenciando entre afectados y ponderando con valores que varían según el nivel de ingreso del afectado.
	No incluye externalidades	No diferencia quiénes sean los afectados.	No incluye externalidades.
		Incluye externalidades	
<b>TRATAMIENTOS DE TRANSFERENCIAS FINANCIERAS</b>	Incluye transferencias recibidas por el interesado (ingresos) o pagadas por el mismo (egreso), siempre y cuando sean atribuibles al proyecto	No incluye ninguna transferencia monetaria o financiera nacional.	Registra las transferencias para poder analizar su impacto distributivo.
		Impacto neto sobre la colectividad nacional es nulo.	
<b>TASA DE DESCUENTO INTERTEMPORAL</b>	Tasa de interés de oportunidad	Tasa social de descuento	Tasa social de descuento

### **2.5.1.- ENCUESTAS**

Se realiza una encuesta socioeconómica, con la finalidad de obtener información necesaria para estimar estadísticamente la función de demanda de agua a nivel familiar, permitiendo definir la relación entre el precio del agua y su consumo. Las encuestas deben ser elaboradas cuando se procede a realizar el estudio de Abastecimiento de Agua Potable.

### **2.6.- ASPECTOS TÉCNICOS**

En la elaboración del proyecto de Alcantarillado Sanitario y Pluvial, la metodología más adecuada en el proceso de diseño, tiene que considerarse los siguientes puntos:

#### **2.6.1.- ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS**

El primer trabajo que debe realizar el proyectista para un sistema de alcantarillado, es la topografía del área o ciudad a diseñarse. Los trabajos topográficos a diseño deberán satisfacer y regirse en la Norma. Para realizar trabajos de levantamientos topográficos, se deberá recabar previamente, la información básica al respecto, de instituciones públicas y privadas, como ser planimetrías, nivelaciones, aerofotogrametría, planos reguladores, catastrales y demás información.

Cuando se cuenten con levantamientos y restituciones aerofotogrametrías se utilizará esta información, para la cual se establecerán y confirmaran los puntos de control utilizados en la elaboración de los mismos.

#### **2.6.2.- ESTUDIO DE LOS RECURSOS HÍDRICOS Y CALIDAD DE AGUA PARA CONSUMO HUMANO**

Se deberán realizar los estudios necesarios que permitan verificar la oferta de agua a fin de garantizar el abastecimiento actual y futuro de agua potable y el adecuado funcionamiento del sistema de alcantarillado.

Los principales estudios técnicos especializados serán los siguientes:

- Geohidrológicos
- Hidrométricos

##### **2.6.2.1.- ESTUDIOS GEOHIDROLÓGICOS**

Esta investigación comprenderá varios procesos, los cuales están relacionados con las circunstancias que se presenten debidas a las condiciones geológicas e hidrológicas de la región de estudio, así como la importancia de la población y la situación económica de sus habitantes.

Una vez determinados los caudales disponibles y aprovechables, deberá resolverse el tratamiento de las aguas, si es necesario. Se deberá garantizar que la calidad del agua para consumo cumple con los estándares de calidad vigentes en el país.

### **2.6.2.2.- DETERMINACIONES HIDROMÉTRICAS**

Se deberán estudiar y cuantificar las fuentes posibles para el abastecimiento a la población. En el caso de fuentes superficiales, la investigación hidrométrica consistirá en aforar en distintas épocas del año la fuente de aprovisionamiento o deducir su valor utilizando los datos hidrológicos correspondientes, de acuerdo a las precipitaciones pluviales, para determinar el caudal mínimo disponible.

En el caso de fuentes subterráneas los estudios hidrogeológicos comprenderán pruebas de bombeo, aforos y determinaciones del comportamiento de los acuíferos, capacidad y posibilidad de explotabilidad para que el abastecimiento a la población sea conveniente y apropiado.

### **2.6.3.- ESTUDIO GEOTÉCNICO**

El estudio geotécnico para determinar las características geológicas y geotécnicas referidas a las propiedades físicas y mecánicas del suelo y subsuelo para la construcción del sistema de alcantarillado sanitario, se realizará conforme a lo establecido en la Norma Boliviana NB 688.

Los estudios de suelos deberán incluir los siguientes valores:

- La determinación del nivel freático.
- Módulo de elasticidad del suelo ( $E'$ ).
- Análisis Granulométrico.
- Clasificación de Suelo (según ASTM D2487).
- Límites de Atterberg (líquido y plástico).
- Angulo de fricción Interna.
- Tensión admisible.
- Cohesión.
- Peso específico del suelo de relleno.
- Peso específico saturado del suelo de relleno.

### **2.6.4.- PLAN MAESTRO DE DESARROLLO URBANO**

La información sobre planos directores existentes en el área urbana, planos de expansión urbana, plan regulador sobre ocupación y uso del suelo, tendencias y pronósticos de desarrollo socioeconómico, será desarrollada conforme a lo previsto en los anteriores puntos.

La información sobre la entidad responsable del servicio, condiciones del servicio, componentes del sistema, conexiones domiciliarias, calidad del agua, las principales deficiencias del sistema, descripción de las cuencas de drenaje, descripción del cuerpo receptor.

### **2.7.- ASPECTOS AMBIENTALES**

Los ingenieros que trabajan en diferentes aspectos del ambiente se ocupan de las obras desarrolladas para proteger y promover la salud pública y mejorar el ambiente. Su experiencia incluye estudios, informes, diseños, revisiones, administración, operación e investigación de tales obras. Por tanto, una evaluación del impacto ambiental, es un proceso destinado a prever e informar sobre los efectos que un determinado proyecto puede ocasionar en el medio ambiente. En este sentido, la

evaluación de impacto ambiental se enmarca en un proceso más amplio, ligado enteramente a la forma de decisiones sobre la conveniencia o no de un proyecto.

La aplicación de nuevas tecnologías para minimizar los impactos más desfavorables tanto de los humanos sobre el medio ambiente como el ambiente sobre los humanos, es a menudo presentada como un malhechor luchando contra la naturaleza, pese a que la tecnología ha controlado la propagación de muchas enfermedades transmisibles, ha expandido la producción agrícola y mejorado la calidad y duración de nuestra vida.

Tanto el diseño, construcción y operación de sistemas para el tratamiento y abastecimiento de agua potable y la recolección, tratamiento y disposición de aguas residuales, constituyen una parte importante del aspecto ambiental pero no se pueden considerar aisladamente, ya que ellas mismas producen residuos, requieren energía y materias primas, y pueden ser afectadas adversamente por la contaminación del aire, el manejo de residuos peligrosos y nucleares, y las actividades industriales.

### **2.7.1.- PROBLEMAS AMBIENTALES**

Es evidente que la disposición de aguas residuales de una comunidad puede tener un impacto sobre el grado de tratamiento de agua requerido por una comunidad localizada aguas abajo. La situación es en efecto más complicada, ya que en el tratamiento tanto de agua como de agua residual se producen ciertos lodos. A menos que estos sean manejados cuidadosamente, podrían contaminar la tierra o las aguas superficiales. En general, la eliminación de un contaminante del ambiente de una región resultará en su aparición en alguna otra, donde sus efectos puedan ser tan indeseables como en el lugar original.

Los contaminantes se pueden definir como constituyentes del aire, agua o suelo, que vuelven a éstas, que los vuelven inadecuados para su uso. Tales agentes pueden ser de naturaleza química o biológica y pueden resultar de fuerzas naturales, procesos vitales de otras especies o de muestras propias actividades. Los contaminantes que se hallan naturalmente en el agua incluyen virus, bacterias y formas superiores de vida, especies minerales disueltas, subproductos orgánicos solubles de procesos vivos y sólidos suspendidos orgánicos e inorgánicos. La concentración de estos contaminantes naturales puede incrementarse y resultar aumentada por efecto de otros materiales producidos por tecnología industrial o agrícola.

Aunque la mayoría de las aguas naturales son inadecuadas para el consumo, percepción común de que la contaminación resulta de la actividad humana es justificada en el sentido de que muchos suministros que una vez fueron seguros se han vuelto poco seguros debido a nuestras acciones. El descuido en la evacuación de residuos sólidos y peligrosos en el pasado ha creado un gran número de fuentes de contaminación ambiental a largo plazo, las cuales continuaran causando problemas por muchos años más.

### **2.7.2.- IMPACTOS SOBRE EL MEDIO AMBIENTE EN BOLIVIA**

En el tratamiento de aguas potables y servidas, Entre las empresas de agua potable capitalinas SAMAPA de La Paz y El Alto, SEMAPA de Cochabamba, ELAPAS de Sucre, AAPOS de Potosí y COSAALT de Tarija tienen planta de tratamiento para agua potable y pocas poblaciones intermedias con aguas superficiales como Yacuiba, Camiri, Tarata, Punata, San Ignacio, Puerto Suarez, entre otras.

Las ciudades que tiene abastecimiento por aguas subterráneas de pozos profundos, son Santa Cruz, Oruro, parte de Cochabamba, parte de El Alto y muchas poblaciones del oriente Boliviano, que posiblemente no requieren tratamiento.

El tratamiento de efluentes domésticos, estos generalmente se hacen por el sistema de lagunas de estabilización. Con respecto a los rellenos, se debe indicar que la mayor parte de ello son sólo botaderos semiorganizados de basura, en el oriente boliviano, existen cámaras sépticas para el tratamiento de las aguas servidas.

Las descargas de desechos industriales líquidos y parte de los sólidos, en particular la industria manufacturera que tienen como destino los ríos, los niveles son alarmantes principalmente en la ciudad de La Paz. En Cochabamba ya se han iniciado las acciones para realizar tratamientos individuales, y la más grande de las curtiembres ha implementado una planta de tratamiento.

El problema de la contaminación industrial y urbana, alcanza niveles de impacto ambiental negativos por cuanto las aguas con altos niveles de contaminación química y bacteriológica son empleadas con fines de riego de zonas agrícolas proveedoras de alimentos a los centros urbanos. Los centros industriales del país, asentados en las principales ciudades del país, muestra que la actividad industrial, por su variedad, origina procesos de contaminación del agua de manera diversa. Las principales formas de contaminación son por emisiones atmosféricas y por efluentes líquidos. Que son empleadas aguas abajo para la dotación de agua para consumo humano y el riego, no realizan ningún tratamiento de sus aguas residuales, originando contaminación biológica y química en las aguas receptoras.

La demanda de agua potable depende de dos factores; uno de ellos es la población y el otro lo constituye La dotación, aunque está regulada por la Norma Boliviana NB 689, no responde a la realidad de las ciudades, y tampoco indica de una manera clara el establecimiento de una curva de demanda, La población es otro factor lleno de incertidumbres, pues hasta el momento sólo se cuenta con cuatro censos el de 1976, 1992, 1997 y 2001. A pesar de que existe la regulación en cuanto hace a lanzamientos industriales o de efluentes domésticos a los cursos de agua, aún no se tiene implementado un sistema de control y de tarifas que puede ser basado en el concepto de quién usa y contamina mas, más paga. En Oruro la contaminación de las aguas sub-superficiales y subterráneas por aguas ácidas provenientes de la mina San José, da lugar a la corrosión de tuberías de alcantarillado, deteriorando notablemente el sistema.

Como podemos observar el margen de contaminación en Bolivia, es necesario el estudio de los impactos ambientales en todos los proyectos, especialmente en el de Alcantarillado Sanitario y Pluvial. Determinar el grado de contaminación en la ejecución de la obra es un parámetro importante para los estudios preliminares ya que está regida por la Ley 1333, del medio ambiente.



## CAPITULO III

### HIDRÁULICA EN LOS SISTEMAS DE ALCANTARILLADO

#### 3.1.- INTRODUCCIÓN

El diseño de un sistema de alcantarillado requiere el conocimiento de los principios de hidráulica que se aplican al escurrimiento de los líquidos en conductos sin presión, cerrados o abiertos, es decir que las aguas residuales escurren dentro de las alcantarillas por gravedad. Sin embargo en algunos casos y dependiendo de algunas condiciones topográficas pueden utilizarse eventualmente sistemas a presión por tramos cortos.

Los principales factores que afectan al flujo de aguas residuales son:

- Pendiente del tubo.
- Área de la sección transversal.
- Rugosidad de la superficie interior de la conducción.
- Condiciones de flujo. (parcialmente lleno, permanente).
- Naturaleza, peso específico y viscosidad del líquido.

La finalidad de este capítulo es discutir las relaciones de estos factores, los principios fundamentales de la mecánica de fluidos aplicada a la medida de flujo y al proyecto de alcantarillas y los conceptos básicos sobre el diseño hidráulico del proyecto. Partiendo de las definiciones básicas del Alcantarillado Sanitario y Pluvial.

#### 3.2.- CLASIFICACIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES

De no existir las redes de recolección de las aguas residuales, se pondría en peligro la salud de las personas debido al riesgo de enfermedades epidemiológicas y, además, se causarían importantes pérdidas materiales.

Las aguas residuales pueden tener varios orígenes:

##### **a) Aguas residuales domésticas:**

Son aquellas provenientes de inodoros, lavaderos, cocinas y otros elementos domésticos. Estas aguas están compuestas por sólidos suspendidos (generalmente materia orgánica biodegradable), sólidos sedimentables (principalmente materia inorgánica), nutrientes (nitrógeno y fósforo) y organismos patógenos.

El caudal de contribución doméstico ( $Q_{md}$ ) debe ser estimado para las condiciones iniciales y finales de operación del sistema.

El caudal de contribución doméstico, debe ser calculado en función del número de lotes  $N$  ( $N^\circ$  de lotes) y la tasa de ocupación poblacional,  $t_o$  (hab/lote), o considerando el área de contribución (ha) y la densidad poblacional (hab/ha), además del consumo de agua per cápita,  $Dot$ . (l/hab/día) y el coeficiente de retorno ( $c$ ).

**b) Aguas residuales industriales:**

Se originan de los desechos de procesos industriales o manufactureros, debido a su naturaleza, pueden contener, además de los componentes citados anteriormente, elementos tóxicos tales como plomo, mercurio, níquel, cobre y otros, que requieren ser removidos en vez de ser vertidos al sistema de alcantarillado.

**c) Aguas de lluvia:**

Proveniente de la precipitación pluvial, debido a su efecto de lavado sobre tejados, calles y suelos, pueden contener una gran cantidad de sólidos suspendidos. En zonas de alta contaminación atmosférica, pueden contener algunos metales pesados y otros elementos químicos.

**3.3.- SISTEMAS DE ALCANTARILLADOS**

El sistema de alcantarillado consiste en una serie de tuberías y obras complementarias, necesarias para recibir y evacuar las aguas residuales de la población y la escorrentía superficial producida por la lluvia. Los sistemas de alcantarillado, en forma sencilla, se clasifican en:

- a) Alcantarillado sanitario:** Es el sistema de recolección diseñado para llevar exclusivamente aguas residuales domésticas e industriales.
- b) Alcantarillado pluvial:** Es el sistema de evacuación de la escorrentía superficial producida por la lluvia.
- c) Alcantarillado combinado:** Es un alcantarillado que conduce simultáneamente las aguas residuales y las aguas de lluvia.

El tipo de alcantarillado que se ha de usar depende de las características de tamaño, topografía y condiciones económicas del proyecto. Al unir las aguas residuales con las aguas de lluvia, es decir un alcantarillado combinado, es una solución económica inicial desde el punto de vista de la recolección, pero no lo será tanto cuando se piense en la solución global de saneamiento que incluye la planta de tratamiento de las aguas residuales, ya que este caudal combinado es muy variable en cantidad y calidad, lo cual genera perjuicios en los procesos de tratamiento. Se debe procurar, entonces, una solución separada al problema de la conducción de aguas residuales y aguas de lluvia.

La clasificación más completa de los sistemas de alcantarillado corresponde a la existencia de diferentes sistemas de saneamiento, por ello interesa realizar una descripción de los mismos a fin de poder establecer criterios de selección que permitan elegir el sistema más adecuado para cada supuesto.

Según el modo en que pueden ser transportadas las diferentes clases de aguas residuales existen los siguientes sistemas:

- Sistema unitario.
- Sistema separativo.
- Sistema doblemente separativo.
- Sistema pseudo separativo.
- Sistema restringido.
- Sistema deficitario.

Según el modelo de circulación de las aguas pueden existir los siguientes sistemas:

- Sistema por gravedad.
- Sistema por elevación.
- Sistemas por impulsión.
- Sistemas a presión.

Según el planteamiento conceptual:

- Sistemas convencionales.
- Sistemas sostenibles.

### 3.3.1.- SISTEMA UNITARIO

El sistema unitario, utiliza una red que se dimensiona para absorber la totalidad de las aguas residuales, es económico, puesto que solo precisa para su construcción de una única red de canalización, sin embargo presenta los siguientes inconvenientes:

- Gran variación de caudales, entre las aguas de lluvias y las negras, que se traduce en la aparición de importantes procesos de sedimentación.
- Necesidad de implantar aliviaderos de crecidas, que propician vertidos a cauces naturales con un cierto grado de contaminación.
- Exigencia de mayores consumos energéticos en las elevaciones y en las plantas de depuración.

### 3.3.2.- SISTEMA SEPARATIVO

El sistema separativo, utiliza dos redes totalmente independientes de alcantarillado, con cometidos diferentes. Una de las redes evacua reducidos y conocidos caudales de aguas negras e industriales que no deben tener fermentaciones anaeróbicas prematuras y espontáneas dentro de un alcantarillado con largos recorridos. La otra red, conduce importantes caudales de lluvias, de difícil determinación que deben ser evacuados por los trayectos más cortos hacia cauces naturales idóneos. Presenta los siguientes inconvenientes:

- Se trata de un sistema que utiliza doble red en ramales, acometidas e instalaciones en edificios, por lo tanto su implantación eleva los costos de urbanización y edificación.
- Por lo expuesto, el sistema separativo tiene grandes gastos de mantenimiento (casi en doble que el sistema unitario).
- La instalación del sistema separativo presenta notables dificultades (doble red).

Las ventajas que tiene el sistema son las siguientes:

- Las estaciones de depuración en este sistema son más baratas, porque son más pequeñas ya que sólo depuran aguas negras.

- Las alcantarillas tienen menores sedimentaciones.
- Los colectores de aguas pluviales pueden tener escaso desarrollo ya que es posible una evacuación inmediata a cauces naturales.
- Los vertidos de pluviales no son contaminantes.
- Las inundaciones de pluviales no son tan nocivas.

### **3.3.3.- SISTEMA PSEUDO SEPARATIVO**

El sistema pseudo separativo, también se desarrolla con dos redes independientes, en una de las redes se conducen escorrentías provenientes de viales, parques, plazas y jardines, en la otra red se conducen las aguas negras domésticas, las industriales y las pluviales procedentes de cubiertas y de patios de edificaciones. Este sistema se utiliza, cuando se intenta implantar un sistema separativo y la edificación cuenta con un sistema unitario.

### **3.3.4.- SISTEMA DOBLEMENTE SEPARATIVO**

En el sistema doblemente separativo las aguas residuales urbanas y las industriales discurren por conducciones independientes, sin mezclarse. Este sistema se adopta cuando las aguas residuales industriales manifiestan una alta toxicidad o peligrosidad, o en aquellos supuestos en los que, sin ser problemáticas, no hayan sido sometidas a un previo tratamiento de depuración.

### **3.3.5.- SISTEMA RESTRINGIDO**

El sistema restringido solo canaliza las aguas negras. Cuando se adopta este sistema hay que tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

- El área a resolver debe ser de escasas dimensiones.
- Las pendientes de la red varia, no pueden superar el 6%.
- Las calles deben estar asfaltadas en su totalidad.

### **3.3.6.- SISTEMA DEFICITARIO**

Los sistemas deficitarios conducen las aguas negras sin que se verifiquen las condiciones anteriores, esto quiere decir que no garantizan el cumplimiento de las normas establecidas y que son susceptibles a causar dificultades que pueden estar fuera de control. Los inconvenientes potenciales serán siempre en el entorno medio ambiental, es decir en perjuicio de la sociedad en que los rodea. Estos sistemas no deben ser empleados nunca.

### **3.3.7.- SISTEMAS POR GRAVEDAD**

En los sistemas por gravedad, las aguas discurren a lo largo de las redes a causa de las pendientes de los conductos.

### **3.3.8.- SISTEMAS POR ELEVACIÓN**

En los sistemas con elevación, el agua fluye por gravedad y en un cierto punto de la red sufren una elevación por medios mecánicos para de nuevo fluir por gravedad.

### **3.3.9.- SISTEMAS POR IMPULSIÓN**

En los sistemas con impulsión, las aguas residuales son elevadas por impulsión en determinados tramos de las redes.

### **3.3.10.- SISTEMAS A PRESIÓN**

En los sistemas de presión, las aguas residuales circulan por diferencia de presión gracias sobre todo al empleo de bombas dilaceradoras.

### **3.3.11.- SISTEMAS CONVENCIONALES**

Todos los ya reseñados que se basan en el transporte de residuos a largas distancias dentro de redes de alcantarillado de desarrollo territorial.

### **3.3.12.- SISTEMAS SOSTENIBLES**

Con los sistemas de saneamiento sostenibles se organizan para verificar la premisa de que el mejor residuo es el que no se produce. Los sistemas convencionales de alcantarillado dotados de Estaciones de Depuración de Aguas Residuales territoriales, no deben considerarse como la única solución cuando se resuelven los problemas de saneamiento en asentamientos urbanos.

Cuando se emplean sistemas de saneamiento sostenibles, se hace una distinción entre:

- Aguas negras con un alto contenido de residuos biológicos.
- Aguas grises, procedentes de lavadoras, duchas, lavabos, lavaderos, etc.
- Aguas pluviales producidas por escorrentías.

La evacuación de las aguas negras, por ejemplo, se puede realizar utilizando sanitarios al vacío. Dichas aguas negras se pueden mezclar después con la fracción orgánica de los residuos sólidos domésticos para obtener biogás y compost fermentado y estable que pueda ser utilizado en las labores agrícolas.

También existen sanitarios que permiten separar la fracción líquida y sólida de los residuos biológicos, con lo cual es posible un posterior tratamiento por separado de dichos residuos.

### **3.3.13.- CRITERIOS PARA LA ELECCIÓN DE LOS SISTEMAS DE ALCANTARILLADO**

En la elección de sistema hay que tener en cuenta los siguientes criterios:

- Hay que verter a cauces naturales las aguas de lluvias por lo recorridos más cortos.

- Hay que evitar las elevaciones e impulsiones siempre que ello sea posible (ya que se incrementan los costos de construcción, se elevan los gastos de mantenimiento, se produce un mayor consumo energético, se evita el peligro de inundaciones, de contaminación por vertidos cuando se producen fallos). Cuando se opte por estas soluciones es fundamental tener asegurado el suministro de energía eléctrica para los equipos de bombeo.
- Puede adoptarse un sistema de elevación o de impulsión, cuando la velocidad del agua no alcance la velocidad mínima, a causa de las pendientes, cuando no sea posible o sea muy caro resolver la red por gravedad, cuando la existencia de infraestructuras impidan el paso de los conductos y sea inviable la construcción de sifones, y cuando sea necesario elevar las aguas a cotas superiores.
- El sistema separativo se recomienda emplearlo cuando: El terreno tenga escasas pendientes, existan en las proximidades de los asentamientos cauces naturales adecuados, los caudales de aguas negras e industriales sean escasos y las aguas residuales se estén depurando.

### 3.4.- CLASIFICACIÓN DE UNA RED DE ALCANTARILLADO

Cuando se trata de transportar un líquido por gravedad, por una conducción, se deben observar una serie de leyes físicas (hidrodinámica de fluidos). Si examinamos el esquema de una red hidráulica ramificada, donde se transporta el agua por gravedad, podremos observar que está compuesta por conducciones con diferentes secciones, es decir, nos encontramos con que en la red se ha establecido una jerarquía entre todas las canalizaciones que la integran. De este modo, podremos distinguir:

**Las conducciones terminales.-** (albañales y alcantarillas secundarias), que son las que llevan menor caudal, y por lo tanto son de poca sección.

**Las conducciones principales.-** (alcantarillas primarias y colectores), que son las que llevan el máximo caudal, y por lo tanto, son las que deben tener, por lo general, las máximas secciones.

Como en todo momento tendremos que impedir, que la red entre en carga, es decir, que sobre las paredes de la conducción se ejerza presión, con el riesgo que esto entraña para el buen mantenimiento de las conducciones, deberemos asegurarnos que el agua que circula lo hace a lámina libre, es decir, lo hace a presión atmosférica.

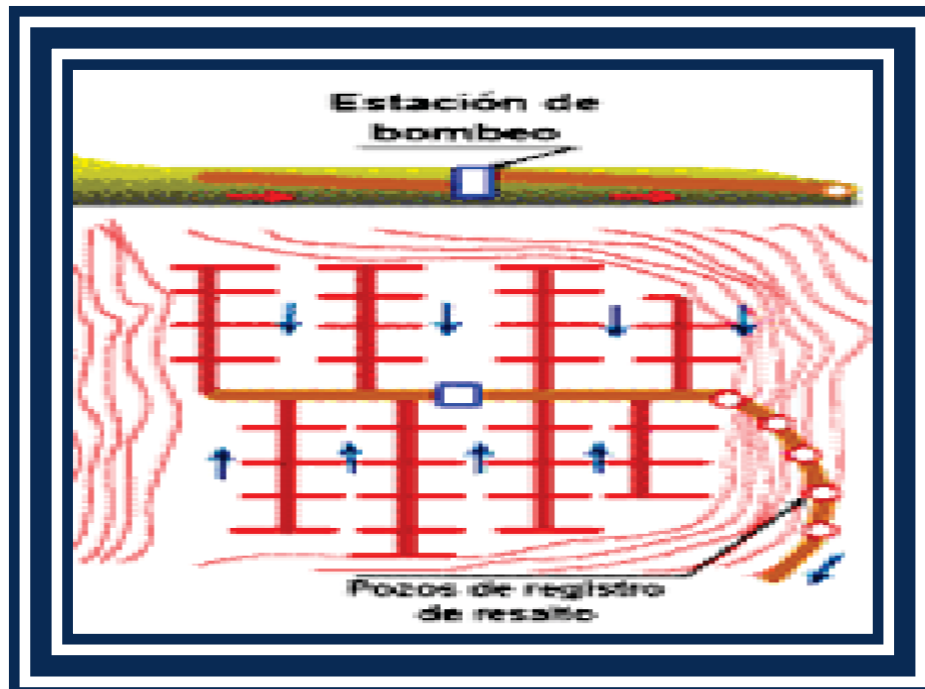
#### 3.4.1.- TRAZADO DE LAS REDES

En el trazado de las redes hay que tener en cuenta orografía del terreno y la morfología urbana. Cuando tenemos en cuenta la orografía del terreno, hay que considerar que, las redes de alcantarillado por su propia función se ponderan en tramos donde las aguas circulan con diferentes caudales.

Se pueden distinguir los siguientes esquemas orográficos:

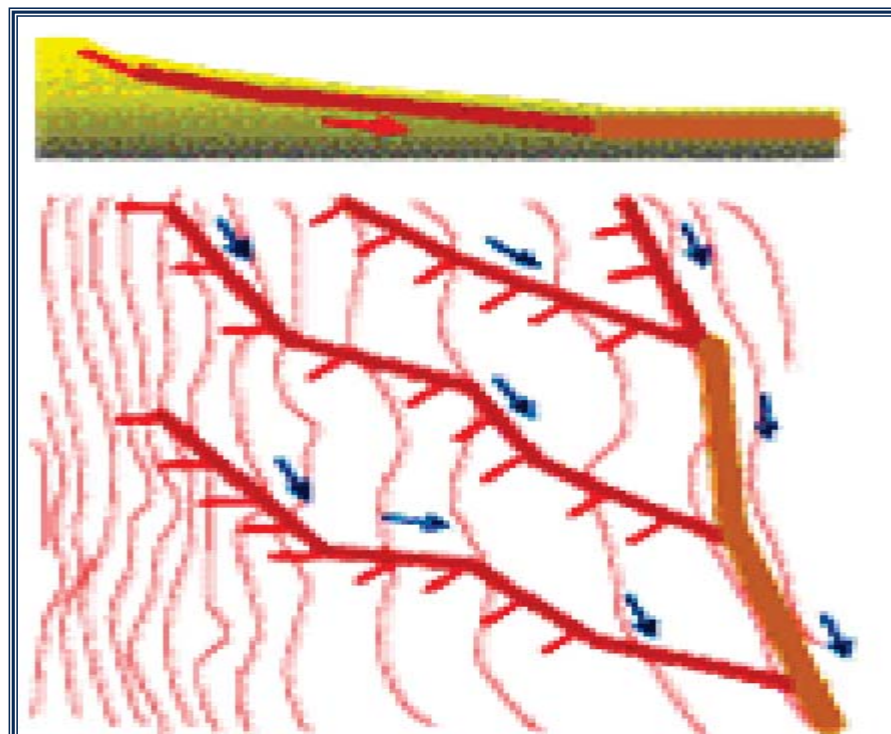
a) En meseta:

GRAFICA 3.1.- TRAZADO DE LA RED “MESETA”



b) En ladera.-

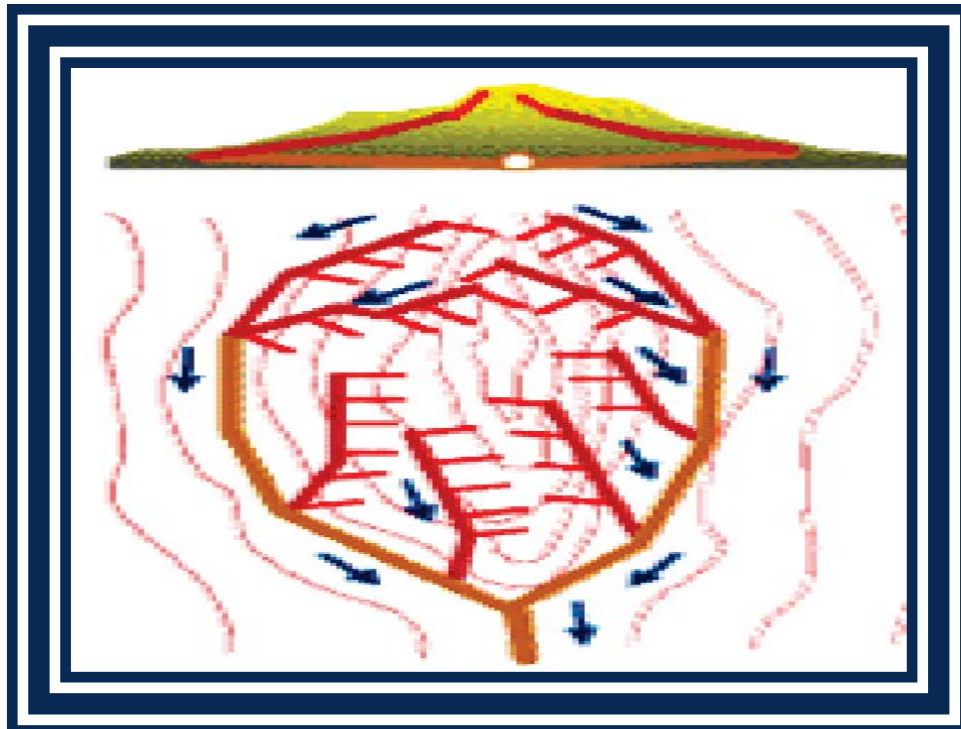
GRAFICA 3.2.- TRAZADO DE LA RED “LADERA”





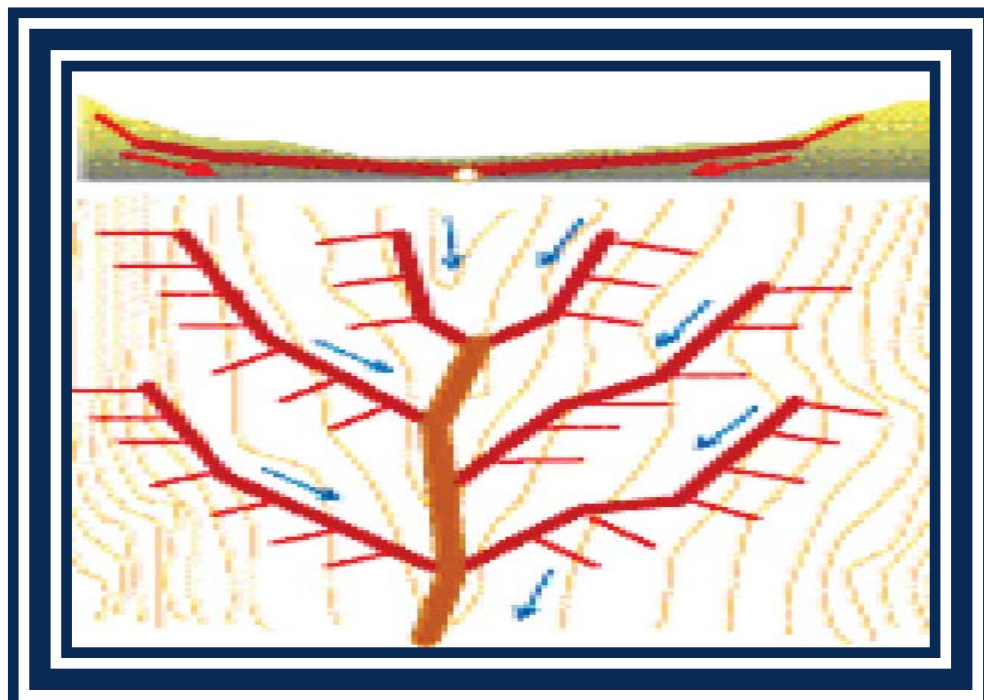
c) En loma.-

**GRAFICA 3.3.- TRAZADO DE LA RED “LOMA”**



d) En Vaguada alargada o valle en U.-

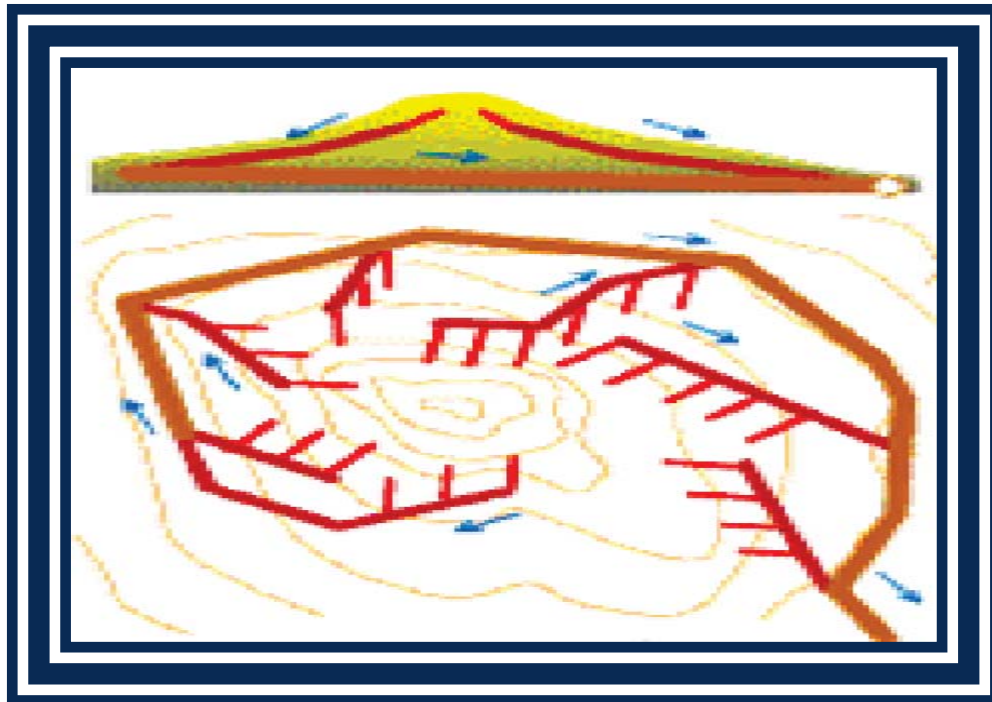
**GRAFICA 3.4.- TRAZADO DE LA RED “VALLE EN U”**





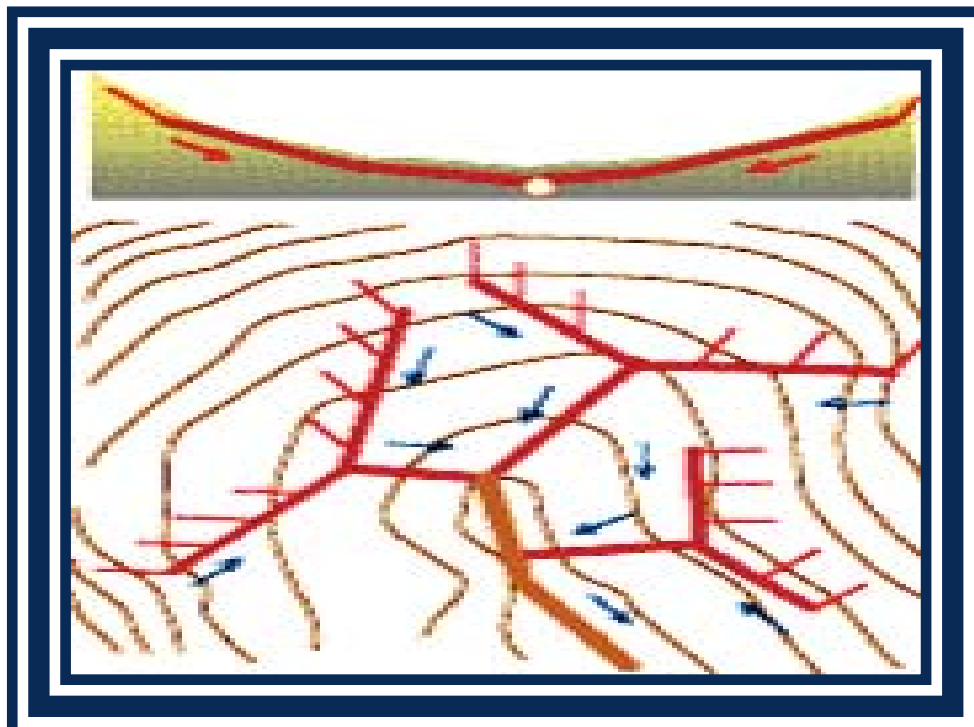
e) En colina.-

**GRAFICA 3.5.- TRAZADO DE LA RED “COLINA”**



d) En valle de circo.-

**GRAFICA 3.6.- TRAZADO DE LA RED “VALLE DE CIRCO”**



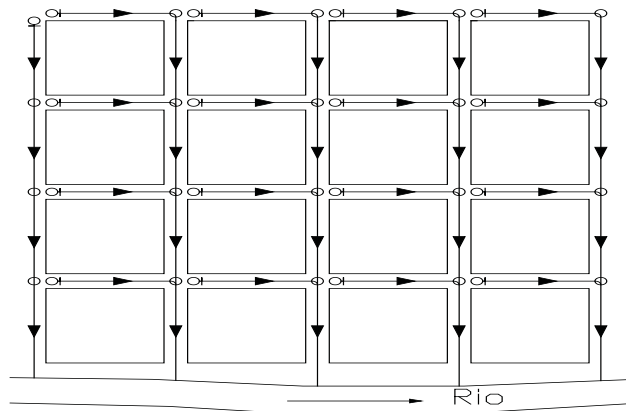
A cada esquema orográfico, le corresponde una determinada geometrización de la red de saneamiento. Cuando esta geometrización no coincide con la red, la instalación de la red se encarece.

No existe una regla general para la disposición de la red del alcantarillado, ya que esta se debe ajustar a las condiciones físicas de cada población. A continuación se presentan algunos esquemas que pueden ser utilizados como guías.

#### 3.4.1.1.- SISTEMA PERPENDICULAR SIN INTERCEPTOR

Es un sistema que puede ser utilizado para alcantarillado pluvial, ya que sus aguas pueden ser vertidas a una corriente superficial en cercanías de la población sin que haya riesgo para la salud humana ni deterioro de la calidad del cuerpo receptor.

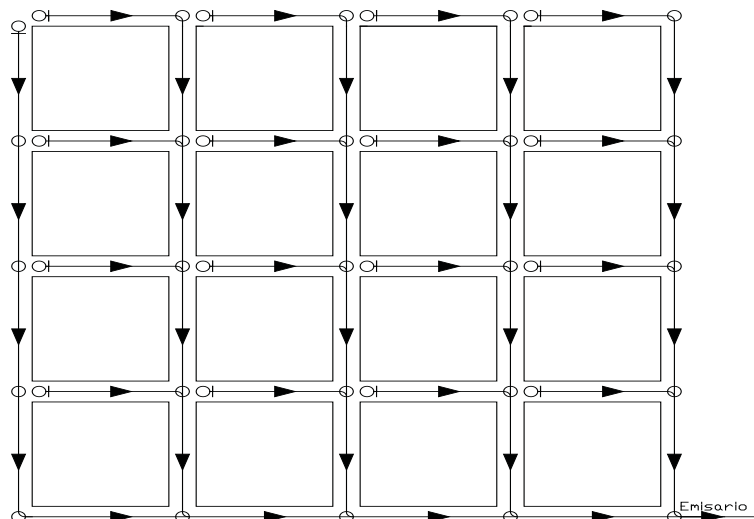
**GRAFICA 3.7.- SISTEMA PERPENDICULAR SIN INTERCEPTOR**



#### 3.4.1.2.- SISTEMA PERPENDICULAR CON INTERCEPTOR

Este sistema es utilizado para alcantarillados sanitarios. El interceptor recoge el caudal de aguas residuales de la red y lo transporta a una planta de tratamiento de aguas residuales o vierte el caudal a la corriente superficial aguas abajo de la población para evitar riesgos contra la salud humana.

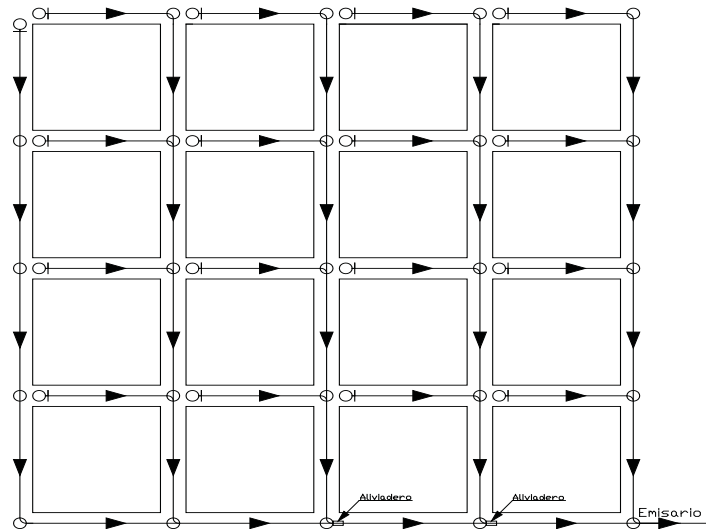
**GRAFICA 3.8.- SISTEMA PERPENDICULAR CON INTERCEPTOR**



### 3.4.1.3.- SISTEMA PERPENDICULAR CON INTERCEPTOR Y ALIVIADERO

Es adecuado para alcantarillados combinados, ya que el aliviadero permitirá reducir la carga hidráulica pico, producida en el caso de una precipitación, que llegaría a la planta de tratamiento de aguas residuales. El caudal excedente de la precipitación es vertido por medio del aliviadero a la corriente superficial en cercanía de la población sin riesgo para la salud humana, debido a la dilución del caudal de aguas residuales (el caudal de aguas residuales en un alcantarillado combinado es del orden del 3% del caudal total).

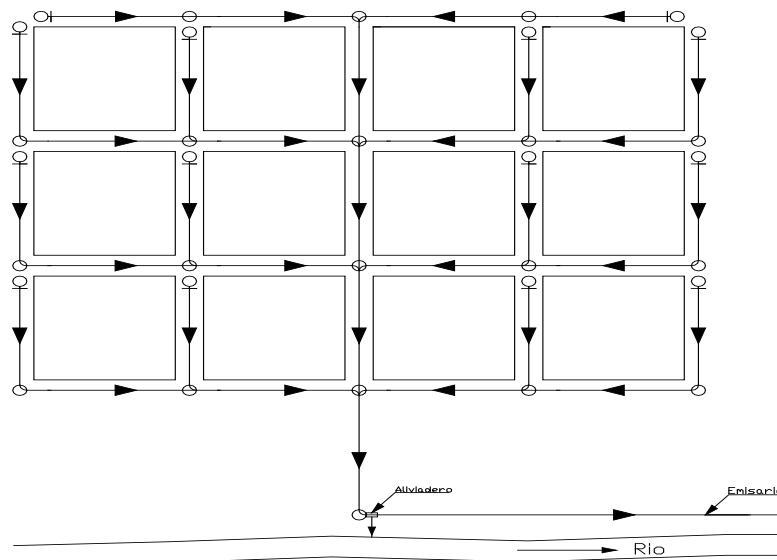
**GRAFICA 3.9.- SISTEMA PERPENDICULAR CON INTERCEPTOR Y ALIVIADERO**



### 3.4.1.4.- SISTEMA EN ABANICO

Si se presentan condiciones topográficas especiales, puede adoptarse el esquema de abanico con interceptor o con aliviaderos, según sea el tipo de alcantarillado.

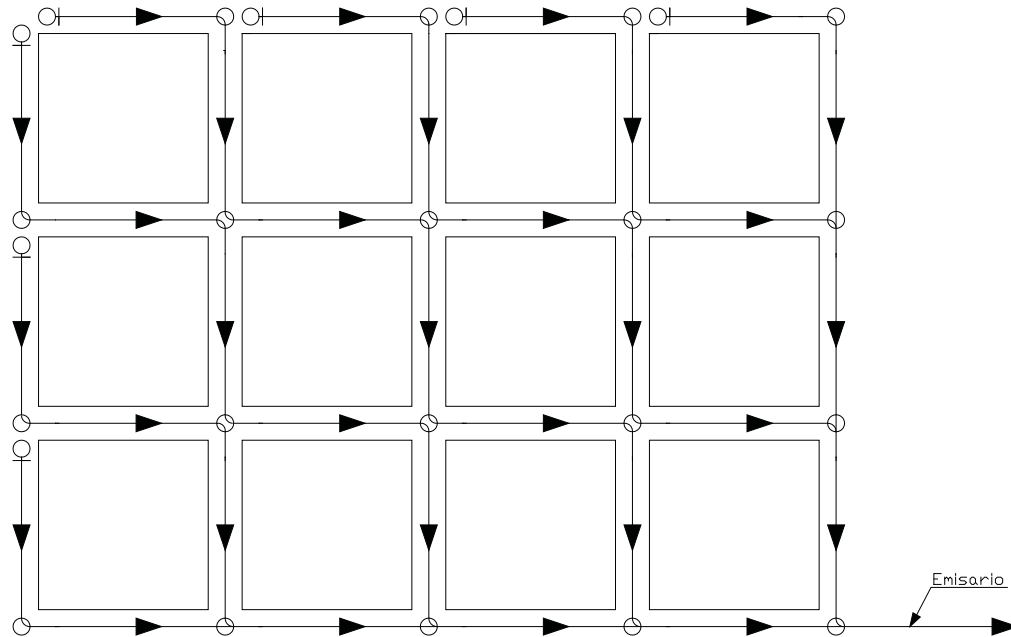
**GRAFICA 3.10.- SISTEMA EN ABANICO**



### 3.4.1.5.- SISTEMA EN BAYONETA

Este sistema puede emplearse para alcantarillados sanitarios en donde existan terrenos muy planos y velocidades muy bajas.

**GRAFICA 3.11.- SISTEMA EN BAYONETA**



## 3.5.- ASPECTOS HIDRÁULICOS DE LOS ALCANTARILLADOS

### 3.5.1.- ECUACIONES DE FLUJO

Con la finalidad de salvar las dificultades que existen en la aplicación del principio de energía a la solución de los problemas de flujo de tuberías se han propuesto una serie de fórmulas. Algunas tienen una base racional; sin embargo, la mayoría de ellas son generalmente empíricas. Se aplican al flujo uniforme permanente y sólo toman en cuenta las pérdidas por rozamiento.

Para lograr la relación de la velocidad con la pendiente y el radio hidráulico, mediante trabajos experimentales en el año 1775, el investigador CHEZY propuso la siguiente expresión:

$$V = C * \sqrt{R_h * S} \quad (3.1)$$

Donde:

- V = Velocidad media en (m/s).
- $R_h$  = Radio hidráulico en (m).
- S = Pendiente en (m/m).
- C = Coeficiente de Chezy.

Varios investigadores lograron determinar el valor del coeficiente C que depende del radio hidráulico y la pendiente y principalmente de las características, naturaleza y estado de las paredes de la alcantarilla. Entre los valores más destacados para el coeficiente de rugosidad tenemos:

Según Manning:

$$C = \frac{R_h^{(1/6)}}{n} \quad (3.2)$$

Según Kutter:

$$C = \frac{100 * \sqrt{R_h}}{m + \sqrt{R_h}} \quad (3.3)$$

Según Bazin:

$$C = \frac{87 * \sqrt{R_h}}{\gamma + \sqrt{R_h}} \quad (3.4)$$

Los coeficientes promedios m, n,  $\gamma$ , (de las anteriores formulas), para diversos materiales de conducción, se indican en la tabla siguiente:

**TABLA 3.1.- COEFICIENTES DE RUGOSIDAD**

MATERIAL	MANNING	KUTTER	BAZIN
	(n)	(m)	(y)
Tubos de concreto simple	0,013	0,3	0,22
Tubos de arcilla vitrificada	0,013	0,3	0,2
Tubos de asbesto cemento	0,013	0,1	0,16
Tubos de hierro fundido	0,012	0,2	0,14
Tubos de PVC	0,009	-	-
Canales de mampostería de ladrillo	0,015	0,5	0,3
Canales de mampostería de piedra cortada	0,017	0,7	0,69
Canales de tierra	0,025	1,5	0,69

Para los cálculos hidráulicos de tuberías existe gran diversidad de fórmulas, por la norma Boliviana, NB-688, se aplicarán las fórmulas de Manning y Darcy-Weisbach.

### 3.5.2.- FÓRMULA DE DARCY – WEISBACH

Una de las fórmulas más exactas para cálculos hidráulicos es la de Darcy-Weisbach sin embargo por su complejidad en el cálculo del coeficiente "f", de fricción ha caído en desuso. Algunas dependencias del gobierno la han retomado actualmente por lo que se anexa:

La fórmula original de tuberías a presión es:

$$\Delta H = f * \frac{L}{D} * \frac{v^2}{2 * g} \quad (3.5)$$

Donde:

$\Delta H$  = Pérdidas de energía (m).  
 $f$  = Coeficiente de fricción (adim.).  
 $L$  = Longitud del tubo (m).  
 $v$  = Velocidad media (m/s).  
 $g$  = Aceleración de la gravedad (m/s<sup>2</sup>).  
 $D$  = Diámetro interno del tubo (m).

Para el cálculo de  $f$  existen diferentes formas de aplicación, regidas por las formulas de Poiseville y de Colebrook-White:

### 3.5.2.1.- POISEVILLE

Para flujo laminar desarrollo la siguiente relación:

$$f = \frac{64}{Re} \quad (3.6)$$

Donde:

$Re$  = Número de Reynolds

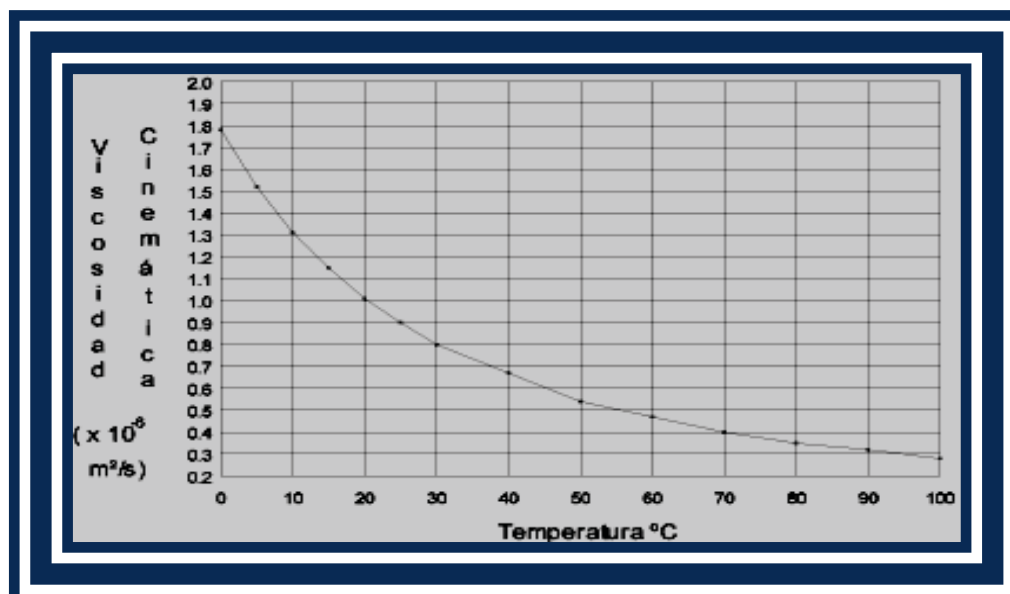
$$Re = \frac{v \cdot D}{\nu} \quad (3.7)$$

Donde:

$\nu$  = Viscosidad cinemática (m<sup>2</sup>/s).

En la grafica 3.12, se muestra la variación de la viscosidad cinemática del agua por la temperatura. Esta fórmula es válida para tubos lisos o rugosos y para  $Re \leq 2300$  en régimen laminar.

**GRAFICA 3.12.- VISCOSIDAD CINEMÁTICA Vs. TEMPERATURA**



### 3.5.2.2.- COLEBROOK–WHITE

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 * \log \left( \frac{\epsilon/D}{3.71} + \frac{2.51}{Re * \sqrt{f}} \right) \quad (3.8)$$

Donde:

$\epsilon$  = Rugosidad absoluta del material (m).

La cual es iterativa y es válida para tubos lisos y rugosos en la zona de transición o turbulenta y con  $Re > 4000$ . Para canales es apropiado cambiar el diámetro por el radio hidráulico ( $R_h$ ), tanto para la  $f$  como para el  $Re$ .

$$f = \frac{8 * g * R_h * S}{V^2} \quad (3.9)$$

Despejando para la velocidad y multiplicando por el área mojada:

$$V = \sqrt{8 * g * \sqrt{\frac{R_h * S}{f}}} \quad (3.10)$$

$$Q = A * \sqrt{8 * g * \sqrt{\frac{R_h * S}{f}}} \quad (3.11)$$

La fórmula de  $f$  y  $Re$  será:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 * \log \left( \frac{\epsilon}{14.8 * R_h} + \frac{0.627}{Re * \sqrt{f}} \right) \quad (3.12)$$

$$Re = \frac{V * R_h}{\nu} \quad (3.13)$$

Para el cálculo se recomienda la siguiente fórmula, desarrollada a partir de la fórmula original de Darcy-Weisbach.

$$V = -2 * \sqrt{(2 * g * D * S)} * \log \left( \frac{\epsilon}{3.7 * D} + \frac{2.51 * \nu}{D * \sqrt{2 * g * D * S}} \right) \quad (3.14)$$

Donde:

$S$  = Pendiente del gradiente hidráulico (m/m).

$v$  = Velocidad (m/s).

$g$  = Aceleración de la gravedad (m/s<sup>2</sup>).

$D$  = Diámetro interno del tubo (m).

$\nu$  = Viscosidad cinemática del fluido  $1.31 \times 10^{-6}$  (m<sup>2</sup>/s).

### 3.5.3.- FÓRMULA DE MANNING

Por lo general la fórmula de Manning se ha usado para canales, en tuberías la fórmula se usa para canal circular parcial y totalmente lleno. Uno de los inconvenientes de esta fórmula es que solo toma en cuenta un coeficiente de rugosidad obtenido empíricamente y no toma en cuenta la variación de viscosidad por temperatura. Las variaciones del coeficiente por velocidad, si las toma en cuenta, aunque el valor se considera para efectos de cálculo constante, la fórmula aplicada a tubos es:

$$V = \frac{1}{n} * R_h^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}} \quad (3.15)$$

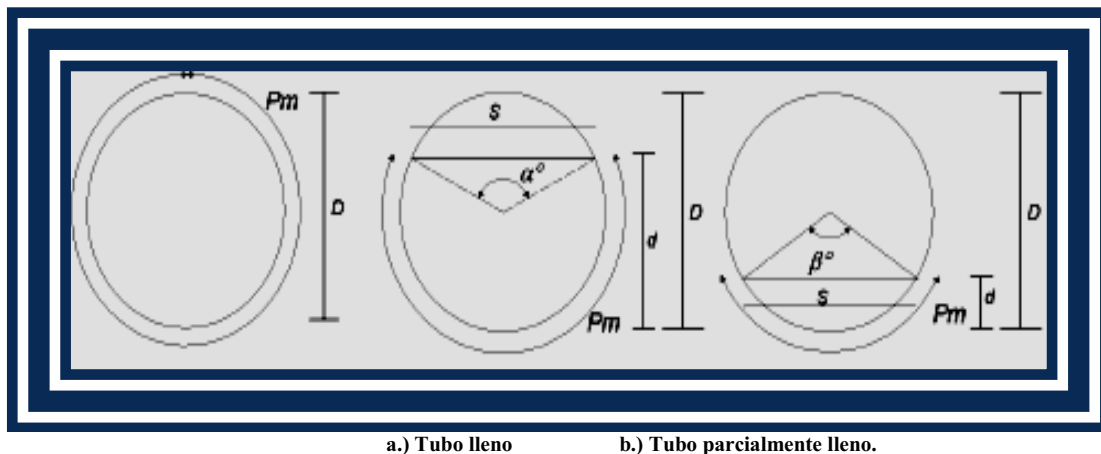
$$R_h = \frac{A}{P_m} \quad (3.16)$$

En donde:

v = Velocidad del flujo (m/s).  
 A = Área del tubo (m²).  
 n = Coeficiente de rugosidad (adim.).  
 P<sub>m</sub> = Perímetro mojado (m).  
 S = Pendiente del tubo (m/m).  
 R<sub>h</sub> = Radio hidráulico (m).

La ecuación de Manning es la más recomendable por su sencillez y los resultados satisfactorios, que da su aplicación en alcantarillas, colectores, canales de dimensiones grandes y pequeñas. La grafica siguiente indica los elementos hidráulicos en un tubo parcial y totalmente lleno.

**FIGURA 13.- RADIO HIDRÁULICO, PERÍMETRO MOJADO, DIÁMETRO DE TUBO TOTALMENTE LLENO Y PARCIALMENTE LLENO.**



A partir de la ecuación de continuidad (3.3), se obtiene:

$$Q = \frac{A}{n} * R_h^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}} \quad (3.17)$$

Donde:

Q = Caudal en (m³/s).  
 n = Coeficiente de rugosidad (adim.).  
 S = Pendiente del tubo (m/m).  
 R<sub>h</sub> = Radio hidráulico (m).



Para tubo completamente lleno el área, el perímetro y el radio hidráulico quedan definidos de la siguiente manera:

$$A = \frac{\pi * D^2}{4} \quad (3.18)$$

$$P_m = \pi * D \quad (3.19)$$

$$R_h = \frac{A}{P_m} = \frac{\left(\frac{\pi * D^2}{4}\right)}{\pi * D} = \frac{D}{4} \quad (3.20)$$

Donde:

D = Diámetro interno de la tubería (m).

La fórmula de Manning, para tubo completamente lleno, es la siguiente:

$$V = \frac{0.397}{n} * D^{2/3} * S^{1/2} \quad (3.21)$$

$$Q = \frac{0.312}{n} * D^{8/3} * S^{1/2} \quad (3.22)$$

En el diseño de conductos circulares, se utilizan tablas, nomogramas (ver Anexo), programas de computadora, utilizando las ecuaciones (3.30) y (3.31), los mismos están basados en la fórmula de Manning y relacionan la pendiente, diámetro, caudal y velocidad. Las tablas que se encuentra en los anexos son calculados para coeficientes de rugosidad de 0.013 (tuberías de concreto) y 0.009 (tuberías de PVC).

### 3.5.3.1.- TUBO PARCIALMENTE LLENO

En los sistemas sanitarios y pluviales, las alcantarillas circulares se proyectan para funcionar a tubo parcialmente lleno. En la aplicación común de diseño, con un caudal conocido, y seleccionados el diámetro y la pendiente se debe determinar las relaciones hidráulicas reales (velocidad y profundidad de escurrimiento) con la finalidad de controlar el régimen de la transición (pozos de visita) y asegurar velocidades de arrastre adecuadas.

Cuando es tubo parcialmente lleno, la fórmula es un poco más compleja. Para tubo lleno por arriba de la mitad ( $d/D > 0.5$ ) las fórmulas del área, perímetro mojado y radio hidráulico son:

$$A = \frac{D^2}{4} * \left( \pi - \frac{\alpha}{2} + \frac{\sin \alpha^0}{2} \right) \quad (3.23)$$

$$P_m = \frac{D}{2} * (2 * \pi - \alpha) \quad (3.24)$$

$$R_h = \frac{D}{4} * \left[ 1 + \frac{\sin \alpha^0}{(2 * \pi - \alpha)} \right] \quad (3.25)$$

Donde:

$\alpha^0$  = Angulo formado desde la superficie del agua hasta el centro del tubo.

$$\alpha^0 = 4 * \tan^{-1} \left( \frac{1-K}{\sqrt{K-K^2}} \right) \text{ (Grados)} \quad \alpha = \alpha^0 * \frac{\pi}{180} \text{ (Rad)} \quad (3.26)$$

Donde:

K = d/D para K > 0.5

Para tubos por abajo de la mitad del diámetro ( $K \leq 0.5$ ), las formulas del área, perímetro mojado y radio hidráulico son:

$$A = \frac{D^2}{4} * \left( \frac{\beta}{2} - \frac{\sin \beta^o}{2} \right) \quad (3.27)$$

$$P_m = \frac{D}{2} * \beta \quad (3.28)$$

$$R_h = \frac{D}{4} * \left( 1 - \frac{\sin \beta^o}{\beta} \right) \quad (3.29)$$

Donde:

$$\begin{aligned} \beta^o &= \text{Angulo formado desde la superficie del agua hasta el centro del tubo} \\ \beta^o &= 4 * \tan^{-1} \left( \frac{K}{\sqrt{K-K^2}} \right) \quad \beta = \beta^o * \frac{\pi}{180} \end{aligned} \quad (3.30)$$

Donde:

$$K = d/D \text{ para } K \leq 0.5$$

Durante el diseño del sistema de alcantarillado, normalmente se conoce la relación entre el caudal de diseño y el caudal a tubo lleno ( $q/Q$ ) y se desea hallar la relación entre el diámetro real y el diámetro a tubo lleno ( $d/D$ ), radio hidráulico real y radio hidráulico a tubo lleno ( $r_h/R_H$ ) y la velocidad real y la velocidad a tubo lleno ( $v/V$ ). La solución a este problema no es directa, pero se puede obtener en forma sencilla, tomando las formulas anteriores y remplazando en la formula de Manning a tubo lleno.

$$\frac{d}{D} = \frac{1}{2} * \left( 1 - \cos \frac{\beta^o}{2} \right) \quad (3.31)$$

$$\frac{r_h}{R_H} = 1 - \frac{180 * \sin \beta^o}{\pi * \beta} \quad (3.32)$$

$$\frac{v}{V} = \left( 1 - \frac{180 * \sin \beta^o}{\pi * \beta} \right) \quad (3.33)$$

$$\frac{q}{Q} = \left( \frac{\beta}{360} - \frac{\sin \beta^o}{2 * \pi} \right) * \left( 1 - \frac{180 * \sin \beta^o}{\pi * \beta} \right) \quad (3.34)$$

Con las formulas anteriores (3.31), (3.32), (3.33) y (3.34), se implementa la tabla y la grafica siguiente, para el cálculo más sencillo a tubo lleno.

Donde:

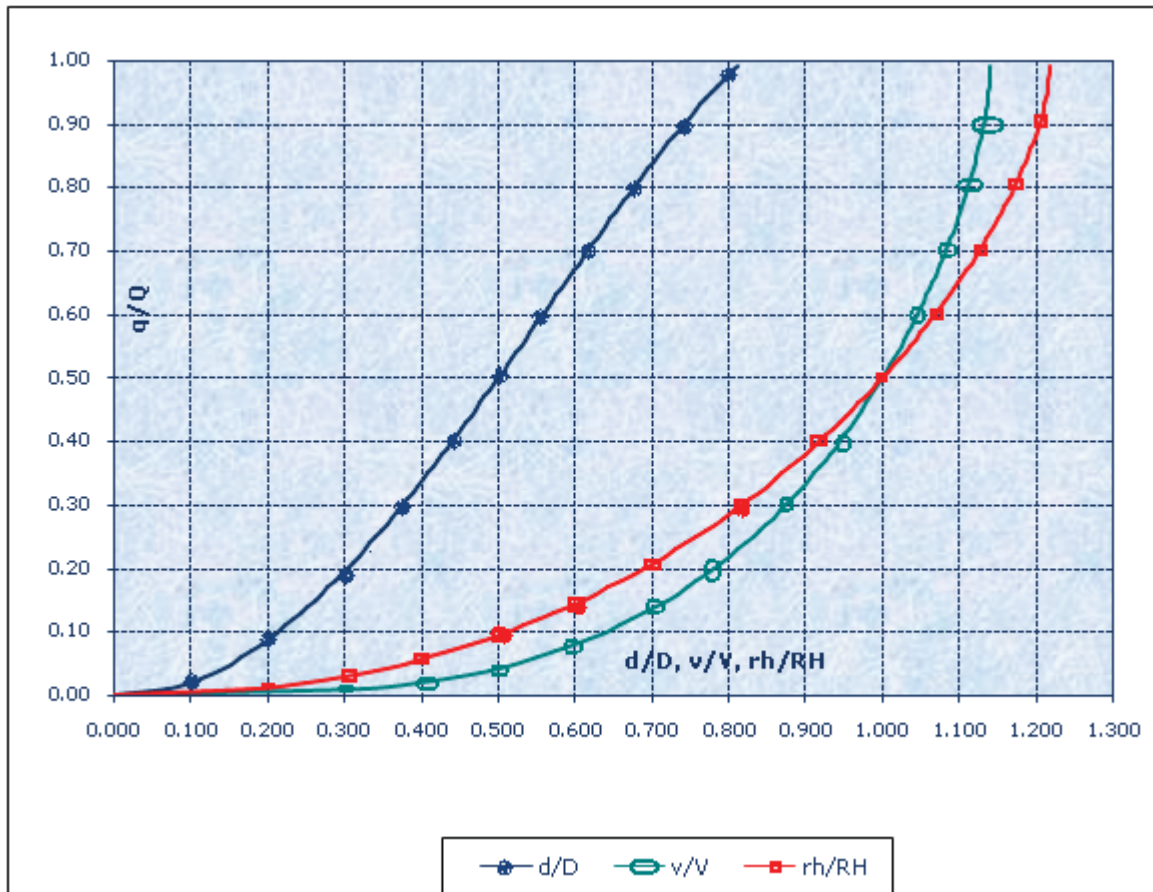
- q= Caudal a tubo parcialmente lleno (l/s).
- Q= Caudal a tubo lleno (l/s).
- d= Diámetro a tubo parcialmente lleno (mm).
- D= Diámetro a tubo lleno (mm).
- $R_h$ = Radio hidráulico a tubo parcialmente lleno (m).
- $R_H$ = Radio hidráulico a tubo lleno (m).
- v= Velocidad a tubo parcialmente lleno (m/s).
- V= Velocidad a tubo lleno (m/s).

**TABLA 3.2.- PROPIEDADES HIDRÁULICAS DE LA SECCIÓN CIRCULAR  
TUBO PARCIAL Y TOTALMENTE LLENO**

$\frac{q}{Q}$	$\frac{d}{D}$	$\frac{r_h}{R_H}$	$\frac{v}{V}$
0,00	0,000	0,000	0,000
0,01	0,071	0,182	0,321
0,02	0,098	0,249	0,396
0,03	0,119	0,299	0,447
0,04	0,137	0,340	0,488
0,05	0,152	0,376	0,521
0,06	0,166	0,408	0,550
0,07	0,179	0,437	0,576
0,08	0,191	0,464	0,599
0,09	0,203	0,488	0,620
0,10	0,214	0,511	0,639
0,11	0,224	0,533	0,657
0,12	0,234	0,554	0,674
0,13	0,243	0,573	0,690
0,14	0,253	0,592	0,705
0,15	0,262	0,610	0,719
0,16	0,270	0,627	0,733
0,17	0,279	0,644	0,746
0,18	0,287	0,660	0,758
0,19	0,295	0,675	0,770
0,20	0,303	0,690	0,781
0,21	0,311	0,704	0,792
0,22	0,319	0,718	0,802
0,23	0,326	0,732	0,812
0,24	0,334	0,745	0,822
0,25	0,341	0,758	0,831
0,26	0,348	0,770	0,840
0,27	0,355	0,783	0,849
0,28	0,362	0,794	0,858
0,29	0,369	0,806	0,866
0,30	0,376	0,817	0,874
0,31	0,382	0,828	0,882
0,32	0,389	0,839	0,890
0,33	0,395	0,850	0,897
0,34	0,402	0,860	0,904
0,35	0,408	0,870	0,911
0,36	0,415	0,880	0,918
0,37	0,421	0,890	0,925
0,38	0,427	0,899	0,932
0,39	0,434	0,909	0,938
0,40	0,440	0,918	0,944
0,41	0,446	0,927	0,950
0,42	0,452	0,935	0,956
0,43	0,458	0,944	0,962
0,44	0,464	0,952	0,968
0,45	0,470	0,961	0,974
0,46	0,476	0,969	0,979
0,47	0,482	0,977	0,985
0,48	0,488	0,985	0,990
0,49	0,494	0,992	0,995

$\frac{q}{Q}$	$\frac{d}{D}$	$\frac{r_h}{R_H}$	$\frac{v}{V}$
0,50	0,500	1,000	1,000
0,51	0,506	1,007	1,005
0,52	0,512	1,015	1,010
0,53	0,518	1,022	1,015
0,54	0,523	1,029	1,019
0,55	0,529	1,036	1,024
0,56	0,535	1,043	1,028
0,57	0,541	1,049	1,033
0,58	0,547	1,056	1,037
0,59	0,552	1,062	1,041
0,60	0,558	1,069	1,045
0,61	0,564	1,075	1,049
0,62	0,570	1,081	1,053
0,63	0,576	1,087	1,057
0,64	0,581	1,093	1,061
0,65	0,587	1,098	1,065
0,66	0,593	1,104	1,068
0,67	0,599	1,110	1,072
0,68	0,605	1,115	1,075
0,69	0,611	1,120	1,079
0,70	0,616	1,125	1,082
0,71	0,622	1,131	1,085
0,72	0,628	1,135	1,088
0,73	0,634	1,140	1,091
0,74	0,640	1,145	1,095
0,75	0,646	1,150	1,097
0,76	0,652	1,154	1,100
0,77	0,658	1,159	1,103
0,78	0,664	1,163	1,106
0,79	0,670	1,167	1,108
0,80	0,677	1,171	1,111
0,81	0,683	1,175	1,113
0,82	0,689	1,179	1,116
0,83	0,695	1,182	1,118
0,84	0,702	1,186	1,120
0,85	0,708	1,189	1,123
0,86	0,715	1,193	1,125
0,87	0,721	1,196	1,126
0,88	0,728	1,199	1,128
0,89	0,735	1,201	1,130
0,90	0,742	1,204	1,132
0,91	0,749	1,206	1,133
0,92	0,756	1,209	1,135
0,93	0,763	1,211	1,136
0,94	0,770	1,212	1,137
0,95	0,778	1,214	1,138
0,96	0,786	1,215	1,139
0,97	0,794	1,216	1,139
0,98	0,802	1,217	1,140
0,99	0,811	1,217	1,140

**FIGURA 3.14.- PROPIEDADES HIDRÁULICAS DE LA SECCIÓN CIRCULAR TUBO PARCIAL Y TOTALMENTE LLENO**



### 3.6.- PROFUNDIDADES DE EXCAVACIONES

#### 3.6.1.- PROFUNDIDAD MÍNIMA

La profundidad de la tubería debe ser tal que permita recibir los afluentes “por gravedad” de las instalaciones prediales y proteger la tubería contra cargas externas como el tráfico de vehículos y otros impactos. La profundidad mínima debe ser aquella que esté por debajo de la cota de conexión predial del vecino, garantizando que este sea atendido. Las profundidades deben ser suficientes para permitir las conexiones a la red colectora.

#### 3.6.2.- PROFUNDIDAD MÁXIMA

La profundidad máxima del colector de recolección y evacuación de aguas residuales debe ser aquella que no ofrezca dificultades constructivas, de acuerdo al tipo de suelo y que no obligue al tendido de alcantarillados auxiliares.

La profundidad máxima admisible de los colectores es de 5 m, aunque puede ser mayor siempre y cuando se garanticen los requerimientos geotécnicos de las cimentaciones y estructurales de los materiales y colectores durante y después de su construcción.

### 3.6.3.- DIÁMETRO DE LOS COLECTORES

Los tamaños mínimos de los colectores no están dictados por los requerimientos hidráulicos, sino, para evitar la obstrucción y facilitar la limpieza de las mismas. Según la Norma Boliviana NB 688, la selección del diámetro de las tuberías debe ser tal que su capacidad a caudal máximo, permita al agua escurrir sin presión interna, a tubo parcialmente lleno (ventilación) y con un tirante mínimo igual al 26.18% del diámetro ( $0.2618D$ ), que permite lograr transportar las partículas en suspensión.

Los tirantes de agua deben ser siempre calculados admitiendo que el escurrimiento es de régimen uniforme y permanente, siendo su valor máximo, para caudal final, menor o igual a 75% del diámetro del colector.

En las redes de recolección y evacuación de aguas residuales, la sección circular es la más usual para los colectores, principalmente en los tramos iniciales. El diámetro mínimo permitido en redes de sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales tipo alcantarillado sanitario convencional y/o no convencional (alcantarillados condominial, simplificado y modular 100% plástico) es 100 mm (4 pgd) con el fin de evitar obstrucciones de los conductos por objetos relativamente grandes introducidos al sistema.

### 3.6.4.- VELOCIDAD DE LOS COLECTORES

En el alcantarillado sanitario, se producen obstrucciones por el depósito de materiales de desecho, y partículas orgánicas, las que se arrastran con velocidades iguales o superiores a 0.3 m/s. En las alcantarillas pluviales, la materia sólida que entra en los colectores es arena y gravilla, siendo las velocidades de arrastre mayores a 0.3 m/s.

Las pendientes de fondo de los colectores deben ser tales que mantengan una velocidad satisfactoria de escurrimiento denominada de **AUTOLIMPIEZA**, para lo cual se requiere una velocidad mínima cuando la alcantarilla trabaje a tubo lleno de **0.6 m/s**.

Cuando la topografía presenta pendientes fuertes, las alcantarillas, presentan altas velocidades de escurrimiento de las aguas residuales o pluviales, ocasionando abrasión en las mismas al contener sustancias tales como arena fina, grava y gravilla, por esta razón se establece una velocidad máxima a tubo lleno de **5 m/s** para alcantarillado sanitario y **5 m/s** para alcantarillado pluvial.

### 3.6.5.- PENDIENTE DE LOS COLECTORES

Las pendientes máximas y mínimas, dependen del diámetro, velocidad y tensión tractiva del colector.

Para la relación de caudales de 0.10 y 0.15, sus ángulos  $\theta$ , la relación de tirantes, el radio hidráulico y la pendiente mínima, y tomando en cuenta  $\tau_{\min} = 1 \text{ Pa}$ ;  $g = 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$ ;  $n = 0.013$  se deben obtener las pendientes mínimas admisibles para diferentes diámetros y los valores de velocidad y caudal a sección llena que a continuación se muestran las tablas.

**Tabla 3.3.- pendiente mínima admisible**

$$\frac{q}{Q} = 0.10$$

Diámetro (D)		Pendiente (S)	Sección llena	
pgd	m		Velocidad	Caudal
		0/00	m/s	l/s
4	0.10	7.98	0.59	4.61
6	0.15	5.32	0.63	11.11
8	0.20	3.99	0.66	20.71
10	0.25	3.19	0.68	33.59
12	0.30	2.66	0.71	49.86
14	0.35	2.28	0.72	69.63
16	0.40	1.99	0.74	93.00
18	0.45	1.77	0.75	120.03
20	0.50	1.60	0.77	150.81
22	0.55	1.45	0.78	185.41
24	0.60	1.33	0.79	223.87
26	0.65	1.23	0.80	266.27
28	0.70	1.14	0.81	312.65
30	0.75	1.06	0.82	363.06
32	0.80	1.00	0.83	417.54
34	0.85	0.94	0.84	476.15
36	0.90	0.89	0.85	538.93
38	0.95	0.84	0.85	605.91
40	1.00	0.80	0.86	677.13

Fuente: NB688

**Tabla 3.4.- pendiente mínima admisible**

$$\frac{q}{Q} = 0.15$$

Diámetro (D)		Pendiente (S)	Sección llena	
pgd	m		Velocidad	Caudal
		0/00	m/s	l/s
4	0.10	6.68	0.54	4.22
6	0.15	4.46	0.58	10.17
8	0.20	3.34	0.60	18.96
10	0.25	2.67	0.63	30.75
12	0.30	2.23	0.65	45.65
14	0.35	1.91	0.66	63.75
16	0.40	1.67	0.68	85.13
18	0.45	1.49	0.69	109.88
20	0.50	1.34	0.70	138.06
22	0.55	1.22	0.71	169.73
24	0.60	1.11	0.72	204.94
26	0.65	1.03	0.73	243.75
28	0.70	0.95	0.74	286.21
30	0.75	0.89	0.75	332.36
32	0.80	0.84	0.76	382.42
34	0.85	0.79	0.77	435.89
36	0.90	0.74	0.78	493.36
38	0.95	0.70	0.78	554.67
40	1.00	0.67	0.79	619.87

De acuerdo con las características topográficas de la zona de proyecto, los colectores deben ser dimensionados con la pendiente natural del terreno. Sin embargo, las pendientes no deben ser inferiores a la mínima admisible para permitir la condición de autolimpieza desde el inicio de funcionamiento del sistema, cuando se presentan caudales de aporte bajos y condiciones de flujo críticas.

### 3.6.6.- Tensión tractiva de los colectores

En el alcantarillado sanitario, los tramos de la red donde la pendiente es mínima, deben ser verificados por el criterio de la fuerza tractiva o tensión tangencial de arrastre. La fuerza tractiva debe ser suficiente para transportar el 95% del material granular que se estima, en el sistema de alcantarillado pluvial.

La condición de auto limpieza de los colectores debe ser suficiente para crear una tensión tractiva mínima de:

#### ALCANTARILLADO SANITARIO:

$$T_{\text{trac}} = 1 \text{ Pa} = 0.101979 \text{ Kg/m}^2$$

$$T_{\text{trac}} = 0.6 \text{ Pa.} = 0.0611874 \text{ Kg/m}^2 \text{ (colectores de arranque)}$$

#### ALCANTARILLADO PLUVIAL:

$$T_{\text{trac}} = 1.5 \text{ Pa} = 0.1529685 \text{ Kg/m}^2$$

### 3.6.7.- COEFICIENTE DE RUGOSIDAD

En las alcantarillas, el coeficiente de rugosidad debe considerarse constante, cualquiera sea el material empleado para su fabricación, cuando el agua fluya a más de la mitad de la sección y para los diámetros pequeños. La causa que determina un valor constante para el coeficiente de rugosidad independiente del material de la alcantarilla, es la presencia sobre la superficie interna de la misma de una capa grasienta, lisa, pegajosa y viscosa denominada manto biológico, originada por las aguas residuales. El valor de  $n$  será de 0.013 en alcantarillado, para cualquier tipo de material de tubería.

### 3.6.8.- CÁMARAS DE INSPECCIÓN

La necesidad de evitar curvas en el trazado de Redes, que dificultan la limpieza, obligan a construir Cámaras de Inspección entre dos de las cuales, la alineación debe ser forzosamente recta, tanto en planta como en perfil, lo cual significa que también son necesarias en los cambios de pendiente, facilitando de ésta manera, el acceso a los colectores para la extracción de los residuos de limpieza. Los espaciamientos recomendables entre cámaras de inspección, son los siguientes:

- 70 metros para colectores de pequeño diámetro 150 mm. a 400 mm.
- 100 metros para colectores visitables mayores a 700 mm. de diámetro.
- 150 metros para colectores visitables mayores a 1.000 mm. de diámetro.

Las cámaras de Inspección y limpieza, especiales para rejas, compuertas, aliviaderos o puntos destinados a medición, deben ser fácilmente accesibles. Las Cámaras de Inspección y limpieza se ubican sobre el eje de las alcantarillas o con ligera desviación y su diámetro debe tener como dimensión mínima 0,60 m y 0,60 x 0,60 para el caso de cámaras rectangulares. Las Cámaras de Inspección de sección circular, deberían tener 1,20 m de diámetro en su base inferior aunque actualmente se puede aceptar hasta 1,0 m.

#### 3.6.8.1.- UBICACIÓN DE LAS CÁMARAS DE INSPECCIÓN

La ubicación, y en consecuencia el número de Cámaras de Inspección deben ser objeto de un estudio especial ya que su costo incide en un porcentaje elevado en la construcción del sistema, por ello es necesario tomar en cuenta lo siguiente:

- Ubicar en los arranques de colectores.
- Ubicar en los cambios de dirección.
- Ubicar en los cambios de diámetro.
- Ubicar en cambios de pendiente.
- Ubicar para vencer desniveles.
- En las intersecciones de colectores.
- En tramos largos, de modo que la distancia entre dos cámaras consecutivas no exceda lo estipulado en el 3.8.8.

La distancia entre Cámaras de Inspección, está directamente relacionada a la utilización de equipos y métodos de limpieza, sean estos manuales o mecanizados, por tal razón se debe tomar en cuenta lo siguiente:

- Si se utiliza equipo manual como ser varillas flexibles y sus respectivos accesorios, la distancia entre cámaras podrá ser de 50 a 70 m.

- Si se utiliza equipo mecánico (Sewer Roder), la distancia entre cámaras puede llegar a 100 m. y avanzar aún hasta los 150 m.
- Si los diámetros de los colectores son visitables y permiten una limpieza directa por un operador, la distancia puede ampliarse a 150 ó 200 m.

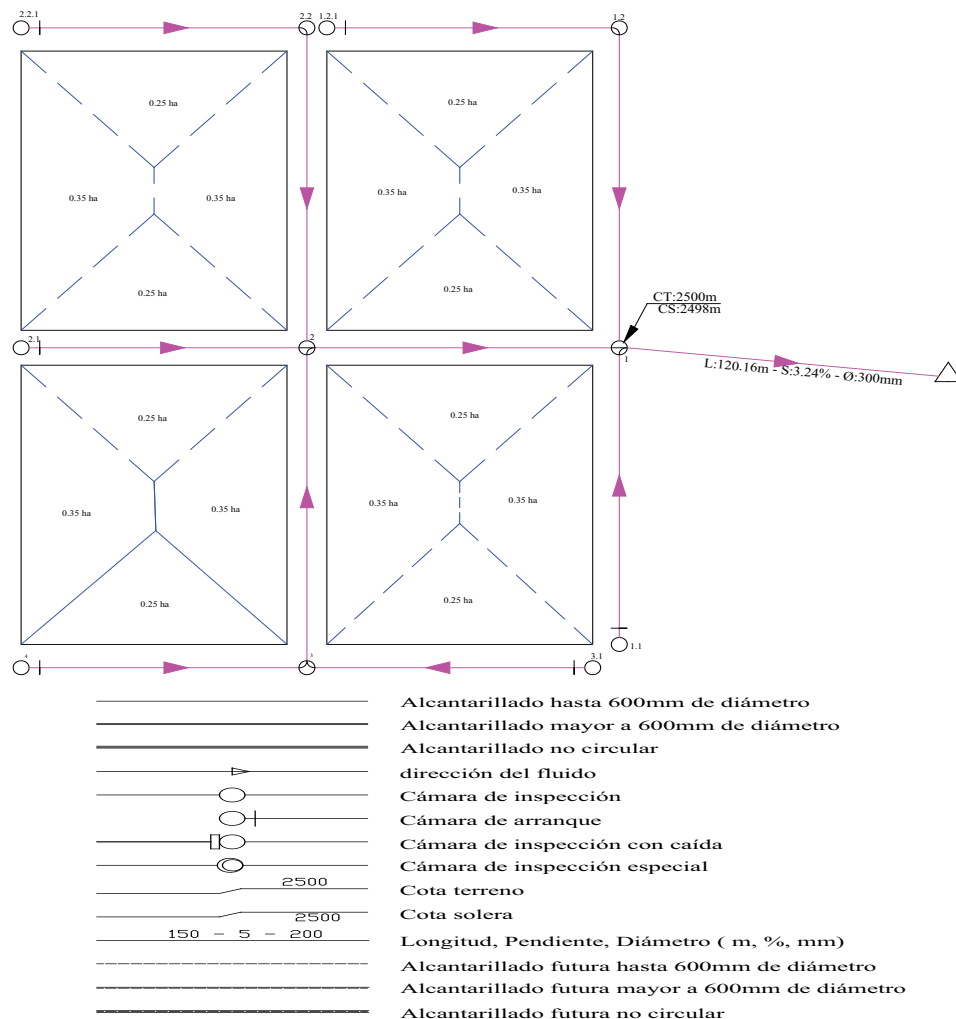
### 3.6.8.2.- NUMERACIÓN DE LAS CÁMARAS DE INSPECCIÓN

El sistema de numeración, consiste en colocar ejes de simetría, con valores de números enteros en los ejes de simetría principales, en la parte horizontal del plano y en los ejes secundarios puntos equivalentes a los del eje principal. De la misma forma por la parte vertical del plano, considerando letras mayúsculas, la cámara de salida lleva el nombre de la letra “S”.

### 3.6.9.- SIMBOLOGÍA

En el plano de diseño se debe identificar los elementos que compone el sistema de redes de alcantarillado, por tanto se debe emplear una simbología convencional.

**FIGURA 3.15.- SIMBOLOGÍA**





### 3.6.10.- UNIÓN DE LOS COLECTORES

Para realizar el empate de los colectores en el pozo existen varios criterios:

1. Empate por la cota clave (cota superior de la tubería)
2. Empate por la cota solera de la tubería
3. Empate por el 80% de los diámetros
4. Empate por la línea de energía

De los métodos anteriores, los más utilizados son el empate por cota clave (el más simple desde el punto de vista del cálculo) y el empate por línea de energía.

#### 3.6.10.1.- Empate por cota clave

Este tipo de unión es empleado para empatar colectores cuyo diámetro sea inferior a 36'' y cuyo régimen de flujo sea subcrítico. Consisten en igualar las cotas claves de las tuberías de entrada y de salida; entonces la caída en el pozo es la diferencia de los diámetros de los colectores. (Figura 3.20).

Para tener en cuenta la pérdida de energía producida en el pozo debido al cambio de sección, se puede dejar una caída en la clave  $\Delta H_c$ , según el diámetro del colector de salida.

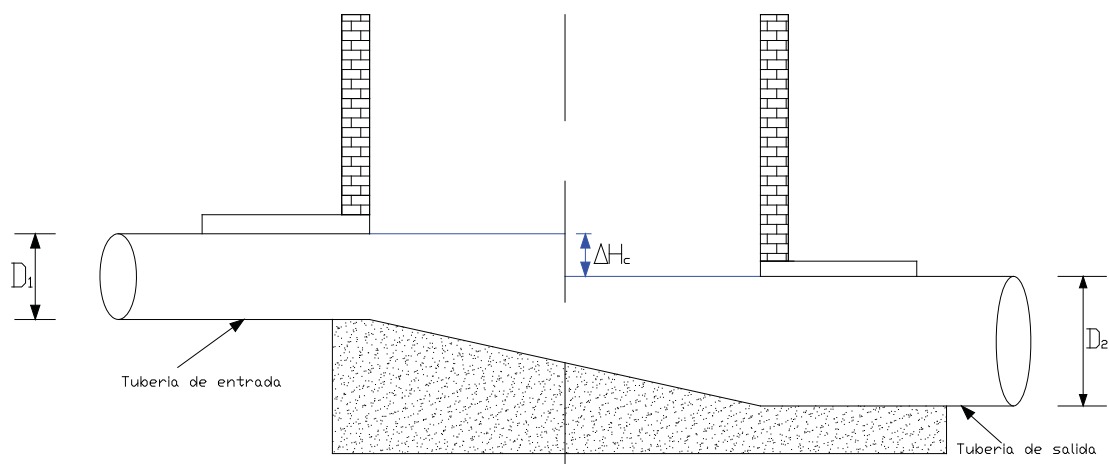
$$D_2 < 24'':$$

$$\Delta H_c = \frac{1}{2} * (D_2 - D_1) \quad (3.35)$$

$$24'' < D_2 < 36'':$$

$$\Delta H_c = \frac{3}{4} * (D_2 - D_1) \quad (3.36)$$

**Figura 3.16.- Empate de los colectores por la cota de clave**



Para el alcantarillado pluvial se debe mantener continua la línea de flujo en las alcantarilladas, colocar las tuberías clave con clave.

### 3.6.10.2.- Empate por línea de energía para flujo subcrítico

Este tipo de empate es usado para cualquier diámetro y para régimen de flujo subcrítico o supercrítico. En cualquier caso, el empate por línea de energía consiste en igualar la cota de energía del colector principal entrante al pozo, con la cota de energía del colector saliente (ver figura 21).

Al realizar el empate de las tuberías se producen varias pérdidas de energía; las más importantes son la pérdida de energía por cambio de dirección y la pérdida debida a la intersección. La consideración de las pérdidas en el pozo, implica una diferencia de alturas entre la línea de energía saliente y la línea de energía del colector principal que llega al pozo.

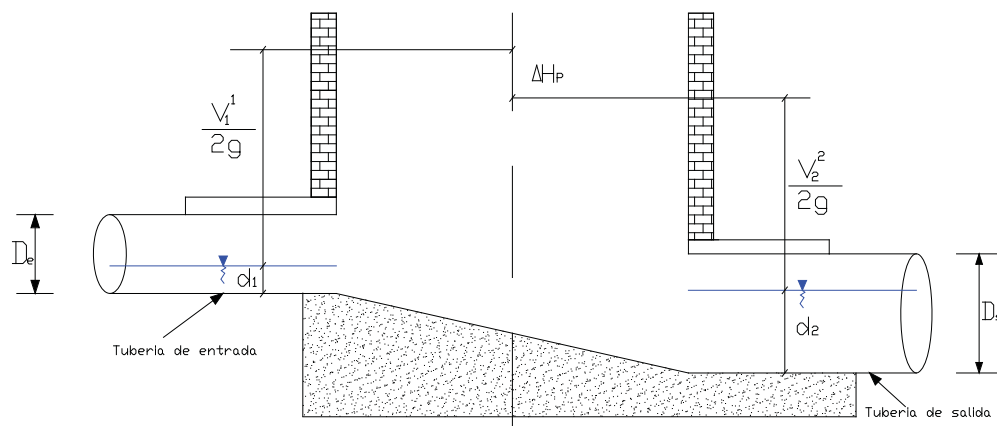
$$\Delta H_p = \Delta H_c + \Delta H_e \quad (3.37)$$

Donde:

$\Delta H_c$  = Pérdida de energía por el cambio

$\Delta H_e$  = Pérdida de energía por la transición

**Figura 3.17.- Empate de los colectores por línea de energía**



#### a) Pérdida de energía por cambio de dirección

La pérdida de energía por cambio de dirección, para flujo subcrítico o flujo supercrítico, es calculada en función de la relación entre el radio de curvatura del pozo  $r_c$  y el diámetro del colector  $D_c$ . De la tabla 3.5 se obtiene el término " $K \frac{V_1^2}{2g}$ " para evaluar esta pérdida de energía (para ángulos de deflexión de 90°).

#### b) Pérdida de energía por la transición

Este tipo de pérdidas obedece al aumento o a la disminución de la velocidad debida a un cambio de diámetro.

$$\Delta H_e = K * \left( \frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right) \quad (3.38)$$

Donde:

$K = 0.2$  para un aumento de velocidad

$K = 0.1$  para una disminución de la velocidad

Si el término  $\Delta H_c$  resulta negativo ( $K = 0.1$ ), no se debe tener en cuenta para el cálculo del término  $\Delta H_p$ , tenerlo en cuenta equivaldría a elevar la cota inferior del colector saliente, lo cual no se debe hacer bajo ninguna circunstancia.

### 3.6.10.3.- Empate por línea de energía para flujo supercrítico

Con flujo supercrítico, en general, se establece la sección de control a la entrada de la tubería saliente, es decir que la capacidad de entrada (figura 3.22).

Se busca entonces determinar la caída en el pozo, de tal manera que la elevación del agua en el pozo no sea mayor que la elevación de la lámina de agua en las tuberías concurrentes al mismo.

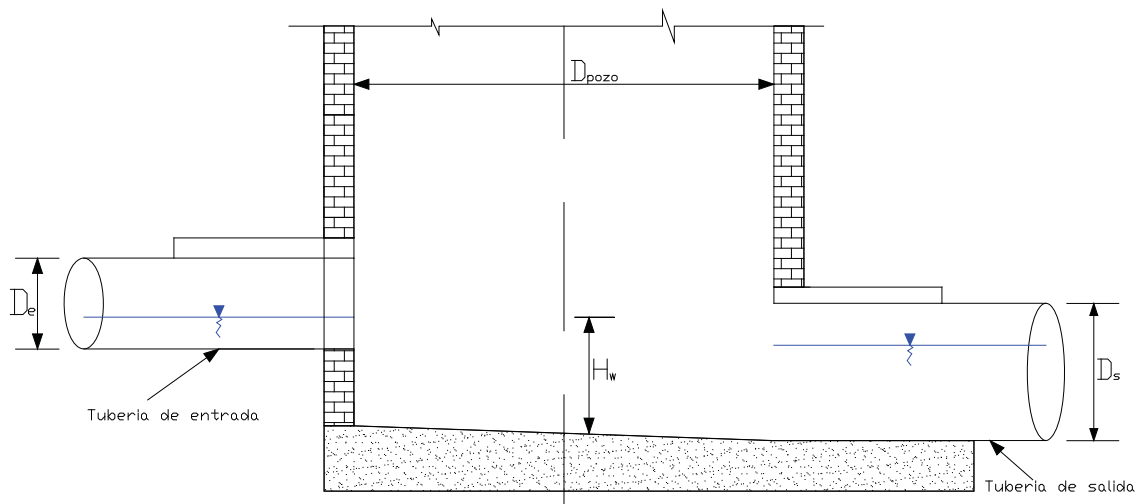
La entrada a la tubería de salida puede realizarse de manera sumergida o no, y este depende del diámetro y el caudal de esta.

**Tabla 3.5.- Pérdida de energía por cambio de dirección**

Régimen	$r_c/D_c$	$\Delta H_c$
Subcrítico	$>30$	$0.05 * \frac{V_1^2}{2 * g}$
	$1.5 - 3$	$0.2 * \frac{V_1^2}{2 * g}$
	$1 - 1.5$	$0.4 * \frac{V_1^2}{2 * g}$
Supercrítico	$6 - 8$	$0.4 * \frac{V_1^2}{2 * g}$
	$8 - 10$	$0.2 * \frac{V_1^2}{2 * g}$
	$>10$	$0.05 * \frac{V_1^2}{2 * g}$

Fuente: Acueductos y alcantarillados "Ricardo Alfredo López Cualla"

**Figura 3.22.- Empate de los colectores en flujo subcrítico**



**a) Entrada no sumergida**

$$\frac{Q}{D^2 \cdot \sqrt{g \cdot D}} < 0.62 \quad (3.39)$$

Es decir:

$$\frac{0.319 \cdot Q}{D^{2.5}} < 0.62 \quad (3.40)$$

Donde:

Q = Caudal de la tubería de salida  
D = Diámetro de la tubería de salida

La caída en el pozo,  $H_w$  se obtiene de la ecuación:

$$\frac{H_w}{D} = K \cdot \left( \frac{H_c}{D} + \frac{H_e}{D} \right) \quad (3.41)$$

Donde:

$H_e$  = Energía específica para las condiciones de flujo crítico.

$$H_c = Y_c + \frac{V_c^2}{2 \cdot g} \quad (3.42)$$

$H_c$  = Incremento de altura debido a las pérdidas. Su valor se obtiene de la ecuación empírica siguiente:

$$H_c = 0.589 \cdot D \cdot \left( \frac{Q}{D^2 \cdot \sqrt{g \cdot D}} \right)^{2.67} \quad (3.43)$$

K = Coeficiente que depende de la relación del diámetro del Pozo con el diámetro de la tubería saliente, se indica en la tabla 3.6:

**Tabla 3.6.- Coeficiente K**

$D_{\text{pozo}}/D_{\text{salida}}$	K
> 2	1.2
1.6 – 2	1.3
1.3 – 1.6	1.4
< 1.3	1.5

Fuente: Acueductos y alcantarillados “Ricardo Alfredo López Cualla”

El término de energía en condiciones de flujo crítico puede determinarse a partir de la siguiente ecuación, conocida también como el factor de sección:

$$\frac{Q}{\sqrt{g}} = A \cdot \sqrt{D} = \frac{\sqrt{2} \cdot (\theta - \sin \theta)^{1.5}}{32 \cdot \left( \sin \frac{\theta}{2} \right)^{0.5}} \cdot D^{2.5} \quad (3.44)$$

**b) Entrada sumergida**

La entrada a la tubería de salida es sumergida si:

$$\frac{Q}{D^2 \sqrt{g \cdot D}} > 0.62 \quad (3.45)$$

Es decir:

$$\frac{0.319 \cdot Q}{D^{2.5}} > 0.62 \quad (3.46)$$

La caída en el pozo se determina a partir de:

$$\frac{H_w}{D} = K * \left[ 0.7 + 1.91 * \left( \frac{Q}{D^2 \sqrt{g \cdot D}} \right)^2 \right] \quad (3.47)$$

Donde los términos han sido definidos anteriormente.

### 3.7.- PROBLEMAS RESUELTOS

**Ejemplo 3.1.-** Sobre una pendiente de 2.5 % se dispone una tubería de concreto de 200 mm de diámetro. Calcular la velocidad de las aguas residuales que fluyen a tubo lleno utilizando la ecuación de Chezy, con los coeficientes C, determinación Manning, Kutter y Bazin.

Solución:

a) Ecuación de Manning:

Mediante la ecuación 3.21, ya desarrollada y eligiendo el coeficiente de Manning de la Tabla 3.1 se tiene:

$$V = \frac{0.397}{0.013} * \left(\frac{200}{1000}\right)^{\frac{2}{3}} * \left(\frac{2.5}{100}\right)^{\frac{1}{2}} = 1.65 \text{ m/s}$$

b) Ecuación de kutter:

Con la ecuación 3.13, se calcula el coeficiente de Chezy C, escogiendo de la Tabla 3.1 el valor de m, el radio hidráulico  $R_h$  para secciones circulares corresponde a 1/4 del diámetro, como indica la ecuación 3.29

$$C = \frac{100 * \sqrt{0.2/4}}{0.3 + \sqrt{0.2/4}} = 42.71$$

La velocidad se calcula con la ecuación 3.11:

$$V = 42.71 * \sqrt{\frac{0.2}{4}} * 0.25 = 1.51 \text{ m/s}$$

c) Ecuación de Bazin:

El coeficiente de Chezy C se obtiene con la ecuación 3.14, eligiendo de la tabla 3.1 el valor de Y:

$$C = \frac{87 * \sqrt{0.2/4}}{0.22 + \sqrt{0.2/4}} = 43.85$$

Reemplazando este valor en la ecuación 3.11 se calcula la velocidad:

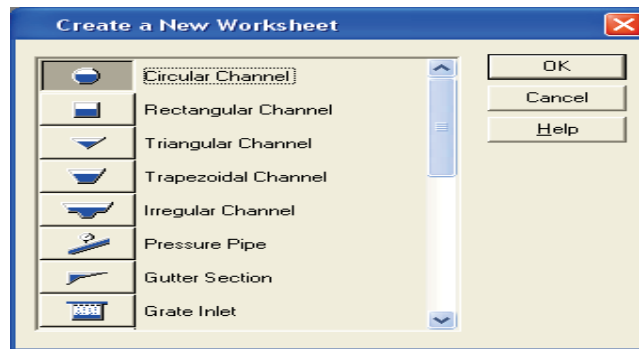
$$V = 43.85 * \sqrt{\frac{0.2}{4}} * 0.25 = 1.55 \text{ m/s}$$

**Ejemplo 3.2.-**Realización del ejemplo anterior con el programa FlowMaster; los encisos a) y b).

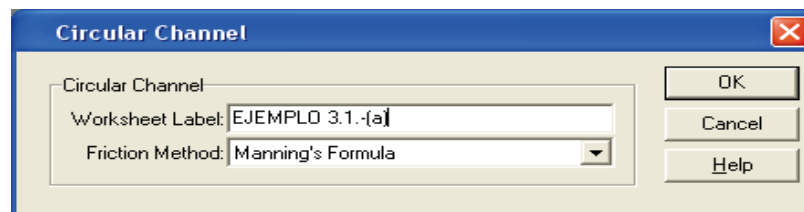
**Solución:**

a) Ecuación de manning:

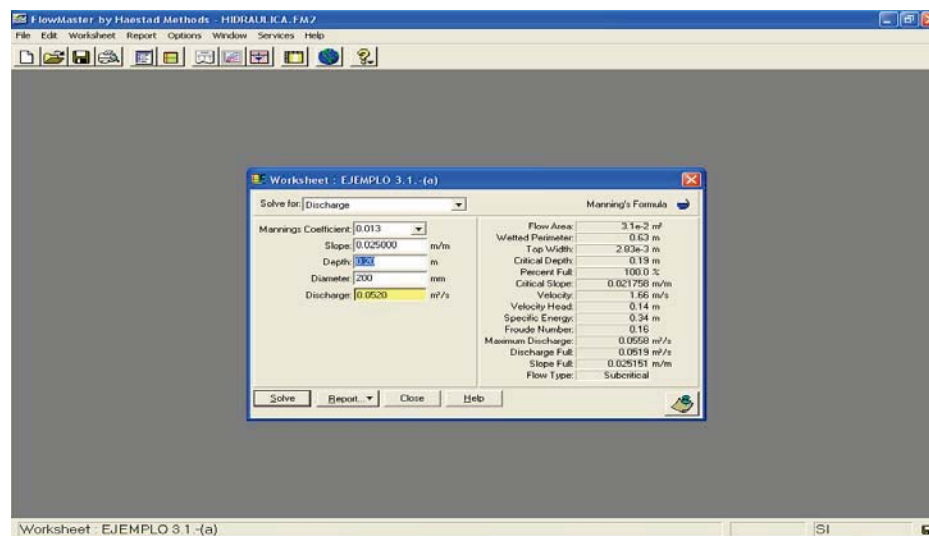
**Paso 1.-** Elegir la sección deseada que se muestra a continuación:



**Paso 2.-** Colocar nombre al ejemplo y elegir la formula que se va seguir:



**Paso 3.-** Se introduce los datos de entrada:

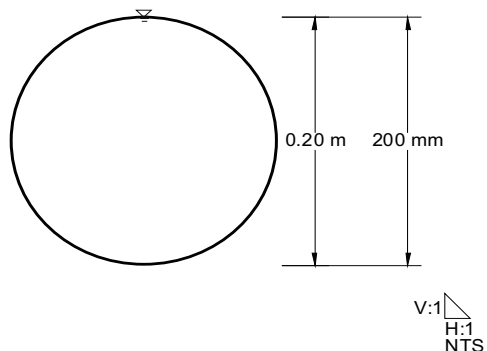


**Paso 4.-** Después de calcular se imprime los resultados:

Project Description	
Worksheet	EJEMPLO 3.1.-(a)
Flow Element	Circular Channel
Method	Manning's Formula
Solve For	Discharge

Input Data		
Mannings Coefficient	0.013	
Slope	0.025000	
Depth	0.20	
Diameter	200	

Results		
Discharge	0.0520	
Flow Area	3.1e-2	
Wetted Perimeter	0.63	
Top Width	2.83e-3	
Critical Depth	0.19	
Percent Full	100.0	
Critical Slope	0.021758	
Velocity	1.66	
Velocity Head	0.14	
Specific Energy	0.34	
Froude Number	0.16	
Maximum Discharge	0.0558	
Discharge Full	0.0519	
Slope Full	0.025151	
Flow Type	Subcritical	





## a) Ecuacion de Kutter's:

**Circular Channel**

Circular Channel

Worksheet Label:

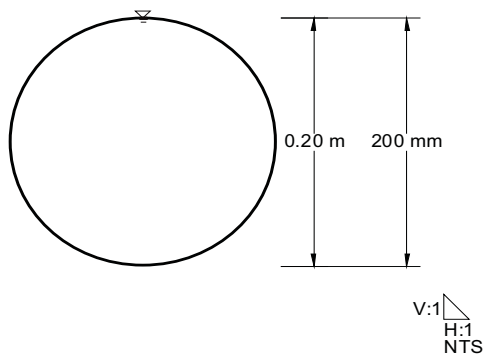
Friction Method:

OK Cancel Help

Project Description	
Worksheet	b)
Flow Element	Circular Channel
Method	Kutter's Formula
Solve For	Discharge

Input Data		
Kutter's Coefficient n	0.013	
Slope	0.025000	
Depth	0.20	
Diameter	200	

Results		
Discharge	0.0475	
Flow Area	3.1e-2	
Wetted Perimeter	0.63	
Top Width	8.94e-4	
Critical Depth	0.18	
Percent Full	100.0	
Critical Slope	0.021104	
Velocity	1.51	
Velocity Head	0.12	
Specific Energy	0.32	
Froude Number	0.08	
Maximum Discharge	0.0519	
Discharge Full	0.0474	
Slope Full	0.025056	
Flow Type	Subcritical	



**Ejemplo 3.3.-** Calcular el caudal y la pendiente de una tubería de concreto de 250 mm de diámetro, donde el agua residual fluye a una velocidad de 0.60 m/s.

**Solución:**

El caudal Q puede ser calculada mediante la ecuación de continuidad  $Q = A \cdot V$ :

$$Q = \frac{\pi * 0.25^2}{4} * 0.6 * 1000 = 29.45 \text{ l/s}$$

De la ecuación 3.22, que corresponde al caudal a tubo lleno para sección circular, se despeja la pendiente S:

$$S = \left( \frac{0.2945 * 0.013}{0.312 * 0.25^{8/3}} \right)^2 = 0.0025 \text{ m/m} = 0.25 \%$$

Como se puede observar, cuando la tubería fluye a una velocidad de 0.6 m/s, la pendiente que resulta para estas condiciones corresponde a la mínima establecida para este diámetro (ver Tabla 3.4).

**Ejemplo 3.4.-** Para diseñar una alcantarilla pluvial que recibirá 290 l/s, funcionando a sección llena, en una pendiente de 0.02 m/m, se cuentan con tuberías de concreto con los siguientes diámetros disponibles: 300 mm, 400 mm. Calcular también la velocidad a la que fluye el agua.

**Solución:**

Para encontrar el diámetro adecuado, se calculara el caudal que puede transportar cada tubería (con la ecuación 3.22) y se elegirá el que se aproxime.

Para 300 mm:

$$Q = \frac{0.312}{0.013} * \left( \frac{300}{1000} \right)^{8/3} * (0.02)^{1/2} = 0.1369 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} = 136.9 \text{ l/s}$$

Para 350 mm:

$$Q = \frac{0.312}{0.013} * \left( \frac{350}{1000} \right)^{8/3} * (0.02)^{1/2} = 0.2065 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} = 206.5 \text{ l/s}$$

Para 400 mm:

$$Q = \frac{0.312}{0.013} * \left( \frac{400}{1000} \right)^{8/3} * (0.02)^{1/2} = 0.2948 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} = 294.8 \text{ l/s}$$

Como el caudal calculado para la tubería de 400 mm no varía con mucho, entonces se adopta este diámetro. La velocidad se obtiene con la ecuación 3.21:

$$V = \frac{0.397}{0.013} * \left( \frac{400}{1000} \right)^{2/3} * (0.02)^{1/2} = 2.34 \text{ m/s}$$

**Ejemplo 3.5.-** Calcular la altura de escurrimiento  $d$  y la velocidad real en una alcantarilla con un diámetro de 300 mm situada sobre una pendiente de 0.005 m/m, con un valor de  $n$  de 0.015 cuando la descarga es de 8.5 l/s.

Solución:

Con la ecuación de Manning se calcula la velocidad y el caudal a tubo lleno (ecuación 3.21 y ecuación 3.22, respectivamente):

$$V = \frac{0.397}{0.015} * \left(\frac{300}{1000}\right)^{2/3} * (0.005)^{1/2} = 0.84 \text{ m/s}$$

$$Q = \frac{0.312}{0.015} * \left(\frac{300}{1000}\right)^{8/3} * (0.005)^{1/2} = 0.05932 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} = 59.32 \text{ l/s}$$

Se calcula la relación:

$$\frac{q}{Q} = \frac{8.5}{59.32} = 0.14$$

Con este valor de la Tabla 3.2 se obtienen los siguientes valores:

$$\frac{d}{D} = 0.253 \quad \rightarrow \quad d = 0.253 * 30 \text{ cm} = 7.6 \text{ cm}$$

$$\frac{v}{V} = 0.705 \quad \rightarrow \quad v = 0.705 * 0.84 \text{ m/s} = 0.592 \text{ m/s}$$

**Ejemplo 3.6.-** Una alcantarilla circular de 1.50 m de diámetro se encuentra sobre una pendiente de 0.0025, si  $n = 0.013$ , hallar:

- a) Q y V cuando la sección está llena.
- b) Q y V cuando la profundidad de la corriente de agua residual es de 0.38 m.
- c) Q y V cuando la profundidad de la corriente de agua residual es de 0.38 m.
- d) Q y profundidad de la corriente cuando  $q = 1.4 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Solución:

- a) Con la ecuación de Manning:

$$V = \frac{0.397}{0.013} * (1.50)^{2/3} * (0.0025)^{1/2} = 2 \text{ m/s}$$

$$Q = \frac{0.312}{0.013} * (1.50)^{8/3} * (0.0025)^{1/2} = 3.53 \text{ m}^3/\text{s}$$

- b) Se calcula la relación:

$$\frac{d}{D} = \frac{0.38}{1.50} = 0.253$$

De la Tabla 3.2 se obtienen las siguientes relaciones:

$$\frac{q}{Q} = 0.14 \quad \rightarrow \quad q = 0.14/3.53 = 0.494 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\frac{v}{V} = 0.705 \quad \rightarrow \quad v = 0.705/2 \text{ m/s} = 1.41 \text{ m/s}$$

- c) Como la relación:

$$\frac{q}{Q} = 0.6 \quad \rightarrow \quad q = 0.6/3.53 \text{ m}^3/\text{s} = 2.12 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\frac{v}{V} = 1.045 \quad \rightarrow \quad v = 1.045/2 \text{ m/s} = 2.1 \text{ m/s}$$

- d) La relación:

$$\frac{q}{Q} = \frac{1.40}{3.53} = 0.40$$

Entonces se obtiene:

$$\frac{q}{Q} = 0.440 \quad \rightarrow \quad d = 0.440/1.50 \text{ m} = 0.66 \text{ m}$$

$$\frac{v}{V} = 0.944 \quad \rightarrow \quad v = 0.944/2 \text{ m/s} = 1.88 \text{ m/s}$$

**Ejemplo 3.7.-** El caudal a tubo lleno que fluye por una alcantarilla de concreto de diámetro de 200 mm, es de 34 l/s con una pendiente de 0.01 m/m. Determinar:

- El tirante y la velocidad si funciona con un caudal de 17 l/s.
- La velocidad de flujo cuando el colector tenga un tirante de 14.7 cm.
- El caudal que llevara el colector para un tirante de 12.1 cm.

Solución:

Se calcula la velocidad a tubo lleno:

$$V = \frac{0.397}{0.013} * \left(\frac{200}{1000}\right)^{2/3} * (0.01)^{1/2} = 1.04 \text{ m/s}$$

a) Calculo de la relación:

$$\frac{q}{Q} = \frac{17}{34} = 0.5$$

Con este valor en la figura 3.17 se obtiene los siguientes valores:

$$\frac{d}{D} = 0.5 \quad \rightarrow \quad d = 0.5/20 \text{ cm} = 10 \text{ cm}$$

$$\frac{v}{V} = 1 \quad \rightarrow \quad v = 1/1.04 \text{ m/s} = 1.04 \text{ m/s}$$

b) Se calcula la relación:

$$\frac{d}{D} = \frac{14.7}{20} = 0.735$$

De la tabla 3.2 se obtienen la relación:

$$\frac{v}{V} = 1.130 \quad \rightarrow \quad v = 1.130/1.04 \text{ m/s} = 1.175 \text{ m/s}$$

c) Se calcula la relación:

$$\frac{d}{D} = \frac{12.1}{20} = 0.605$$

De la Tabla 3.2 se obtienen la relación:

$$\frac{q}{Q} = 0.68 \quad \rightarrow \quad q = 0.68/34 \text{ l/s} = 23.12 \text{ l/s}$$

**Ejemplo 3.8:** En una red de alcantarillado una cámara de inspección será ubicada en un cambio de dirección, la tubería de entrada tiene un diámetro de 150 mm y el agua fluye con una velocidad de 0.86 m/s. Mientras que la tubería de salida es de 200 mm y tiene una velocidad de 0.86 m/s. Mientras que la tubería de salida es de 200 mm y tiene una velocidad de 0.97 m/s. Para estas condiciones calcular la pérdida de energía total  $\Delta H_p$ . El cambio de dirección en la cámara de inspección se realiza con un radio de curvatura  $r_c = 40$  cm.

**Solución:**

$$D_e = 150 \text{ mm} = 15 \text{ cm}$$

$$V_1 = 0.86 \text{ m/s}$$

$$D_s = 200 \text{ mm} = 20 \text{ cm}$$

$$V_2 = 0.97 \text{ m/s}$$

$$r_c = 40 \text{ cm}$$

Para la pérdida de energía por cambio de dirección  $\Delta H_c$ . Primero se calcula la relación entre el radio de curvatura y el diámetro de entrada:

$$\frac{r_c}{D_e} = \frac{40 \text{ cm}}{15 \text{ cm}} = 2.67$$

Con este valor de la Tabla 3.5 se obtiene el valor de  $k = 0.2$ :

$$\Delta H_c = 0.2 * \frac{0.86^2}{2 * 9.8} = 0.00574$$

$$\Delta H_e = 0.2 * \left( \frac{0.97^2}{2 * 9.8} - \frac{0.86^2}{2 * 9.8} \right) = 0.00205 \text{ m}$$

Finalmente la pérdida de energía total se calculara con la ecuación 3.45:

$$\Delta H_p = 0.00754 + 0.00205 = 0.00959 \text{ m} = 9.6 \text{ mm}$$

### 3.8.- Problemas Propuestos

**3.1.-** Una tubería que se usa para transportar un caudal de 53 l/s a sección llena, tiene un diámetro de 250 mm y una pendiente del 0.6 %. Si el coeficiente de Chezy  $C$ , ha sido calculada con la ecuación desarrollada por Bazin, de que material será la tubería.

**Resp.-** PVC

**3.2.-** Calcular la velocidad para una tubería que fluye a sección llena sobre una pendiente de 0.8 %. La tubería es de asbesto cemento y tiene un diámetro de 300 mm.

**Resp.-** 1.22 m/s

**3.3.-** Un caudal de 160 l/s será transportado por una tubería funcionando a sección llena, en una pendiente de 0.007 m/m. Calcular el diámetro y la velocidad del conducto de hierro fundido.

**Resp.-**  $\Phi = 375\text{mm}$ ;  $V = 1.45\text{ m/s}$

**3.4.-** Determinar la velocidad real y la altura de escurrimiento  $d$ , en una alcantarilla con una pendiente de 0.008 m/m y un diámetro de 200 mm, cuando la descarga es de 10 l/s y con un valor de  $n$  de 0.012.

**Resp.-** 77 mm

**3.5.-** En una alcantarilla de arcilla vitrificada con un diámetro de 250 mm y una pendiente de 0.025 m/m, fluye un caudal de 42 l/s. Para estas condiciones calcular:

- a) El tirante y la velocidad si el caudal de escurrimiento es de 21 l/s.
- b) La velocidad de flujo cuando el colector tenga un tirante de agua de 15 cm.
- c) La altura de velocidad para las condiciones del inciso a).

**Resp.-** a)  $d = 80\text{ mm}$ ;  $V = 1.54\text{ m/s}$ . b)  $V = 2.05\text{ m/s}$ . c) 121 mm

**3.6.-** Calcular la pérdida de energía total  $\Delta H_p$  en una cámara de inspección ubicada en un cambio de dirección con un radio de curvatura  $r_c = 30\text{ cm}$ , la tubería de entrada tiene un diámetro de 20 cm y se establece una velocidad de 0.75 m/s. La tubería de salida es de 30 cm y tiene una velocidad de 1.05 m/s.

**Resp.-**  $\Delta H_p = 11.25\text{ mm}$

## CAPITULO IV

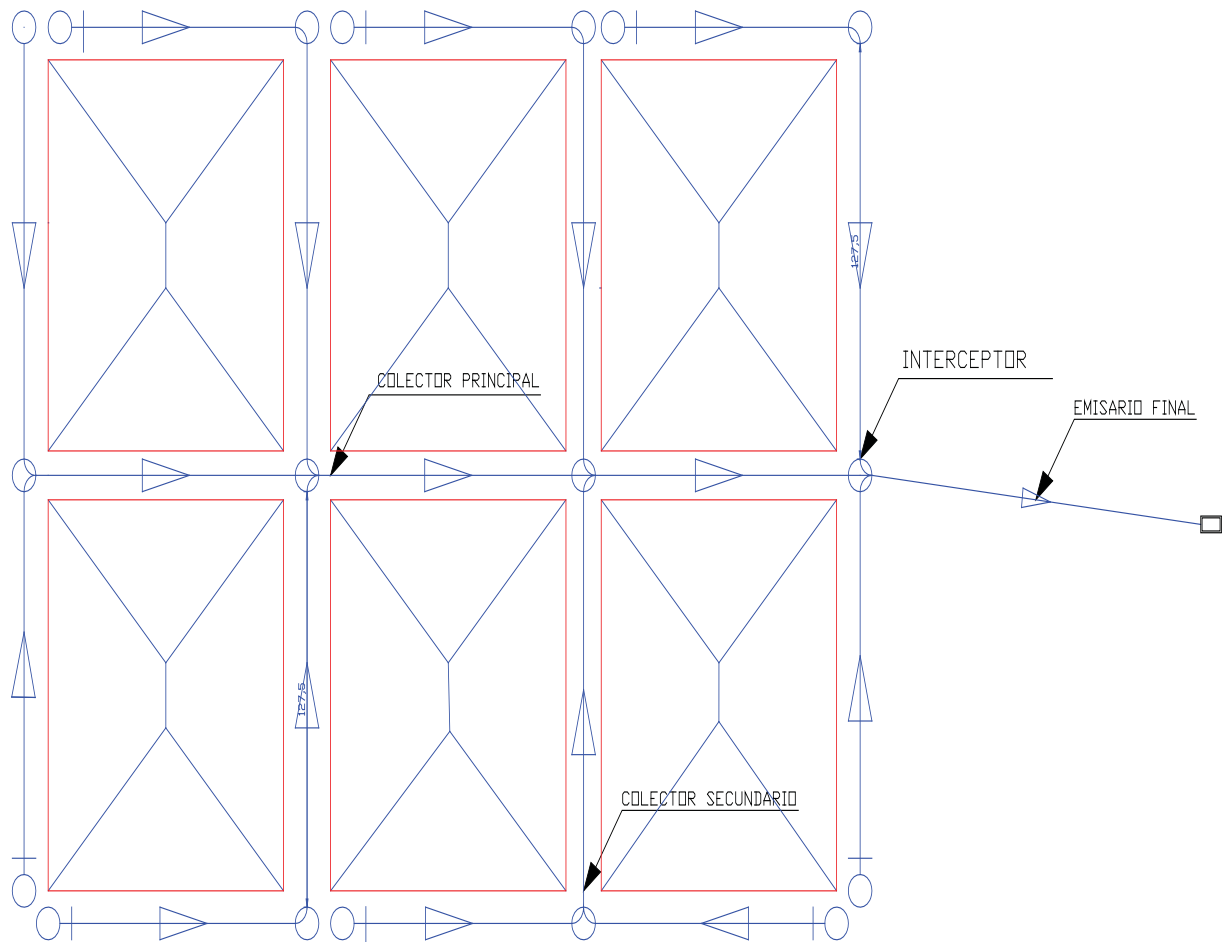
## SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO

## 4.1.- ALCANTARILLADO SANITARIO

Es el sistema de recolección diseñado para evacuar exclusivamente aguas residuales domésticas de una población. Un sistema de alcantarillado está constituido por un conjunto de tuberías, instalaciones y equipos destinados a coleccionar y transportar aguas residuales a un sitio final conveniente, de forma continua y segura para el medio ambiente.

## 4.2.- COMPONENTES DE UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO

Grafica 4.1.- Componentes del alcantarillado sanitario



- 1.- Colector secundario
- 2.- Colector principal
- 3.- Interceptor
- 4.- Emisario final



### 4.3.- CAUDALES DE APORTE

#### 4.3.1. Caudal medio diario de aguas residuales

$$Q_{md} = \frac{C_r * P * Dot.}{86400} \quad (4.1)$$

$$Q_{md} = \frac{C_r * N * to * Dot.}{86400} \quad (4.2)$$

$$Q_{md} = \frac{C_r * a * d * Dot.}{86400} \quad (4.3)$$

Donde:

- $Q_{md}$  = Caudal medio diario
- $C_r$  = Coeficiente de retorno o aporte
- $Dot$  = Consumo de agua potable (l/hab/día)
- $P$  = Población (hab.)
- $N$  = Número de lotes, adimensional
- $to$  = Tasa de ocupación poblacional, en hab/lote
- $a$  = Área de contribución en ha
- $d$  = Densidad poblacional, en hab/ha

##### 4.3.1.1.- Coeficiente de retorno ( $C_r$ )

El coeficiente de retorno ( $C_r$ ) es la relación que existe entre el caudal medio de aguas residuales domesticas y el caudal medio de agua que consume la población. Del total de agua consumida, solo una parte contribuye al alcantarillado, pues el saldo es utilizado para lavado de vehículos, lavado de aceras y calles, riego de jardines y huertas, irrigación de parques públicos, terrazas de residencias y otros. De esta manera, el coeficiente de retorno depende de factores locales como la localización y tipo de vivienda, condición de las calles (pavimentadas o no), tipo de clima u otros factores.

Se deben utilizar valores entre el 60 % y 80 % de la dotación de agua potable. Valores menores y mayores a este rango deben ser justificados por el proyectista.

##### 4.3.1.2.- Consumo de agua potable [Dotación ( $Dot$ )]

La contribución de las aguas residuales depende principalmente del abastecimiento de agua. Para el dimensionamiento del sistema de alcantarillado sanitario debe ser utilizado el consumo de agua efectivo per cápita, sin tomar en cuenta las pérdidas de agua:

- a) Los hábitos higiénicos y culturales de la comunidad.
- b) La cantidad de micro medición de los sistemas de abastecimiento de agua.
- c) Las instalaciones y equipamientos hidráulico – sanitario de los inmuebles.
- d) Los controles ejercidos sobre el consumo.
- e) El valor de la tarifa y la existencia o no de subsidios sociales o políticos.
- f) La abundancia o escasez de los puntos de captación de agua.
- g) La intermitencia o regularidad del abastecimiento de agua.
- h) La temperatura media de la región.
- i) La renta familiar.
- j) La disponibilidad de equipamientos domésticos que utilizan agua en cantidad apreciable.
- k) la intensidad de la actividad comercial.

Para el caso de sistemas nuevos de alcantarillado sanitario, la dotación media diaria de agua debe ser obtenida sobre la base de la población y zona geográfica dada, también se puede explicar que la dotación en los llanos es mayor que en los valles y mucho mas mayor que en el altiplano por el simple hecho por la influencia del clima por que a mayor temperatura mayor consumo de agua. A continuación se muestra las dotaciones en la tabla 4.1.

**Tabla 4.1 Dotación media diaria**

ZONAS	DOTACIÓN MEDIA (l/hab./día)					
	POBLACIÓN (hab.)					
	< 500	500 a 2000	2000 a 5000	5000 a 20000	20000 a 100000	> 100000
ALTIPLANO	30 – 50	30 – 70	50 – 80	80 – 100	100 – 150	150 – 200
VALLES	50 – 70	50 – 90	70 – 100	100 – 140	150 – 200	200 – 250
LLANOS	70 - 90	70 - 110	90 - 120	120 - 180	200 - 250	250 - 350

Fuente: Norma Técnica de diseño para sistemas de alcantarillado.

#### 4.3.1.3. Población (P)

Es el número de habitantes servidos por el proyecto para el periodo de diseño, el cual debe ser establecido con base en la población inicial. Para la estimación de la población de proyecto se deben considerar los siguientes aspectos:

- Población inicial, referida al número de habitantes dentro el área de proyecto que debe determinarse mediante un censo de población y/o estudio socioeconómico.
- Se deben aplicar los datos estadísticos de Instituto Nacional de Estadística para determinar la población de referencia o actual y los índices de crecimiento demográfico respectivos.
- Para poblaciones menores, en caso de no contar con índice de crecimiento poblacional, se debe adoptar el índice de crecimiento de la población de la capital o del municipio. Si el índice de crecimiento fuera negativo se debe adoptar como mínimo un índice de crecimiento de 1 %.
- Población futura, referida al número de habitantes dentro el área del proyecto que debe estimarse con base a la población inicial, el índice de crecimiento poblacional y el periodo de diseño.

La siguiente ecuación es para calcular la población actual que se va utilizar para el proyecto que es igual a la densidad poblacional por el área del proyecto; cabe recalcar que la densidad poblacional se obtiene de la población aforada dividida por el área del proyecto.

$$P = D_p A \quad (4.4)$$

Donde:

P = Población (Hab.)

D<sub>p</sub> = Densidad Poblacional (hab. /Ha)

A = Área de aporte (Ha)

#### 4.3.2.- Caudal máximo horario de aguas residuales

$$Q_{\max-H} = M * Q_{md} \quad (4.5)$$

Donde:

$Q_{\max-H}$  = Caudal máximo horario (l/s)

$Q_m$  = Caudal medio diario (l/s)

M = Coeficiente de punta

##### 4.3.2.1.-Coeficiente de punta

Para las ecuaciones según Harman y Babbitt validas para poblaciones de 1000 a 100000 habitantes.

###### a) según Harmon

$$M = 1 + \frac{14}{4+P^{0.5}} \quad (4.6)$$

El coeficiente de punta según Harman su alcance está recomendado en el rango:  $2 \leq M \leq 3$

###### b) Según Babbitt

$$M = \frac{5}{P^{0.5}} \quad (4.7)$$

En los dos casos anteriores:

M = Coeficiente de punta

P = Población en miles de habitantes.

###### c) Según Flores

$$M = \frac{3.5}{P^{0.1}} \quad (4.8)$$

P = número total de habitantes

###### d) Según Popel

**Tabla 4.2.- Valores de coeficiente de punta**

Población en miles	Coeficiente de Punta (M)
< 5	2.4 a 2
5 a 10	2 a 1.85
10 a 50	1.85 a 1.6
50 a 250	1.6 a 1.33
>250	1.33

Fuente: Norma Técnica de diseño para sistemas de alcantarillado

###### e) Según coeficientes de variación de caudal $k_1$ y $k_2$

$$M = k_1 * k_2$$

### 1) Coeficiente de máximo caudal diario (k1)

Es la relación entre mayor caudal diario verificado al año y el caudal medio diario anual, el coeficiente k1 varía entre 1.2 a 1.5 según las características de la población. Los valores mayores de k1 corresponden a poblaciones menores

### 2) Coeficiente de máximo caudal horario (k2)

Es la relación entre mayor caudal observado en una hora del día de mayor consumo y el caudal medio del mismo día.

**Tabla 4.3 Valores del coeficiente K2**

TAMAÑO DE LA POBLACIÓN (hab)	COEFICIENTE K2
< 2000	2.2
2000 a 10000	2
10000 a 100000	1.8
> 100000	1.5

Fuente: Norma Técnica de diseño para sistemas de alcantarillado.

#### 4.3.3.- Caudal mínimo de diseño

El valor que se acepta como límite inferior del menor gasto probable para cualquier tramo de alcantarilla, que corresponde a la descarga de un inodoro tiene un valor de 1.5 l/s.

#### 4.4.- CAUDAL DE INFILTRACIÓN

Las contribuciones indebidas en las redes de sistemas de alcantarillado sanitario, pueden ser originarias del subsuelo – genéricamente designadas como infiltraciones – o pueden provenir del encauce accidental o clandestino de las aguas pluviales. Las aguas del suelo penetran a través de los siguientes puntos:

- Por las juntas de las tuberías.
- Por las paredes de las tuberías.
- En las estructuras de las cámaras de inspección o pozos de visita, cajas de inspección, cajas de paso, tubos de inspección y limpieza y terminales de limpieza.

El caudal de infiltración ( $Q_i$ ) es igual a ( $C_i$ ) por la longitud (L) del tramo del colector (m).

**Tabla 4.4.- Valores de Infiltración**

VALORES DE INFILTRACIÓN EN TUBERÍAS $C_i$ (l/s/m)				
Nivel Freático	Tubería de Hormigón		Tubería de material de plástico	
	Tipo de unión			
	Hormigón	Anillo goma	Hormigón	Anillo goma
	Bajo	0.0005	0.0002	0.0001
Alto	0.0008	0.0002	0.00015	0.00005

Fuente: Manual para el cálculo, diseño y proyecto de redes de alcantarillado "Ing. Waldo Peñaranda"

#### 4.5.- CAUDAL DE CONEXIONES ERRADAS

Se deben considerar los aportes de aguas pluviales al sistema de alcantarillado sanitario, provenientes de malas conexiones (de bajantes de tejados y patios). Estos aportes son función de la efectividad de las medida de control sobre la calidad de las conexiones domiciliarias y de la disponibilidad de sistemas de recolección y evacuación de aguas pluviales.

El caudal por conexiones erradas debe ser del 5 % al 10 % del caudal máximo horario de aguas residuales domesticas.

#### 4.6.- CAUDAL DE DESCARGA CONCENTRADA

La contribución del caudal de descarga concentrada generalmente proviene de industrias, establecimientos comerciales (mercados, restaurantes, locales de baile), instituciones públicas y también de áreas de expansión previstas en el proyecto. Además de los valores que corresponden a los valores finales previstos, deben estimarse los valores iniciales de caudal de operación de cada tramo para propósitos de verificación del comportamiento hidráulico del sistema en sus etapas iniciales de servicio.

##### 4.6.1.- Industriales ( $Q_{ind.}$ )

Los caudales de aguas residuales de tipo industrial varían según el tipo y tamaño de la industria. Si no se cuenta con el dato de la dotación de agua suministrada, se puede calcular dependiendo del tipo de industria, el caudal puede oscilar entre 16000 a 18000 l/industria/día.

$$Q_{ind} = \frac{\# \text{ industrias} \cdot \text{dot.}}{86400}, \text{ en l/s}$$

Donde:

$Q_{ind}$  = caudal industrial (lts/s)

# Industria = numero de industrias (separado para cada tipo de industria)

Dot. = dotación industrial (l/industria/día)

**Fuente:** tesis de alcantarillado sanitario de la universidad de san Carlos de Guatemala. Autor Luis Arnaldo Estrad Gonzales.

##### 4.6.2.- Comerciales ( $Q_c$ )

Este caudal está conformado por el agua que es desechada de comercios, restaurantes, hoteles, etc. la dotación comercial varía según el comercio a considerar y puede estimarse entre 600 a 3000 l/comercio/día, solo para este ejemplo. Para otros proyectos varía según el comercio que existe en la zona.

El caudal comercial se calcula de la siguiente manera:

$$Q_c = \frac{\# \text{ comercios} \cdot \text{dot.}}{86400}, \text{ en l/s.}$$

Donde:

$Q_c$  =caudal comercial (l/s)

# Comercios = número de comercios (separado para cada tipo de comercios)

Dot. = dotación comercial (l/comercio/día)

**Fuente:** tesis de alcantarillado sanitario de la universidad de san Carlos de Guatemala. Autor Luis Arnaldo Estrad Gonzales.

#### 4.6.3.- Instituciones públicas ( $Q_{IP}$ )

Este caudal está conformado por el agua que es desechada de cuarteles, hospitales, escuela, universidades etc. la dotación Institucional varía según el establecimiento a considerar y puede estimarse entre 5000 a 15000 l/Instituciones Públicas/día, solo para este ejemplo. Para otros proyectos varía según el comercio que existe en la zona.

El caudal comercial se calcula de la siguiente manera:

$$Q_{IP} = \frac{\# \text{ Instituciones Publicas} \cdot \text{dot.}}{86400}, \text{ en l/s}$$

Donde:

$Q_{IP}$  = caudal Instituciones Públicas (l/s)

# Instituciones públicas = número de Instituciones Publicas

Dot. = dotación comercial (l/Instituciones Públicas/día)

**Fuente:** tesis de alcantarillado sanitario de la universidad de san Carlos de Guatemala. Autor Luis Arnaldo Estrad Gonzales.

#### 4.7.- CAUDAL DE DISEÑO

$$Q_d = Q_{\max-H} + Q_i + Q_e + \sum Q_{dc} \quad (4.9)$$

Donde:

$Q_d$  = Caudal de diseño (l/s)

$Q_{\max-H}$  = Caudal máximo (l/s)

$Q_i$  = Caudal de infiltración (l/s)

$Q_e$  = Caudal de conexiones erradas (l/s)

$\sum Q_{dc} = Q_{ind} + Q_c + Q_{IP}$

#### 4.8.- CRITERIOS DE DISEÑO

Los criterios de diseño se refiere a establecer las condiciones para la definición y estimación de los parámetros de diseño que deben considerarse en el proceso de diseño de sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales.

##### 4.8.1. Criterio de tensión tractiva para el calculo

##### 4.8.1.1.- Tensión tractiva mínima

La tensión tractiva mínima del flujo debe superar la resistencia del sedimento al movimiento. Como resultado de las investigaciones en el campo y simulaciones en laboratorio realizado por Shields, la tensión tractiva está dada por la siguiente ecuación:

$$\tau_{\min} = f * (\gamma_a - \gamma_w) * d_{90\%-95\%} \quad (4.14)$$

Donde:

$\tau_{\min}$  = Tensión tractiva mínima (kg/m<sup>2</sup>)

$f$  = Constante adimensional

$\gamma_a$  = Peso específico del material de fondo como arena ( $\text{kg/m}^3$ )

$\gamma_w$  = Peso específico del agua ( $\text{kg/m}^3$ )

$d_{90\%-95\%}$  = Diámetro del 90% al 95% de las partículas a ser transportadas (m)

**Tabla 4.7.- Valores de  $f$**

Material	Constante adimensional ( $f$ )
Arena limpia	0.04
Arena en suspensión	0.05 a 0.06
Arena pegajosa	0.8

Fuente: Norma Técnica de diseño para sistemas de alcantarillado.

Por tal razón se adopta una media de valor mínimo  $\tau_{\min} = 1$  Pa. y en los tramos iniciales la verificación de la tensión tractiva mínima no debe ser inferior a 0.60 Pa.

#### 4.8.1.2.- tensión tractiva

$$\tau = \rho * g * R_H * S \quad (4.15)$$

Donde:

$\tau$  = Fuerza tractiva ( $\text{N/m}^2$ )

$\rho$  = Densidad del agua ( $\text{Kg/m}^3$ )

$g$  = Aceleración de la gravedad ( $\text{m/S}^2$ )

$R_H$  = Radio hidráulico (m)

$S$  = Pendiente de la tubería (m/m)

#### 4.8.2.- Criterio de la pendiente para el cálculo

##### 4.8.2.1.- Pendiente mínima

##### 4.8.2.1.1.- Pendiente mínima para tuberías con flujo lleno

De la ecuación 4.16 se despeja  $S$

$$S_{\min} = \frac{\tau_{\min}}{\rho * g * R_H}$$

Donde:

$$R_H = \frac{D}{4}$$

Entonces el pendiente mínimo es la siguiente ecuación 4.16:

$$S_{\min} = \frac{4 * \tau_{\min}}{\rho * g * D} \quad (4.16)$$

##### 4.8.2.1.2.- Pendiente mínima para tuberías con flujo parcialmente lleno

$$S_{\min} = \frac{4 * \tau_{\min}}{\rho * g * D \left( 1 - \frac{360 * \sin \theta^\circ}{2 * \pi * \theta^2} \right)} \quad (4.17)$$

Donde:

$$\theta^\circ = 2 * \cos^{-1} \left( 1 - \frac{2 * h}{D} \right)$$

- $h = 0.75 * D$   
 $S_{\min}$  = Pendiente mínima del tramo de tubería (m/m)  
 $\tau_{\min}$  = Tensión tractiva mínima (N/m<sup>2</sup>)  
 $\rho$  = Densidad del agua (kg/m<sup>3</sup>)  
 $g$  = Aceleración de la gravedad (m/s<sup>2</sup>)  
 $D$  = Diámetro de la tubería (m)  
 $h$  = tirante de agua (m)

#### 4.8.2.2.- Pendiente máxima

La pendiente máxima debe ser considerada para una velocidad máxima en la tubería de 5,0 m/s.

#### 4.8.3.- Velocidad para los cálculos hidráulicos

##### ➤ Según Colebrook – White

$$V = -2 * \log \left( \frac{2.51 * \nu}{D * \sqrt{2 * g * D * S}} + \frac{K}{3.71} \right) * \sqrt{2 * g * D * S} \quad (4.10)$$

Donde:

- $V$  = Velocidad (m/s)  
 $D$  = Diámetro de la tubería (m)  
 $S$  = Pendiente (m/m)  
 $K/D$  = Rugosidad relativa de la pared de la tubería (m/m)  
 $\nu$  = Viscosidad cinemática (m<sup>2</sup>/s)  
 $g$  = Aceleración de la gravedad (m/s<sup>2</sup>)

**Tabla 4.6.- Valores de las rugosidades de las tuberías**

MATERIAL	RUGOSIDAD [K (m)]
PVC	0.0001
Hormigón	0.0003
Fierro fundido sin revestimiento	0.00025
Fierro fundido sin revestimiento	0.000125

Fuente: Azevedo Netto (1998)

Para tuberías con flujo parcialmente lleno se empleara la ecuación (4.11), pero con la excepción del término  $D$  que será igual a  $h$ .

$$h = 0.75 * D$$

##### ➤ Según Manning

$$V = \frac{1}{n} * R_H^{2/3} * S^{1/2} \quad (4.11)$$

Donde:

- $V$  = Velocidad (m/s)  
 $n$  = coeficiente de rugosidad de Manning (Adimencional)  
 $R_H$  = Radio hidráulico (m)  
 $S$  = Pendiente (m/m)



Radio hidráulico ( $R_H$ ) para tuberías con flujo lleno

$$R_H = \frac{D}{4}$$

Radio hidráulico ( $R_H$ ) para tuberías con flujo parcialmente lleno

$$R_H = \frac{D}{4} \left( 1 - \frac{360 * \sin \theta^\circ}{2 * \pi * \theta^\circ} \right)$$

Donde:

$$\theta^\circ = 2 * \cos^{-1} \left( 1 - \frac{2 * h}{D} \right)$$

Donde:

$$h = 0.75 * D$$

D = Diámetro de la tubería

➤ **Según la ecuación de continuidad**

$$V = \frac{Q}{A} \quad (4.12)$$

Donde:

V = Velocidad (m/s)

$Q_d$  = Caudal de diseño ( $m^3/s$ )

A = Área de la sección ( $m^2$ )

Área (A) para tuberías con flujo lleno

$$A = \pi * \frac{D^2}{4}$$

Área (A) para tuberías con flujo parcialmente lleno

$$A = \pi * \frac{h^2}{4}$$

Donde:

$$h = 0.75 * D$$

#### 4.8.4.- Velocidad crítica

$$V_c = 6 * \sqrt{g * R_H} \quad (4.13)$$

Donde:

$V_c$  = velocidad crítica (m/s)

g = Aceleración de la gravedad ( $m/s^2$ )

$R_H$  = Radio Hidráulico (m)

#### 4.8.5.- Criterio para el ancho de la zanja

Se puede explicar que a mayor profundidad de excavación mayor es el ancho de la zanja, como también varía según al terreno que tiene si es firme o deslizable cuando se va excavar por tal motivo es mayor el ancho de la zanja con entibado que el ancho de zanja sin entivamiento.

Las dimensiones mínimas del ancho de zanjas para diferentes diámetros de colectores se muestran en la siguiente tabla 4.8:

**Tabla 4.8.- Dimensiones mínimas de zanja**

Diámetro (mm)	Profundidad de excavación (m)					
	< 2		2 a 4		4 a 5	
	Anchos de zanja					
	Sin entibado	Con entibado	Sin entibado	Con entibado	Sin entibado	Con entibado
100	0.50	0.60	0.65	0.75	0.75	0.95
150	0.60	0.70	0.70	0.80	0.80	1.00
200	0.65	0.75	0.75	0.85	0.85	1.05
250	0.70	0.80	0.80	0.90	0.90	1.10
300	0.80	0.90	0.90	1.00	1.00	1.20
400	0.90	1.00	1.00	1.10	1.10	1.30
450	0.95	1.05	1.05	1.15	1.15	1.35
500	1.00	1.10	1.10	1.20	1.20	1.40
550	1.10	1.20	1.20	1.30	1.30	1.50
600	1.15	1.25	1.25	1.40	1.35	1.60
700	1.25	1.35	1.35	1.50	1.45	1.70
800	1.35	1.45	1.45	1.60	1.55	1.80
900	1.50	1.60	1.60	1.75	1.70	1.95
1000	1.60	1.70	1.70	1.85	1.80	2.05
1100	1.80	1.90	1.90	2.05	2.00	2.25

Fuente: NB688

#### 4.8.6.- Recubrimiento mínimo a la cota clave

La profundidad del recubrimiento debe ser definida por el cálculo estructural de la tubería instalada en zanja, considerando que los esfuerzos a la que está sometida depende de las características del suelo, cargas de relleno y vehicular, tipo de material de la tubería, cama de asiento, ubicación y trazado en el terreno. El recubrimiento mínimo del colector debe evitar la ruptura de éste ocasionada por cargas vivas que pueda experimentar. Asimismo, se deben utilizar tuberías y accesorios de diferentes tipos de materiales, siempre que cuenten con la certificación del organismo competente autorizado en el país.

Los colectores se proyectarán a una profundidad tal, que asegure satisfacer la más desfavorable de las siguientes condiciones:

- La profundidad requerida para prever el drenaje de todas las áreas vecinas.
- La profundidad necesaria para no interferir con otros servicios públicos existentes /o proyectados, ubicados principalmente en las calles transversales a la línea del colector
- Un recubrimiento mínimo de 1 m. sobre la clave del colector en relación con el nivel de la calzada; salvo vías peatonales en que el recubrimiento podrá ser menor.
- Asegurar el drenaje de todos los lotes que den frente a la calle en la que estará ubicado el colector, considerando que por lo menos las dos terceras (2/3) partes de cada lote, en profundidad, pueda descargar por gravedad, partiendo la instalación anterior con 0,30 m. por debajo del nivel del terreno y con una pendiente mínima de quince por mil (15%)

En vías peatonales pueden reducirse la distancia entre las tuberías, y entre estas y los límites de propiedad, así como los recubrimientos, siempre que se cumplan las siguientes condiciones:

- Se diseñe protección especial a las tuberías para evitar su fisuramiento o ruptura.
- Se utilicen tuberías de calidad que garantice que no se producirán filtraciones.
- Las vías peatonales diseñadas presenten elementos (bancas, jardines, etc.), que impidan el paso de vehículos.

Los valores mínimos permisibles de recubrimiento de los colectores se definen en la tabla 4.9.

**Tabla 4.9.- Profundidad mínima de colectores**

Ubicación	Profundidad a la clave del colector (m)
Vías peatonales o zonas verdes	0,75
Vías vehiculares	1,00

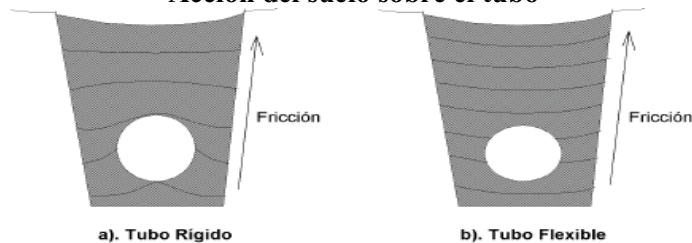
Para casos especiales como localidades con evidentes problemas de desagüe, los valores anteriores deben reducirse tomando las previsiones estructurales y geotécnicas correspondientes.

Las conexiones domiciliarias y los colectores de aguas residuales deben localizarse por debajo de las tuberías de agua.

#### 4.8.6.1.- CALCULO ESTRUCTURAL DE TUBERÍAS INSTALADA EN ZANJA

El diseño estructural de un alcantarillado sanitario exige que la resistencia de la tubería instalada, dividida por un factor de seguridad determinado debe igualar o exceder las cargas concentradas y uniformemente distribuidas en superficie sobre ésta, por la combinación del peso de suelo (carga muerta) y cualquier carga viva dinámica (originadas por vehículos, o estática (por acumulación de materiales), sobre el terreno. A continuación se hace una demostración de cómo se calcula una deflexión de la tubería.

##### Acción del suelo sobre el tubo



##### DATOS DE LA TUBERÍA

Tubería SDR35  
 Diámetro exterior del tubo  $D_e$  (m) = 0.11  
 Rigidez de la tubería PS ( $\text{kgf/m}^2$ ) = 32631

##### DATOS DEL TERRENO

Peso específico del relleno  $\gamma$  ( $\text{kgf/m}^3$ ) = 2000  
 Ancho de zanja  $B_d$  (m) = 0.5  
 Altura del recubrimiento  $H$  (m) = 1  
 $E' =$  Modulo de reacción del suelo  $\text{kg/m}^2 = 281228$

#### CALCULO DE CARGAS DEBIDAS AL RELLENO ( $w_d$ )

Ecuación de Marston:

$$W_d = C_d * \gamma * B_d$$

Calculo de  $C_d$

$$C_d = \frac{1 - e^{-2 * k\mu' * \frac{H}{B_d}}}{2 * k\mu'}$$

**Valores de  $k\mu'$** 

$k\mu'$	Material
0.1924	materiales granulares sin cohesión
0.1650	máximo para arenas y gravas
0.1500	máximo para suelos superficiales
0.1300	máximo para arcillas ordinarias
0.1100	máximo para arcillas saturadas

Fuente: NB-688

Para este ejemplo se escoge materiales granulares sin cohesión por tanto  $k\mu'$  es igual a 0.1924

$$C_d = \frac{1 - e^{-2 * 0.1924 * \frac{1}{0.5}}}{2 * 0.1924} = 1.39$$

Por tanto  $W_d = C_d * \gamma * B_d = 1.39 * 2000 * 0.5 = 1390 \text{ kg/m}^2 \rightarrow W_d = 1390 \text{ (kg/m}^2\text{)}$

**CALCULO DE LAS CARGAS DINÁMICAS DE TRANSITO ( $W_t$ )****teoría de Boussinesq**

$$W_L = \frac{1}{L} * C_s * \frac{P}{D_e} * It$$

Donde:

L = Longitud efectiva (m) = 0.9

P = Carga concentrada de la rueda

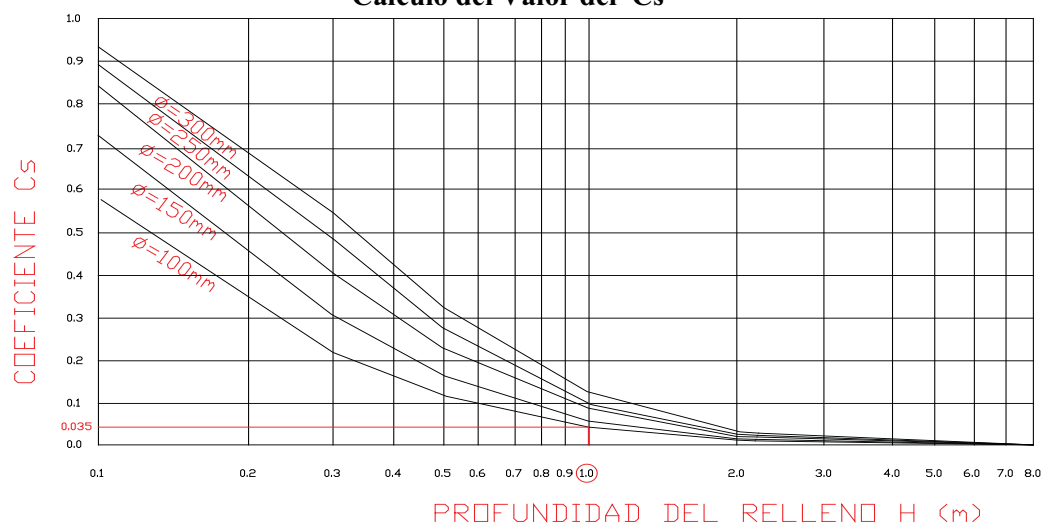
Cs = Coeficiente de carga de ruedas (adim)

**Carga concentrada según el eje del camión**

Carga máxima (ton)	eje
5.5	para eje sencillo y rueda sencilla
10.5	para eje sencillo y rueda doble
18.0	para eje doble y rueda doble
27.0	para eje triple y rueda doble

Fuente: Norma mexicana de Carreteras

Entonces para el ejemplo tomamos en cuenta el más mayor de la carga concentrada de la rueda (P) de 27000 kg.

**Calculo del Valor del  $C_s$** 

Fuente: Norma mexicana de Carreteras

Para un recubrimiento de un metro tenemos un  $C_s = 0.035$

Calculo de Factor de impacto ( $I_t$ )

#### Factor de impacto vs Profundidad de relleno

Profundidad de Enterramiento (m)	Carreteras	Vías de FF.CC.	Pistas de Aterrizaje
0.0 a 0.3	1.50	1.75	1.00
0.3 a 0.6	1.35	-	1.00
0.6 a 0.9	1.15	-	1.00
<b>Mayor a 0.9</b>	<b>1.00</b>	-	<b>1.00</b>

Fuente: Norma mexicana de Carreteras

Entonces  $I_t = 1$  para tramos carreteros

$$\text{Por tanto } W_L = \frac{1}{L} * C_s * \frac{P}{D_e} * I_t = \frac{1}{0.9} * 0.035 * \frac{27000}{0.11} * 1 = 9546 \text{ kg/m}^2$$

$$\rightarrow W_L = 9546 \text{ (kg/m}^2\text{)}$$

## VERIFICACIÓN DE TUBERÍAS FLEXIBLES

### Teoría de Spangler

$$\% \text{ deflexion} = 100 * \frac{(D_L * W_d + W_L) * K}{0.149 * P_s + 0.061 * E'}$$

Donde:

$D_L$  = Factor de deflexion = 1.5 para condicion de zanja. (Marston)

$K$  = Constante de encamado (m) = 0.1 Asumido. (Marston)

$W_d$  = Presión Carga Muerta,  $\text{kg/m}^2 = 1390$

$Q_L$  = Presión de carga viva,  $\text{kg/m}^2 = 9546$

$P_s$  = Rigidez  $\text{kg/m}^2 = 32631$  Rigidez de los tubos

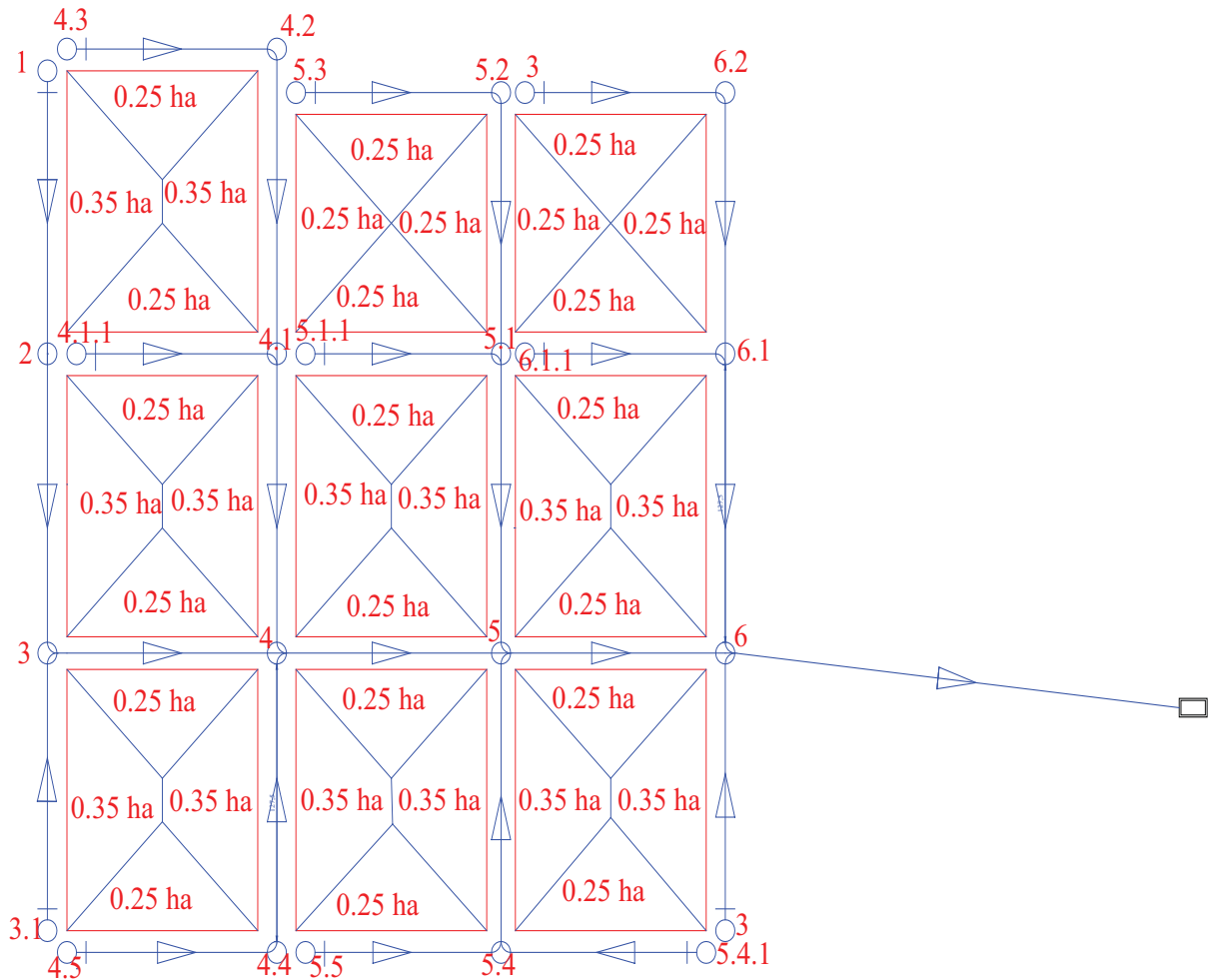
$$\text{Entonces } \% \text{ deflexion} = 100 * \frac{(1.5 * 1390 + 9546) * 0.1}{0.149 * 32631 + 0.061 * 281228} = 5.28 \%$$

Por tanto  $5.28 \% < 7.5\%$  por ende se cumple el recubrimiento de 1 metro para un ancho de zanja de 0.5 m de una tubería de 100 mm.

#### 4.9.- PLANILLA DE CÁLCULO

Para explicar la metodología del llenado de las planillas de cálculo para alcantarillado sanitario, se desarrollará el siguiente ejemplo:

**Figura 4.2.- esquema representativo de una red de alcantarillado sanitario**



#### Datos para el ejemplo:

Periodo de diseño (t) = 20 años obtenido de la tabla 2.1

Población inicial ( $P_0$ ) = 2080 hab

Área total del proyecto (A) = 10.4 ha

Coefficiente de retorno ( $C_r$ ) = 75 %

Índice de crecimiento poblacional anual (i) = 1.2 %

Dot. Comercial = 600 - 3000 l/comercio/día

Dot. Instituciones Públicas = 5000 - 15000 l/Inst. Púb./día

Dot. Industrial = 16000 - 18000 l/Industria/día

Ancho de zanja sin entibamiento

Densidad poblacional = 254 hab/ha

Coef. De rugosidad = 0,010

Coefficiente de Punta = según babbitt

Peso esp.del agua = 1000 Kg/m<sup>3</sup>

Cama de arena = 10 cm

Dotación = 90 L/hab/día

Coefficiente de Infiltracion = 0,00005 l/s/m

Caudal malos empotramientos = 8%

Teniendo estos datos se calculará los siguientes parámetros:

### **Población futura**

Para calcular la población futura se emplea en función del tamaño de la población, de acuerdo a lo especificado en la tabla 2.1, para el ejemplo utilizaremos el método geométrico.

$$P_f = P_0 * \left(1 + \frac{i}{100}\right)^t = 2641 \text{ hab}$$

### **Densidad poblacional**

$$D_p = \frac{P_f}{A} = 254 \text{ hab/ha}$$

### **Dotación**

Para calcular la dotación se utiliza la tabla 4.1  
El proyecto es de la zona de los valles

$$\text{Dot} = 90 \text{ l/hab/día}$$

### **Tensión tractiva mínima**

Datos:

Material = arena en suspensión con  $\rho_a = 2650 \text{ Kg/m}^3$

f = constante adimensional se obtiene de la tabla 4.5

Densidad del agua ( $\rho_{H_2O}$ ) =  $1000 \text{ Kg/m}^3$

$D_{90-95\%} = 1 \text{ mm}$

$$\tau_{\text{mím}} = f * (\rho_a * g - \rho_{H_2O} * g) * D_{90-95\%} = 0.971 \text{ N/m}^2 \rightarrow \tau_{\text{mím}} = 1 \text{ Pa}$$

En la planilla de cálculo representada en la tabla 4.10, se ha enumerado las columnas que serán explicadas detalladamente a continuación:

**Columna 1:** Numeración de fila.

En esta columna se enumera las filas de la planilla.

**Columna 2,3, 4:** Ubicación del colector.

En estas columnas se ubica la calle y con qué calles se intercepta.

**Columna 5,6:** Numeración del colector.

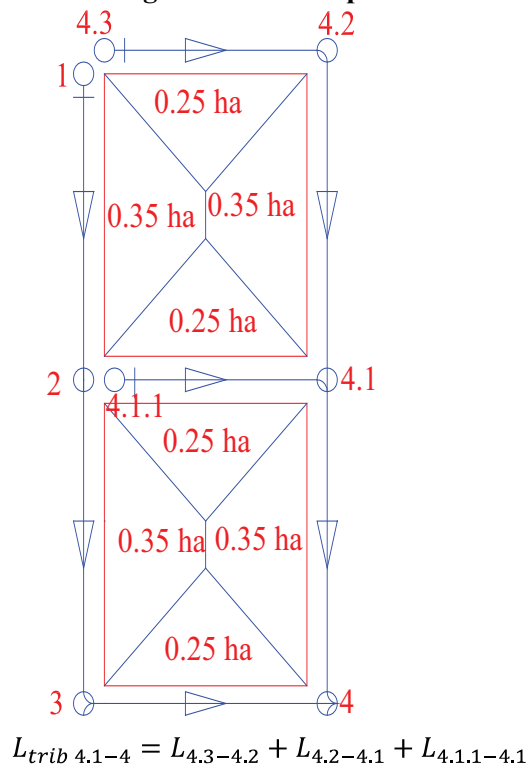
En estas columnas se anotan los números de las cámaras superior e inferior de cada tramo respectivamente.

**Columna 7:** Longitud de cada colector en metros.

**Columna 8:** Longitud tributaria.

Es la suma de las longitudes acumuladas en metros, de todos los colectores que anteceden. Por ejemplo:

**Figura 4.3.- Longitud tributaria para el colector 2 - 3**



Donde:

$L_{trib}$  = longitud tributaria del colector

$L$  = longitud del colector

**Columna 9:** Longitud Acumulada.

Es la suma de la columna [7] y [8]

**Columna 10:** Área propia en Hectáreas

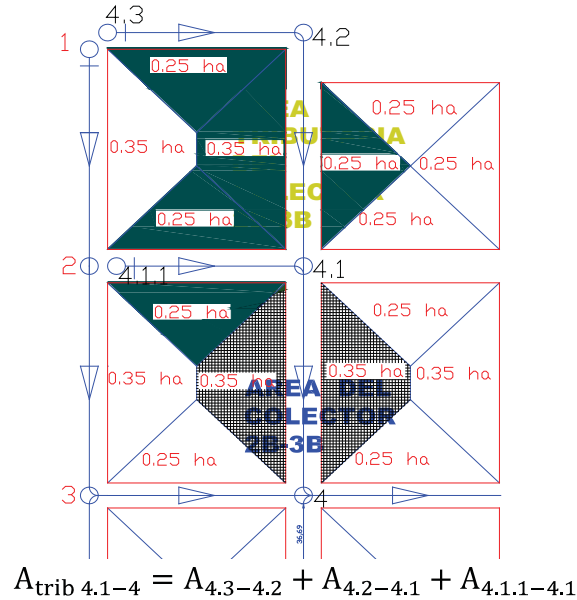
Corresponde al área pertinente a cada colector de acuerdo con el plano.



**Columna 11:** Área tributaria (en Hectáreas).

Es la suma de las áreas acumuladas en hectáreas, de todos los colectores que anteceden.

**Figura 4.4.- Área tributaria para el colector 2 - 3**



Donde:

$A_{trib}$  = Área tributaria del colector  
 $A$  = Área del colector

**Columna 12:** Área Acumulada.

Es la suma de las columnas [10] y [11]

**Columna 13:** Población que aporta a cada colector.

Es la multiplicación de la densidad poblacional por el área propia.

$$[13] = D_p * [10]$$

**Columna 14:** Población Acumulada.

Es la multiplicación de la densidad poblacional por el área acumulada

$$[14] = D_p * [12]$$

**Columna 15:** Coeficiente Pico o coeficiente de punta.

Elegido de acuerdo a las características de la población, para el ejemplo se utilizara la ecuación según Babbitt

$$[15] = \frac{5}{[14]^{0.2}}$$

**Columna 16:** Caudal Medio diario (l/s).

El cálculo del caudal medio diario se obtiene mediante la ecuación:

$$[16] = \frac{[14]*\text{Dot}*C_r}{86400}$$

**Columna 17:** Caudal Máximo.

Es la multiplicación [15] y [16]

**Columna 18:** Caudal de infiltración.

Es la multiplicación de la columna [9] por el coeficiente de infiltración de la tabla 4.3, por ejemplo:

**Datos:**

Tubería de PVC

Tipo de unión = anillo de goma

$C_i=0.00005$  l/s/m

$$[18]= C_i*[9]$$

**Columna 19:** Caudal por conexiones erradas.

El caudal por conexiones erradas debe ser del 5% al 10 % del caudal máximo horario de aguas residuales domésticas. Por ejemplo se adopta un 8 %.

$$[19] = 0.08*[17]$$

**Columna 20:** Cantidad de comercios que existe en el tramo

**Columna 21:** Caudal de comercios

$$[21] = \frac{[20]*\text{Dot.Com.}}{86400}$$

**Columna 22:** Cantidad de Instituciones públicas que existe en el tramo

**Columna 23:** Caudal de Instituciones públicas

$$[23] = \frac{[22] \cdot \text{Dot.I.P.}}{86400}$$

**Columna 24:** Cantidad de industrias que existe en el tramo

**Columna 25:** Caudal de Industrias

$$[25] = \frac{[24] \cdot \text{Dot.Ind.}}{86400}$$

**Columna 26:** Sumatoria caudal de descarga concentrada

$$[26] = [21] + [23] + [25]$$

**Columna 27:** Caudal acumulado

$$[27] = [17] + [18] + [19] + [26]$$

**Columna 28:** Caudal de diseño.

La experiencia indica que el caudal mínimo de diseño será de 1.5 l/s. Por tanto se tomará como caudal de diseño al caudal acumulado, si éste es mayor o igual a 1.5 l/s, si el caudal acumulado es menor a 1.5 l/s se coloca el caudal mínimo de diseño.

**Columna 29:** Cota del terreno en cámara inicial.

Se obtiene del plano topográfico.

**Columna 30:** Cota del terreno en cámara final.

Se obtiene del plano topográfico.

**Columna 31:** Profundidad de excavación en la cámara inicial.

Se debe adoptar valores de excavación según las recomendaciones de la Norma Boliviana NB 688.

**Columna 32:** Profundidad de excavación en cámara final.

Se debe adoptar valores de excavación según las recomendaciones de la Norma Boliviana NB 688.

**Columna 33:** Promedio de las profundidades de excavación.

$$[27] = \frac{[25] + [26]}{2}$$

**Columna 34:** Cota Solera en cámara inicial.

$[34]$  = cota del terreno inicial (Columna [29]) menos la profundidad de excavación adoptada (Columna [31]).

**Columna 35:** Cota Solera en la cámara final.

Es el resultado de la resta la cota del terreno final (Columna [30]) menos la profundidad de excavación más profunda de todos los interceptores a la cámara.

**Columna 36:** Pendiente del colector en porcentaje.

La pendiente será calculada de la diferencia de cotas (solera inicial y final), dividida entre la longitud del colector.

$$[36] = \frac{[35] - [34]}{[7]} * 100$$

**Columna 37:** Diámetro de la tubería en milímetros.

Debe adoptarse los valores de los diámetros comerciales.

**Columna 38:** Radio hidráulico, a tubo lleno en metros.

Para secciones circulares el radio hidráulico es la cuarta parte del diámetro.

$$[38] = \frac{[37]}{4 * 1000}$$

**Columna 39:** Velocidad a tubo lleno en m/s.

$$[39] = \frac{1}{n} * [38]^{2/3} * \left\{ \frac{[36]}{100} \right\}^{1/2}$$

Se debe verificar que el valor de esta columna no sea menor a la velocidad mínima.

**Columna 40:** Caudal a tubo lleno en l/s.

$$[40] = [39] * \pi * \frac{\left[\frac{37}{1000}\right]^2}{4}$$

**Columna 41:** Relación entre el caudal de diseño y el caudal a tubo lleno.

$$[41] = \frac{[28]}{[40]}$$

**Columna 42:** Relación entre velocidad real y la velocidad a tubo lleno.

Obtenida de la tabla 3.2 o la figura 3.17

**Columna 43:** Relación entre la lámina de agua y el diámetro de la tubería.

Encontrada en la tabla 3.2 o la figura 3.17

Ejemplo: para una relación de  $q/Q = 0.24$  la relación de  $d/D = 0.334$

**Columna 44:** Relación entre el radio hidráulico real y el radio hidráulico a tubo lleno.

Encontrada en la tabla 3.2 o la figura 3.17

**Columna 45:** Velocidad real en m/s.

Es la multiplicación de las columnas [33] y [36]

**Columna 46:** Tirante de escurrimiento en milímetros.

Es la multiplicación de las columnas [37] y [43]

Los valores de esta columna deben cumplir con las condiciones mínimas y máximas del tirante de escurrimiento.

**Columna 47:** Radio Hidráulico real en metros.

Es la multiplicación de las columnas [38] y [44]

**Columna 48:** Velocidad crítica (m/s)

Es posible identificar el tipo de flujo en la tubería comparando este valor con la velocidad real. Este análisis es importante para realizar el control del tirante de escurrimiento.

- Si la columna [48] < columna [45], el escurrimiento es subcrítico.
- Si la columna [48] > columna [45], el escurrimiento es supercrítico.

**Columna 49:** Tensión tractiva (N/m<sup>2</sup>)

Es la multiplicación de la densidad del agua (kg/m<sup>3</sup>) por el radio hidráulico real (m) por la aceleración de la gravedad (m/s<sup>2</sup>) y la pendiente

$$[49] = \rho * g * [47] * \frac{[36]}{100}$$

Se debe asegurar que la Tensión tractiva sea mayor a la Tensión tractiva mínima.

**Columna 50:** Ancho de zanja.

Se adopta este valor según la profundidad y el diámetro de la tubería según la tabla 4.7.

**Columna 51:** Volumen de excavación. (m<sup>3</sup>)

Es la multiplicación de las columnas [50], [33] y [7]

**Columna 52:** Volumen de la cama de arena.

Se considerará una capa de arena de 0.1 m:

$$[52] = 0.1 \times [7] \times [50]$$

**Columna 53:** Volumen de relleno.

$$[53] = [51] - [52]$$

**Columna 54:** Toda observación del tramo se anota en esta columna.

Tabla 4.10.-Planilla del ejemplo

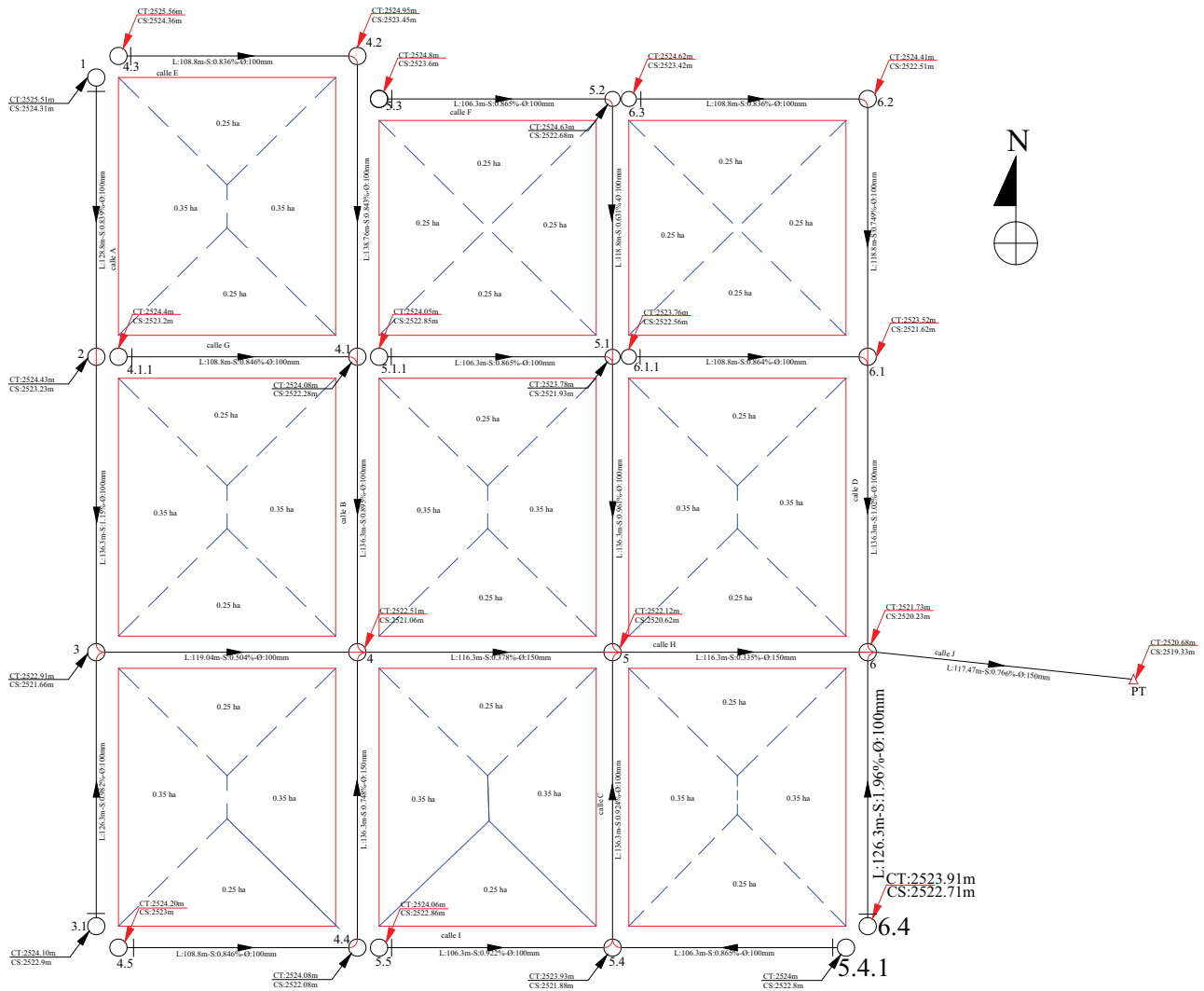
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
Fila	Ubicación del colector	Tramo			Longitud ( m )		Área ( ha )		Población		Coef.		Caudal (l/s)							
		De	A	Cam. Sup.	Cam. Inf.	Propia	Trib.	Acum.	Propia	Trib.	Acum.	Propio	Acum.	Punta	Medio	Qmáx	Qi	Qe	# com.	Qc
1	A	E	G	1	2	128.80	0.00	128.80	0.35	0.00	0.35	89	89	2.04	0.069	0.14	0.0064	0.0113	1	0.0116
2	A	G	H	2	3	136.30	128.80	265.10	0.35	0.35	0.70	89	178	1.77	0.139	0.25	0.0133	0.0197	2	0.0231
3	A	I	H	3.1	3	126.30	0.00	126.30	0.35	0.00	0.35	89	89	2.04	0.069	0.14	0.0063	0.0113	3	0.0347
4	H	A	B	3	4	119.04	391.40	510.44	0.50	1.05	1.55	127	394	1.51	0.308	0.47	0.0255	0.0372	0	0.0000
5	E	A	B	4.3	4.2	108.80	0.00	108.80	0.25	0.00	0.25	64	64	2.18	0.050	0.11	0.0054	0.0087	5	0.0579
6	B	E	G	4.2	4.1	138.76	108.80	247.56	0.60	0.25	0.85	152	216	1.71	0.169	0.29	0.0124	0.0230	3	0.0347
7	G	A	B	4.1.1	4.1	108.80	0.00	108.80	0.50	0.00	0.50	127	127	1.90	0.099	0.19	0.0054	0.0151	2	0.0231
8	B	G	H	4.1	4	136.30	356.36	492.66	0.70	1.35	2.05	178	521	1.43	0.407	0.58	0.0246	0.0466	3	0.0347
9	I	A	B	4.5	4.4	108.80	0.00	108.80	0.25	0.00	0.25	64	64	2.18	0.050	0.11	0.0054	0.0087	4	0.0463
10	B	I	H	4.4	4	136.30	108.80	245.10	0.70	0.25	0.95	178	241	1.67	0.189	0.31	0.0123	0.0252	2	0.0231
11	H	B	C	4	5	116.30	1248.20	1364.50	0.50	4.55	5.05	127	1283	1.19	1.002	1.2	0.0682	0.0958	3	0.0347
12	F	B	C	5.3	5.2	106.30	0.00	106.30	0.25	0.00	0.25	64	64	2.18	0.050	0.11	0.0053	0.0087	2	0.0231
13	C	F	G	5.2	5.1	118.80	106.30	225.10	0.50	0.25	0.75	127	191	1.75	0.149	0.26	0.0113	0.0208	2	0.0231
14	G	B	C	5.1.1	5.1	106.30	0.00	106.30	0.50	0.00	0.50	127	127	1.90	0.099	0.19	0.0053	0.0151	1	0.0116
15	C	G	H	5.1	5	136.30	331.40	467.70	0.70	1.25	1.95	178	495	1.45	0.387	0.56	0.0234	0.0447	2	0.0231
16	I	B	C	5.5	5.4	106.30	0.00	106.30	0.25	0.00	0.25	64	64	2.18	0.050	0.11	0.0053	0.0087	3	0.0347
17	I	D	C	5.4.1	5.4	106.30	0.00	106.30	0.25	0.00	0.25	64	64	2.18	0.050	0.11	0.0053	0.0087	2	0.0231
18	C	I	H	5.4	5	136.30	212.60	348.90	0.70	0.50	1.20	178	305	1.59	0.238	0.38	0.0174	0.0303	1	0.0116
19	H	C	D	5	6	116.30	2181.10	2297.40	0.50	8.20	8.70	127	2210	1.07	1.726	1.85	0.1149	0.1480	5	0.0579
20	F	C	D	6.3	6.2	108.80	0.00	108.80	0.25	0.00	0.25	64	64	2.18	0.050	0.11	0.0054	0.0087	1	0.0116
21	D	F	G	6.2	6.1	118.80	108.80	227.60	0.25	0.25	0.50	64	127	1.90	0.099	0.19	0.0114	0.0151	3	0.0347
22	G	C	D	6.1.1	6.1	108.80	0.00	108.80	0.50	0.00	0.50	127	127	1.90	0.099	0.19	0.0054	0.0151	3	0.0347
23	D	G	H	6.1	6	136.30	336.40	472.70	0.35	1.00	1.35	89	343	1.56	0.268	0.42	0.0236	0.0333	0	0.0000
24	D	I	H	6.4	6	126.30	0.00	126.30	0.35	0.00	0.35	89	89	2.04	0.069	0.14	0.0063	0.0113	1	0.0116
25	J	D	PT	6	PT	117.47	2896.40	3013.87	0.00	10.40	10.40	0	2642	1.03	2.064	2.13	0.1507	0.1707	2	0.0231

Fila	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39
	Caudal (l/s)																	
	# I.P.	Qip	# ind.	Qind.	ΣQde	Acum.	q	inicial	final	inicial	final	Media	inicial	final	Pend.	Diam.	Rh (m)	V (m/s)
1	5	0.2894	1	0.1852	0.486	0.65	1.50	2525.5	2524.43	1.20	1.20	1.20	2524.31	2523.23	0.839	100	0.0250	0.78
2	0	0.0000	0	0.0000	0.023	0.30	1.50	2524.43	2522.91	1.20	1.20	1.20	2523.23	2521.71	1.115	100	0.0250	0.90
3	5	0.2894	2	0.3704	0.694	0.85	1.50	2524.10	2522.91	1.20	1.20	1.20	2522.90	2521.71	0.942	100	0.0250	0.83
4	1	0.0579	0	0.0000	0.058	0.59	1.50	2522.91	2522.51	1.20	1.39	1.30	2521.71	2521.12	0.496	100	0.0250	0.60
5	0	0.0000	0	0.0000	0.058	0.18	1.50	2525.56	2524.95	1.20	1.20	1.20	2524.36	2523.75	0.561	100	0.0250	0.64
6	2	0.1157	1	0.1852	0.336	0.66	1.50	2524.95	2524.08	1.20	1.20	1.20	2523.75	2522.88	0.627	100	0.0250	0.68
7	1	0.0579	1	0.1852	0.266	0.47	1.50	2524.40	2524.08	1.20	1.42	1.31	2523.20	2522.66	0.496	100	0.0250	0.60
8	2	0.1157	0	0.0000	0.150	0.80	1.50	2524.08	2522.51	1.42	1.20	1.31	2522.66	2521.31	0.990	100	0.0250	0.85
9	1	0.0579	0	0.0000	0.104	0.23	1.50	2524.20	2524.08	1.20	1.62	1.41	2523.00	2522.46	0.496	100	0.0250	0.60
10	0	0.0000	0	0.0000	0.023	0.38	1.50	2524.08	2522.51	1.62	1.20	1.41	2522.46	2521.31	0.844	100	0.0250	0.79
11	3	0.1736	1	0.1852	0.394	1.75	1.75	2522.51	2522.12	1.39	1.57	1.48	2521.12	2520.55	0.490	150	0.0375	0.78
12	2	0.1157	0	0.0000	0.139	0.26	1.50	2524.80	2524.63	1.20	1.56	1.38	2523.60	2523.07	0.499	100	0.0250	0.60
13	2	0.1157	2	0.3704	0.509	0.80	1.50	2524.63	2523.78	1.56	1.30	1.43	2523.07	2522.48	0.497	100	0.0250	0.60
14	2	0.1157	0	0.0000	0.127	0.34	1.50	2524.05	2523.78	1.20	1.46	1.33	2522.85	2522.32	0.499	100	0.0250	0.60
15	3	0.1736	2	0.3704	0.567	1.19	1.50	2523.78	2522.12	1.46	1.20	1.33	2522.32	2520.92	1.027	100	0.0250	0.87
16	2	0.1157	1	0.1852	0.336	0.46	1.50	2524.06	2523.93	1.20	1.60	1.40	2522.86	2522.33	0.499	100	0.0250	0.60
17	0	0.0000	0	0.0000	0.023	0.15	1.50	2524.00	2523.93	1.20	1.66	1.43	2522.80	2522.27	0.499	100	0.0250	0.60
18	2	0.1157	1	0.1852	0.313	0.74	1.50	2523.93	2522.12	1.66	1.20	1.43	2522.27	2520.92	0.990	100	0.0250	0.85
19	0	0.0000	0	0.0000	0.058	2.17	2.17	2522.12	2521.73	1.57	1.69	1.63	2520.55	2520.04	0.439	150	0.0375	0.74
20	2	0.1157	1	0.1852	0.313	0.43	1.50	2524.62	2524.41	1.20	1.53	1.37	2523.42	2522.88	0.496	100	0.0250	0.60
21	1	0.0579	0	0.0000	0.093	0.31	1.50	2524.41	2523.52	1.53	1.23	1.38	2522.88	2522.29	0.497	100	0.0250	0.60
22	2	0.1157	0	0.0000	0.150	0.36	1.50	2523.76	2523.52	1.20	1.50	1.35	2522.56	2522.02	0.496	100	0.0250	0.60
23	1	0.0579	1	0.1852	0.243	0.72	1.50	2523.52	2521.73	1.50	1.25	1.38	2522.02	2520.48	1.130	100	0.0250	0.91
24	0	0.0000	2	0.3704	0.382	0.54	1.50	2523.91	2521.73	1.20	1.20	1.20	2522.71	2520.53	1.726	100	0.0250	1.12
25	1	0.0579	1	0.1852	0.266	2.72	2.72	2521.73	2520.68	1.69	1.25	1.47	2520.04	2519.43	0.519	150	0.0375	0.81



Fila	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54
	RÉGIMEN HIDRÁULICO							r h (m)	Vc (m/s)	F tract. (N/m <sup>2</sup> )	Ancho (m)	Volumenes (m <sup>3</sup> )			Obs.
	Q (l/s)	q / Q	v / V	d/D	rh/Rh	v (m/s)	d (mm)					Excav.	Arena	Relleno	
1	6.15	0.24	0.822	0.334	0.745	0.644	33	ok	2.56	1.53	ok	77.28	6.44	70.84	
2	7.09	0.21	0.792	0.311	0.704	0.715	31	ok	2.49	1.92	ok	81.78	6.82	74.97	
3	6.52	0.23	0.813	0.326	0.732	0.675	33	ok	2.54	1.69	ok	75.78	6.32	69.47	
4	4.73	0.32	0.882	0.382	0.828	0.531	38	ok	2.70	1.01	ok	77.08	5.95	71.13	
5	5.03	0.30	0.866	0.369	0.806	0.554	37	ok	2.67	1.11	ok	65.28	5.44	59.84	
6	5.32	0.28	0.858	0.362	0.794	0.581	36	ok	2.65	1.22	ok	83.26	6.94	76.32	
7	4.73	0.32	0.882	0.382	0.828	0.531	38	ok	2.70	1.01	ok	71.26	5.44	65.82	
8	6.68	0.22	0.802	0.319	0.718	0.682	32	ok	2.52	1.74	ok	89.28	6.82	82.46	
9	4.73	0.32	0.882	0.382	0.828	0.531	38	ok	2.70	1.01	ok	76.70	5.44	71.26	
10	6.17	0.24	0.822	0.334	0.745	0.646	33	ok	2.56	1.54	ok	96.09	6.82	89.28	
11	13.86	0.13	0.675	0.234	0.555	0.529	35	ok	2.71	1.00	ok	103.27	6.98	96.30	
12	4.74	0.32	0.882	0.382	0.828	0.532	38	ok	2.70	1.01	ok	73.35	5.32	68.03	
13	4.73	0.32	0.882	0.382	0.828	0.531	38	ok	2.70	1.01	ok	84.94	5.94	79.00	
14	4.74	0.32	0.882	0.382	0.828	0.532	38	ok	2.70	1.01	ok	70.69	5.32	65.37	
15	6.81	0.22	0.802	0.319	0.718	0.695	32	ok	2.52	1.81	ok	90.64	6.82	83.82	
16	4.74	0.32	0.882	0.382	0.828	0.532	38	ok	2.70	1.01	ok	74.41	5.32	69.10	
17	4.74	0.32	0.882	0.382	0.828	0.532	38	ok	2.70	1.01	ok	76.00	5.32	70.69	
18	6.68	0.22	0.802	0.319	0.718	0.682	32	ok	2.52	1.74	ok	97.45	6.82	90.64	
19	13.11	0.17	0.733	0.271	0.627	0.544	41	ok	2.88	1.01	ok	113.74	6.98	106.76	
20	4.73	0.32	0.882	0.382	0.828	0.531	38	ok	2.70	1.01	ok	74.26	5.44	68.82	
21	4.73	0.32	0.882	0.382	0.828	0.531	38	ok	2.70	1.01	ok	81.97	5.94	76.03	
22	4.73	0.32	0.882	0.382	0.828	0.531	38	ok	2.70	1.01	ok	73.44	5.44	68.00	
23	7.14	0.21	0.792	0.311	0.704	0.720	31	ok	2.49	1.95	ok	93.71	6.82	86.89	
24	8.82	0.17	0.746	0.279	0.644	0.838	28	ok	2.38	2.73	ok	75.78	6.32	69.47	
25	14.27	0.19	0.770	0.295	0.675	0.622	44	ok	2.99	1.29	ok	103.61	7.05	96.56	

Figura 4.3.- plano de diseño final



El ejemplo anterior se realizara con el programa Sewer Cad:

### Paso 1.- crear un nuevo proyecto

SewerCAD es una poderosa herramienta cuando se va a desarrollar modelos de alcantarillado sanitario dibujados a escala o modelos esquemáticos, ya que el programa se encarga de la unión de los nudos de conexión. Genera también automáticamente la numeración y los nombres de la tubería, nudos, salidas. El nombre (Label), que asigna el programa, puede ser cambiado en cualquier momento. Cuando se crea una red a escala, las longitudes de las tuberías son automáticamente calculadas a partir de la posición inicial y final de los nudos en el dibujo.

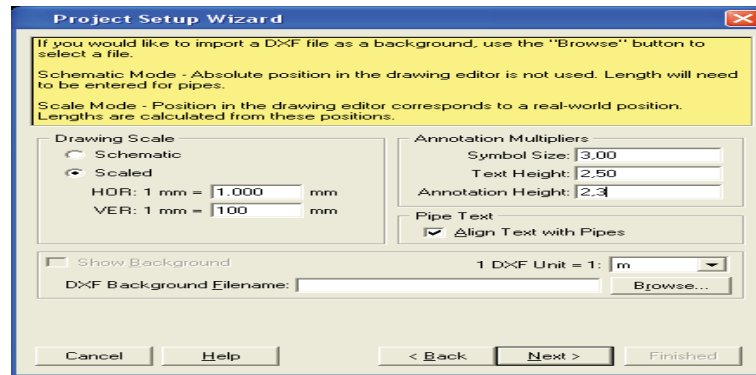
Una vez iniciado SewerCAD en el modo Stand – Alone, se elige New del menú desplegable File. Para asignar un nombre al proyecto de la siguiente manera:

The screenshot shows the 'Project Setup Wizard' dialog box. The title bar says 'Project Setup Wizard'. The main area has a yellow background with the text: 'Enter your Project Title and Project Engineer. To change the date: 1. Highlight the month, day, year portion of the date. 2. Use the up or down arrow to change the chosen portion. Note: The comments field is a good place to keep the revision history.' Below this is a section titled 'Enter Project Summary Information' with the following fields: 'Filename: C:\Haestad\SWRC\PROJECT1.swr', 'Project Title: ALCANTARILLADO SANITARIO', 'Project Engineer: Universidad Mayor de San Simón', 'Date: 09 / 06 / 2008', and 'Comments: INGENIERIA CIVIL'. At the bottom are buttons for 'Cancel', 'Help', '< Back', 'Next >', and 'Finished'.

Luego se establece los parámetros que se van utilizar

The screenshot shows the 'Project Setup Wizard' dialog box, Step 2. The title bar says 'Project Setup Wizard'. The main area has a yellow background with the text: 'Use the choice lists below to set the various input modes for this project. Input modes affect the way you enter data for various attributes. The input modes can be changed at any time throughout the project.' Below this are several sections: 'Friction Method' with 'Gravity Friction Method: Manning's Formula' and 'Pressure Friction Method: Hazen-Williams Formula'; 'Input Modes' with 'Coordinates: X-Y', 'Settings: Pressure', and 'Wet Well Levels: Elevations'; and 'Pipe Length' with 'Round Pipe Lengths to the Nearest: 0.50 m'. At the bottom are buttons for 'Cancel', 'Help', '< Back', 'Next >', and 'Finished'.

En este caso el dibujo vamos realizar a escala:



Para importar del Auto CAD al SewerCAD se hace clic izquierdo en el botón Browse en la ventana anterior después de buscar el archivo se hace clic en el botón Next y luego se finaliza con el botón Finished

Para establecer el sistema de unidades seleccione del menú desplegable Tools / Options y elija la pestaña Global, luego elija el sistema de unidades deseado.

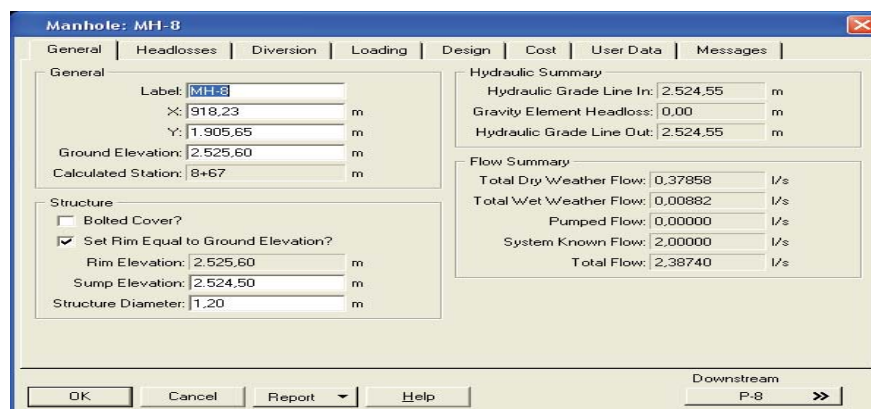
## Paso 2.- Trazado de la red

Para dibujar una red de alcantarillado, SewerCAD presenta una barra de herramientas, donde se encuentran todos los componentes de un sistema: cámaras (Manhole), pozo húmedo (Wet Well ), bomba ( Pump ), uniones a presión ( Pressure Joint ), juntas con tuberías a gravedad ( Junction Chamber ) y salida ( Outlet ). La herramienta Pipe Layout, combina todos los componentes, y se accede a ellos del menú emergente que aparece cuando se presiona el botón derecho. Introducción de datos

En SewerCAD hay cuatro formas de ingresar y modificar los datos de los elementos.

- **Dialogs.-** Para la introducción de los datos a través de los cuadros de diálogo en el modo Stand – Alone, solamente se debe hacer doble clic sobre el elemento con el mouse. Esta acción abre una ventana donde se puede modificar o ingresar los datos.

**Muestra un cuadro de diálogo para una cámara (Manhole).**



- **Flex Tables.-** Para emplear esta opción pulse el botón Tabular Reports en la barra de herramientas que activa las tablas dinámicas que le permiten editar y mostrar los datos del modelo en formato tabular. Se puede editar los datos como en una planilla. La figura 4.4 muestra el reporte de tuberías a gravedad (Gravity Chamber Report).

Muestra un cuadro de diálogo para una tubería.

	Label	Pstrea Node	Wnstre Node	Length (m)	User Defined Length?	Bend Angle (radians)	User Defined Bend Angle?	Section Shape	Material	Section Size	Number of Sections	Upstream Invert Elevation (m)	Downstream Invert Elevation (m)
P-1	P-1	MH-1	MH-2	127.00	<input type="checkbox"/>	0.00	<input type="checkbox"/>	Circular	PVC	100 mm	1	2.524.40	2.523.30
P-2	P-2	MH-2	MH-3	137.50	<input type="checkbox"/>	1.57	<input type="checkbox"/>	Circular	PVC	100 mm	1	2.523.20	2.521.70
P-3	P-3	MH-3	MH-4	120.00	<input type="checkbox"/>	0.01	<input type="checkbox"/>	Circular	PVC	150 mm	1	2.521.60	2.521.10
P-4	P-4	MH-4	MH-5	117.50	<input type="checkbox"/>	0.01	<input type="checkbox"/>	Circular	PVC	200 mm	1	2.521.02	2.520.30
P-5	P-5	MH-5	MH-6	117.50	<input type="checkbox"/>	0.10	<input type="checkbox"/>	Circular	PVC	200 mm	1	2.520.25	2.519.50
P-6	P-6	MH-6	O-1	247.00	<input type="checkbox"/>	0.00	<input type="checkbox"/>	Circular	PVC	300 mm	1	2.519.48	2.518.20
P-7	P-7	MH-7	MH-8	127.00	<input type="checkbox"/>	1.57	<input type="checkbox"/>	Circular	PVC	100 mm	1	2.523.10	2.521.70
P-8	P-8	MH-8	MH-9	108.00	<input type="checkbox"/>	1.57	<input type="checkbox"/>	Circular	PVC	100 mm	1	2.524.50	2.523.80
P-9	P-9	MH-9	MH-10	139.50	<input type="checkbox"/>	0.00	<input type="checkbox"/>	Circular	PVC	100 mm	1	2.523.70	2.522.00
P-10	P-10	MH-10	MH-4	137.50	<input type="checkbox"/>	1.58	<input type="checkbox"/>	Circular	PVC	150 mm	1	2.521.96	2.521.10
P-11	P-11	MH-11	MH-10	109.00	<input type="checkbox"/>	1.57	<input type="checkbox"/>	Circular	PVC	100 mm	1	2.523.25	2.522.00
P-12	P-12	MH-12	MH-13	108.00	<input type="checkbox"/>	1.57	<input type="checkbox"/>	Circular	PVC	100 mm	1	2.523.20	2.522.60

- **Database Conections.-** Las conexiones a base de datos le permite importar y exportar los datos de los elementos directamente de fuentes como ser planillas Excel, GIS, MS Access y otros.
- **Alternative Editors.-** Se utiliza las alternativas para ingresar datos para diferentes situaciones para su uso en el manejo de escenarios (Scenario Management).

### Paso 3.- Cargado de dotaciones

En SewerCAD la carga está caracterizada como Carga en tiempo seco o como carga en tiempo húmedo. Las cargas en tiempo seco ocurren independientemente del clima, como ser el agua perdida en los empotramientos. Las cargas en tiempo húmedo como ser infiltración de tuberías están relacionadas directamente con la precipitación en el área.

SewerCAD define las cargas mediante:

- Unit Dry Weather Load, que representa la dotación o la cantidad de carga que cada habitante contribuye al alcantarillado sanitario
- Loading Unit Count que sería el número de unidades o los habitantes.

La carga total sería la Carga unitaria (Unit Dry Weaeher Load) multiplicada por el número de unidades (Loading Unit Count).

Las cargas pueden ser aplicadas a las cámaras, pozos húmedos y juntas. Para acceder a los datos de carga de un elemento, abra el editor del nudo de interés (Por ejemplo para una cámara) y seleccione la pestaña Loading.

### Cuadro de diálogo para las cargas

**Manhole: MH-8**

General | Headlosses | Diversion | **Loading** | Design | Cost | User Data | Messages

**Base Load**

	Unit Dry Weather Load	Loading Unit Count	Loading Unit	Unit Load (l/s)	Base Load (l/s)
1	departamen	64	resident	0,00139	0,08819
2					

Buttons: Insert, Delete, Pie Chart

**Local**

Service Area: 0,00 km<sup>2</sup>  
 Population: 64 capita  
 Adjusted Population: 64 capita  
 Total Base Load: 0,08819 l/s  
 Inflow: 0,00882 l/s  
 Known Flow: 2,00000 l/s

**System**

System Service Area: 0,00 km<sup>2</sup>  
 System Population: 64 capita  
 System Adjusted Population: 64 capita  
 Total Dry Weather Flow: 0,37858 l/s  
 System Inflow: 0,00882 l/s  
 System Known Flow: 2,00000 l/s

Buttons: OK, Cancel, Report, Help, Downstream P-8 >>

### Paso 4.- Factores de flujo Extremo

Una vez que todas las cargas han sido llenadas se debe especificar cómo se relacionarán con carga pico. Esto se realiza a través de Extreme Flow Setup Manager, el cual es accedido mediante el menú Análisis y el comando Extreme Flows. En la ventana Extreme Flow Setup Manager, haga doble clic en Base Flow Setup. En el cuadro que aparece (ver figura 4.6) se especifica que método de Flujo Extremo es aplicado y cualquier constante asociada y multiplicadores de ajuste. Para aplicar un método de flujo extremo a una unidad de carga, haga clic en la columna Extreme Flow Method y seleccione el método que se empleará.

### Cuadro de diálogo para las cargas

**Extreme Flow Setup**

Used Loads | Unused Loads

**Extreme Flow Setup Table**

Label: Base Flow Setup

**Extreme Flow Setup Table**

	Unit Load	Loading Unit Type	Extreme Flow Method	Constant	Adjustment Multiplier
1	departamento	Population	Babbitt	N/A	1

Buttons: OK, Cancel, Report, Help

### Paso 5.- Datos de infiltración

Para considerar la infiltración en una tubería de gravedad, debe abrir el editor de la tubería y pulse el botón en la etiqueta Infiltration la sección Pipe Length aparecerá, en esta sección, seleccione Infiltration Loading Unit entonces escriba una razón de infiltración por unidad de longitud.

### Paso 6.- Datos de restricciones

Para el cuadro de restricciones se coloca intervalos de velocidad, cobertura y la pendiente; de igual manera se designa a que porcentaje va a fluir de la tubería tu agua residual para el sistema de la siguiente manera:

**Default Design Constraints**

Gravity Pipe | Gravity Structure

Default Constraints

	Minimum	Maximum	
Velocity:	0.60	5.00	m/s
Cover:	1.00	5.00	m
Slope:	0.005000	0.100000	m/m

Extended Design

☒ Part Full Design? 75.0 %

☐ Allow Multiple Sections? N/A

☐ Limit Section Size? N/A m

Close Help

### Paso 7.- Analizando el Sistema

Presione el botón GO para llamar el cuadro de diálogo Calculation. (Figura 4.11), seleccione el tipo de cálculo: Análisis (Análisis) o Diseño (Design). También puede realizar el análisis del remanso (Backwater Análisis).

### Ventana de Cálculo

**Scenario: Base**

Alternatives | Calculation | Results | Notes

Calculation Type

☐ Analysis

☒ Design

Physical Properties: Base-Physical Properties

Design Constraints: Base-Design Constraints

Basic Options

☒ Capacity Analysis

☐ Backwater Analysis

Number of Flow Profile Steps: 5

Extreme Flow

Extreme Flow Setup: Base Flow Setup

GO

Options...

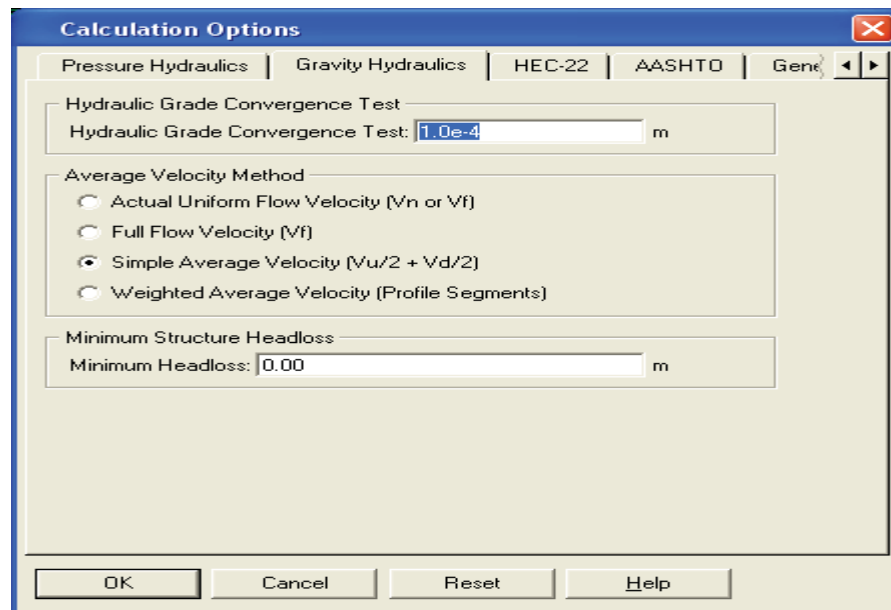
Check Data

Close Help

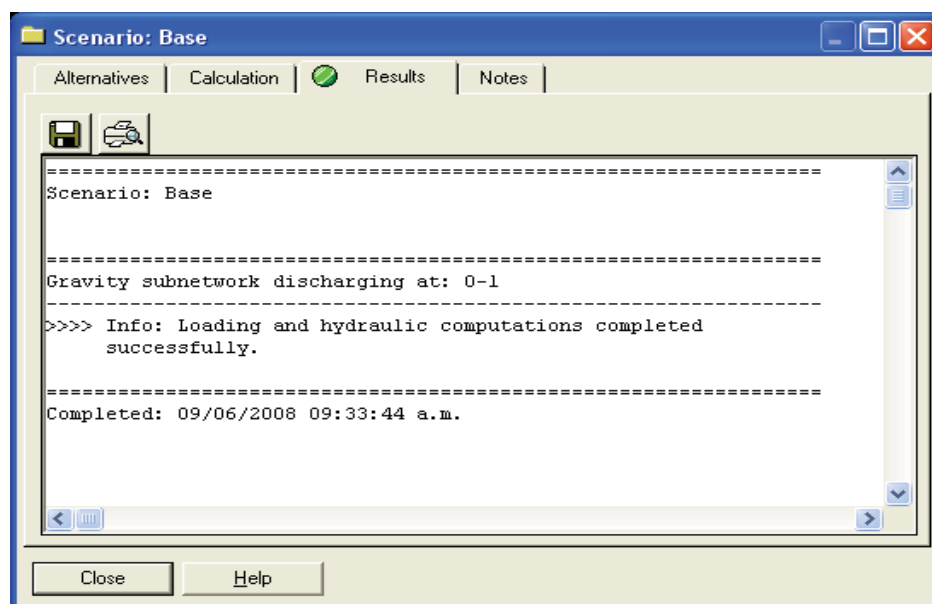
Pulse el botón GO para comenzar el análisis, una vez completado el cálculo, un informe de resultado se despliega (ver figura 4.11). La luz verde indica ninguna advertencia o falla, la luz amarilla indica advertencia, mientras que la luz roja indica problemas.

En esta ventana tenemos que decidir con que método de velocidad vamos realizar el cálculo de nuestro sistema.

### Opciones de cálculo



### Resumen de resultados





### Paso 8.- Presentación de resultados

SewerCAD presenta varias opciones de presentación de resultados, se explicará las siguientes formas:

- Tabular Reports.
- Pan and Profiles (Planos y perfiles)
- Tabular Reports.

#### Reporte de Manhole

Label	Gr. Elev. (m)	Rim (m)	Rim = Ground?	Sump (m)	Headloss Mtd	Headloss Coeff.	Struct. Type	Struct. D (m)	Unit Dry Weather Load	Loading Unit Count	Load Desc.	Total Base Load (l/s)	Inflow (l/s)	Known Q (l/s)	Total Flow (l/s)
1	2,525.51	2,525.51	true	2,524.31	Standard	0.50	Manhole	1.20	DOT (80-150) l/hab/dia	88.90	Simple	0.093	0.000	0.000	0.370
2	2,524.43	2,524.43	true	2,523.23	Standard	0.50	Manhole	1.20	DOT (80-150) l/hab/dia	88.90	Simple	0.093	0.000	0.000	0.747
3	2,522.91	2,522.91	true	2,521.71	Standard	0.50	Manhole	1.20	DOT (80-150) l/hab/dia	127.00	Simple	0.132	0.000	0.000	1.757
3.1	2,524.10	2,524.10	true	2,522.90	Standard	0.50	Manhole	1.20	DOT (80-150) l/hab/dia	88.90	Simple	0.093	0.097	0.000	0.467
4	2,522.51	2,522.51	true	2,521.11	Standard	0.50	Manhole	1.20	DOT (80-150) l/hab/dia	127.00	Simple	0.132	0.000	0.000	6.070
4.1	2,524.08	2,524.08	true	2,522.65	Standard	0.50	Manhole	1.20	DOT (80-150) l/hab/dia	177.80	Simple	0.185	0.000	0.000	2.696
4.1.1	2,524.40	2,524.40	true	2,523.20	Standard	0.50	Manhole	1.20	DOT (80-150) l/hab/dia	127.00	Simple	0.132	0.250	0.000	0.779
4.2	2,524.95	2,524.95	true	2,523.75	Standard	0.50	Manhole	1.20	DOT (80-150) l/hab/dia	152.40	Simple	0.159	0.000	0.000	1.163
4.3	2,525.56	2,525.56	true	2,524.36	Standard	0.50	Manhole	1.20	DOT (80-150) l/hab/dia	63.50	Simple	0.066	0.258	0.000	0.523
4.4	2,524.08	2,524.08	true	2,522.45	Standard	0.50	Manhole	1.20	DOT (80-150) l/hab/dia	177.80	Simple	0.185	0.000	0.000	1.328
4.5	2,524.20	2,524.20	true	2,523.00	Standard	0.50	Manhole	1.20	DOT (80-150) l/hab/dia	63.50	Simple	0.066	0.317	0.000	0.582
5	2,522.12	2,522.12	true	2,520.52	Standard	0.50	Manhole	1.20	DOT (80-150) l/hab/dia	127.00	Simple	0.132	0.000	0.000	10.253
5.1	2,523.78	2,523.78	true	2,522.31	Standard	0.50	Manhole	1.20	DOT (80-150) l/hab/dia	177.80	Simple	0.185	0.000	0.000	2.590
5.1.1	2,524.05	2,524.05	true	2,522.85	Standard	0.50	Manhole	1.20	DOT (80-150) l/hab/dia	127.00	Simple	0.132	0.238	0.000	0.767
5.2	2,524.63	2,524.63	true	2,523.06	Standard	0.50	Manhole	1.20	DOT (80-150) l/hab/dia	127.00	Simple	0.132	0.000	0.000	1.070
5.3	2,524.80	2,524.80	true	2,523.60	Standard	0.50	Manhole	1.20	DOT (80-150) l/hab/dia	63.50	Simple	0.066	0.271	0.000	0.536
5.4	2,523.93	2,523.93	true	2,522.26	Standard	0.50	Manhole	1.20	DOT (80-150) l/hab/dia	177.80	Simple	0.185	0.000	0.000	2.136
5.4.1	2,524.00	2,524.00	true	2,522.80	Standard	0.50	Manhole	1.20	DOT (80-150) l/hab/dia	63.50	Simple	0.066	0.450	0.000	0.715
5.5	2,524.06	2,524.06	true	2,522.86	Standard	0.50	Manhole	1.20	DOT (80-150) l/hab/dia	63.50	Simple	0.066	0.405	0.000	0.670
6	2,521.73	2,521.73	true	2,519.93	Standard	0.50	Manhole	1.20	<None>	N/A	Simple	0.000	0.000	0.000	11.804
6.1	2,523.52	2,523.52	true	2,517.33	Standard	0.50	Manhole	1.20	DOT (80-150) l/hab/dia	88.90	Simple	0.093	0.000	0.000	1.755
6.1.1	2,523.76	2,523.76	true	2,522.56	Standard	0.50	Manhole	1.20	DOT (80-150) l/hab/dia	127.00	Simple	0.132	0.135	0.000	0.664
6.2	2,524.41	2,524.41	true	2,522.87	Standard	0.50	Manhole	1.20	DOT (80-150) l/hab/dia	63.50	Simple	0.066	0.000	0.000	0.709
6.3	2,524.62	2,524.62	true	2,523.42	Standard	0.50	Manhole	1.20	DOT (80-150) l/hab/dia	63.50	Simple	0.066	0.174	0.000	0.439
6.4	2,523.91	2,523.91	true	2,522.71	Standard	0.50	Manhole	1.20	DOT (80-150) l/hab/dia	88.90	Simple	0.093	0.000	0.000	0.370

Tabular Report es una herramienta poderosa en SewerCAD, estos reportes no solo son herramientas de buena presentación son también de mucha ayuda en la introducción de datos y análisis. Hacer clic en cada elemento para introducir datos moroso cuando existe un gran número de ellos. Usando Tabular Report los elementos pueden ser cambiados usando la herramienta de edición global o filtrada para mostrar solo los elementos escogidos. Los valores que son introducidos en la tabla serán automáticamente adaptados en el modelo. Se puede añadir, mover o se pueden mostrar duplicados de cada columna con diferentes unidades. Tabular Report puede ahorrarle tiempo y esfuerzo.

### Reporte de tuberías

Label	L (m)	Shape	Mat.	Size	Manning n	Up. Invert (m)	Dn. Invert (m)	S (m/m)	Des. Cap. (l/s)	Infil. Type	Infil. Load Unit	Infil. Rate (l/s)	Lel Infil. (l/s)	HGL In (m)	HGL Out (m)	Gravity dH (m)	Avg. v (m/s)
P-1	130.50	Circular	PVC	100 mm	0.010	2,524.31	2,523.23	0.00828	5.81134	Pipe Length	m	0.00005	0.00653	2,524.33	2,523.26	1.07	0.31
P-2	137.50	Circular	PVC	100 mm	0.010	2,523.23	2,521.71	0.01105	6.71646	Pipe Length	m	0.00005	0.00688	2,523.25	2,521.76	1.49	0.39
P-3	120.50	Circular	PVC	100 mm	0.010	2,521.71	2,521.11	0.00500	4.51705	Pipe Length	m	0.00005	0.00603	2,521.75	2,521.19	0.56	0.40
P-4	117.50	Circular	PVC	150 mm	0.010	2,521.11	2,520.52	0.00500	13.31777	Pipe Length	m	0.00005	0.00588	2,521.17	2,520.63	0.54	0.59
P-5	117.00	Circular	PVC	150 mm	0.010	2,520.52	2,519.93	0.00500	13.31777	Pipe Length	m	0.00005	0.00585	2,520.61	2,520.06	0.55	0.76
P-6	123.50	Circular	PVC	150 mm	0.010	2,519.93	2,519.32	0.00500	13.31777	Pipe Length	m	0.00005	0.00618	2,520.04	2,519.42	0.62	0.89
P-7	127.50	Circular	PVC	100 mm	0.010	2,522.90	2,521.71	0.00933	6.17146	Pipe Length	m	0.00005	0.00638	2,522.92	2,521.76	1.16	0.30
P-8	109.50	Circular	PVC	100 mm	0.010	2,524.36	2,523.75	0.00557	4.76791	Pipe Length	m	0.00005	0.00548	2,524.38	2,523.79	0.59	0.30
P-9	140.00	Circular	PVC	100 mm	0.010	2,523.75	2,522.65	0.00784	5.65598	Pipe Length	m	0.00005	0.00700	2,523.78	2,522.71	1.07	0.41
P-10	137.50	Circular	PVC	100 mm	0.010	2,522.65	2,521.11	0.01124	6.77147	Pipe Length	m	0.00005	0.00688	2,522.69	2,521.19	1.50	0.61
P-11	109.50	Circular	PVC	100 mm	0.010	2,523.20	2,522.65	0.00500	4.51705	Pipe Length	m	0.00005	0.00548	2,523.23	2,522.71	0.51	0.30
P-12	110.50	Circular	PVC	100 mm	0.010	2,523.00	2,522.45	0.00500	4.51705	Pipe Length	m	0.00005	0.00553	2,523.02	2,522.49	0.53	0.30
P-13	137.50	Circular	PVC	100 mm	0.010	2,522.45	2,521.11	0.00975	6.30625	Pipe Length	m	0.00005	0.00688	2,522.48	2,521.19	1.29	0.42
P-14	107.50	Circular	PVC	100 mm	0.010	2,523.60	2,523.06	0.00500	4.51705	Pipe Length	m	0.00005	0.00538	2,523.62	2,523.10	0.52	0.30
P-15	120.50	Circular	PVC	100 mm	0.010	2,523.06	2,522.31	0.00620	5.03132	Pipe Length	m	0.00005	0.00603	2,523.09	2,522.37	0.72	0.37
P-16	137.00	Circular	PVC	100 mm	0.010	2,522.31	2,520.52	0.01310	7.31209	Pipe Length	m	0.00005	0.00685	2,522.35	2,520.63	1.72	0.60
P-17	107.50	Circular	PVC	100 mm	0.010	2,522.86	2,522.26	0.00558	4.77245	Pipe Length	m	0.00005	0.00538	2,522.88	2,522.31	0.57	0.30
P-18	137.50	Circular	PVC	100 mm	0.010	2,522.26	2,520.52	0.01265	7.18610	Pipe Length	m	0.00005	0.00688	2,522.29	2,520.63	1.66	0.55
P-19	108.00	Circular	PVC	100 mm	0.010	2,522.80	2,522.26	0.00500	4.51705	Pipe Length	m	0.00005	0.00540	2,522.82	2,522.31	0.51	0.30
P-20	109.50	Circular	PVC	100 mm	0.010	2,523.42	2,522.87	0.00500	4.51705	Pipe Length	m	0.00005	0.00548	2,523.44	2,522.90	0.54	0.30
P-21	120.00	Circular	PVC	100 mm	0.010	2,522.87	2,522.01	0.00719	5.41575	Pipe Length	m	0.00005	0.00600	2,522.89	2,522.06	0.84	0.34
P-22	137.00	Circular	PVC	100 mm	0.010	2,522.01	2,519.93	0.01515	7.86174	Pipe Length	m	0.00005	0.00685	2,522.04	2,520.06	1.98	0.53
P-23	110.00	Circular	PVC	100 mm	0.010	2,522.56	2,517.33	0.04750	13.92194	Pipe Length	m	0.00005	0.00550	2,522.58	2,522.06	0.53	0.30
P-24	128.00	Circular	PVC	100 mm	0.010	2,522.71	2,519.93	0.02168	9.40581	Pipe Length	m	0.00005	0.00640	2,522.72	2,520.06	2.66	0.32
P-25	107.00	Circular	PVC	100 mm	0.010	2,522.85	2,522.31	0.00500	4.51705	Pipe Length	m	0.00005	0.00535	2,522.88	2,522.37	0.50	0.30

## Paso 9.- Planos y perfiles

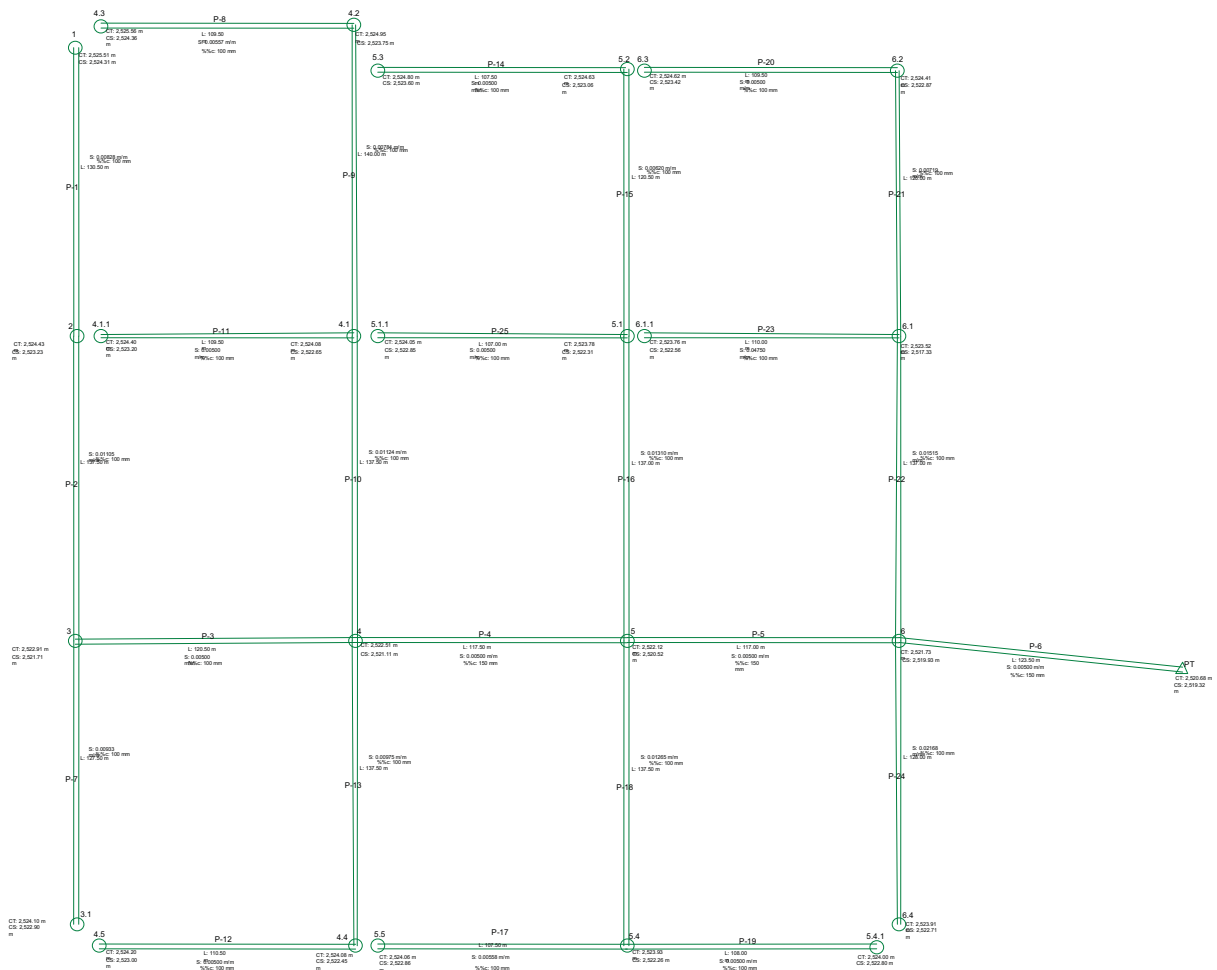
Para crear una vista del plano del sistema, seleccione Report / Plan View / Full View. Esta opción crea un plano del sistema completo sin importar lo que muestre la pantalla, mientras que si se elige la opción Current View, se creará un plano igual al que esté mostrando en ese momento la ventana.

El plano mostrado en la ventana separada puede ser impreso o copiado y pegado a otro lugar (a un procesador de palabras, por ejemplo). También los planos pueden ser exportados a Auto CAD, seleccionando del menú File la opción Export to DXF.

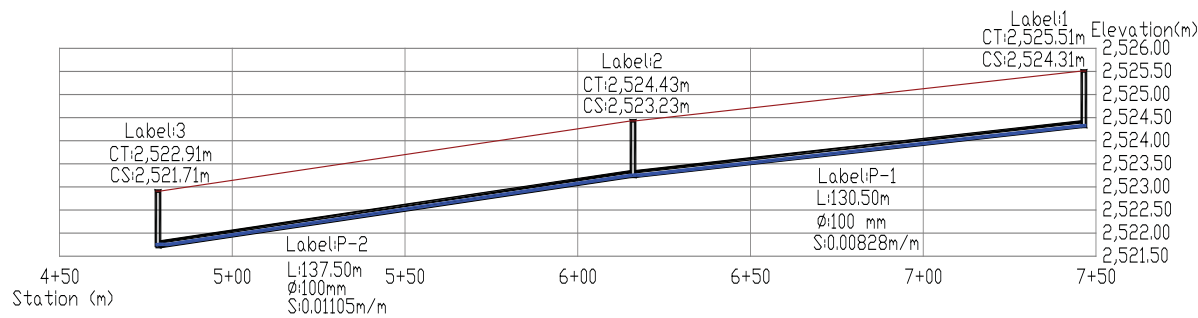
Para crear vistas de perfiles, seleccione del menú desplegable View / Profile o haga clic en el botón Profile en el menú de herramientas. En la ventana que aparece se debe seleccionar el nudo desde el cual se graficarán los perfiles.

Para anotaciones haga clic en el botón Annotation en el menú de herramientas, en la ventana aparece todos los componentes y debes tiquear lo que desees.

### Plano a diseño final



Perfil de los tramo 1 – 2, 2 – 3



## CAPITULO V

### SISTEMA DE ALCANTARILLADO CONDOMINIAL

#### 5.1.- INTRODUCCIÓN

Antes de empezar tomemos en cuenta con referencia al Sistema de Alcantarillado condominial, que debe quedar establecido que es una alternativa de recolección de aguas residuales y que el cálculo hidráulico de los colectores es similar al sistema convencional.

El sistema condominial se origina en Brasil en la década de los años 80 como una alternativa de menor costo al sistema convencional, que proviene del trazado de las redes secundarias que al tenderlas a lo largo de las aceras, áreas verdes, jardines o al interior de los lotes, es posible obtener ahorros sustanciales en longitud, diámetro y profundidad de instalación en zonas más protegidas. Otra característica principal es que durante el proceso es necesario involucrar al usuario en la planificación, diseño, construcción y mantenimiento de las redes.

El año 1998 en Bolivia, particularmente en las ciudades de El Alto y laderas de La Paz fue ejecutado un proyecto piloto que viene siendo validado, con 3800 conexiones de alcantarillado condominial con financiamiento de la empresa concesionaria Aguas del Illimani S.A. (AISA) y el apoyo técnico del Programa de Agua y Saneamiento del Banco Mundial (PAS) y la cooperación Sueca (Asdi).

La principal innovación es lo que se convención llamar con una cierta impropiedad, el alcantarillado condominial, la cual enfatiza apenas uno de sus aspectos más revolucionarios, que es la conexión domiciliaria condominial. Cada manzana es considerada como si fuera la proyección horizontal de un edificio. Como no hay edificio sin cobertura total de agua potable y alcantarillado (o solución individual para sus desechos líquidos), los habitantes de las manzanas también tendrían los mismos derechos, como si estuvieran en un edificio.

#### 5.2.- CONCEPTOS Y NUEVAS TECNOLOGÍAS

Los llamados sistemas condominiales o en régimen de condominio son el resultado de una concepción de saneamiento que mezcla participación comunitaria con tecnologías apropiadas, para producir soluciones que combinen economía y eficiencia, buscando crear condiciones al acceso a los servicios de alcantarillado sanitario.

El mayor soporte de esta propuesta es la democratización de los servicios, concretizada a través de algunas ideas básicas, las cuales traen consigo el ingreso de nuevos recursos y energías al sistema.

Estas principales ideas son:

- **La idea de adecuación a la realidad.-** A una realidad económica de falta de recursos, de empleos y renta, a una realidad social de miseria, hambre y enfermedades, a una realidad física de inmensas riquezas profundamente diferenciadas a nivel de regiones. Tomando en cuenta que Bolivia es un País pobre y de recursos grandes. Pero tener en cuenta que gran parte del País todavía es analfabeto y los niños son los más propensos a las enfermedades, por el descuido del saneamiento básico.

- **La participación comunitaria.-** Como derecho de orden político y como deber del ciudadano para con su comunidad, expresa en un pacto de colaboración continua con los servicios de construcción, operación y mantenimiento. Viendo el porvenir de los derechos y deberes de la comunidad integrando el país.
- **El gradualismo -** Del cual los países de la Región se apartaron para adherir “hecho cumplido”, en que la decisión está restringida a algunos. La idea es que las decisiones tengan otro rumbo, la más pronta atención a todos, con una solución gradual, de estándares sucesivos, también graduales. Cambiando el estándar de vida.
- **La idea de que la implementación de los servicios sea un proceso continuo y permanente.-** Con los recursos disponibles en vez de ser aplicados intensivamente en pocas grandes ciudades, tendiendo a una aplicación desconcentrada en el mayor número posible de municipalidades. Sin olvidar a las zonas rurales donde se encuentran la sociedad mas olvidada de nuestro país, los cuales tienen escasos recursos de saneamiento básico.
- **La idea de cambio y diferenciación del estándar.-** Considerando las profundas desigualdades de los países de la Región, el estándar básico, aquello que determina la inversión pública pasa a ser dictado por las mayorías y los que de ellos se apartan pasan a enfrentar la responsabilidad correspondiente. Con la nueva tecnología se unirán en condominios los cuales integrara a la sociedad y se considerara un paso para la unión conciudadana. Viendo que los derechos y deberes serán simultáneamente iguales.
- **La idea de integración de los servicios.-** Una contraposición al aislamiento pleno que existe hoy. En el plan físico, integración con otros servicios urbanos; en el social, la integración de los varios extractos en un solo servicio; en el institucional, la articulación entre organismos a favor de las instituciones.
- **La municipalización.-** No que los servicios sean administrados por los Municipios, sino que los mismos sean de conocimiento de las autoridades municipales. El Municipio como instancia natural de intermediación entre el concesionario y la sociedad; como instrumento de movilización comunitaria; como incorporador de recursos locales (energías) que generalmente está al margen del proceso.

### 5.3.- INNOVACIONES A LA NUEVA TECNOLOGÍA

La nueva tecnología que es el alcantarillado condominial trae consigo nuevas innovaciones, las cuales se están viendo en otros países y en el nuestro, como es el caso de la Norma Boliviana NB-688.

- **Innovaciones en Criterios de Diseño.-** Modificación del parámetro básico de dimensionamiento hidráulico, velocidad mínima, por la tensión tractiva o tensión de arrastre de sólidos mínima. El valor mínimo adoptado por la Norma boliviana, NB-688, “Diseño de Alcantarillado Sanitario” para este parámetro es 1 N/m<sup>2</sup>, por ejemplo. Según investigaciones realizadas, la tensión tractiva de 1 Pa (Pascal), 1 N/m<sup>2</sup> o 0.102 Kg/ m<sup>2</sup>, puede remover partículas suspendidas en las alcantarillas de hasta 1,5 mm de diámetro. El criterio de tensión tractiva permite la reducción de las excavaciones en colectores construidos en terrenos planos con pendientes y diámetros menores con una desventaja desde el punto de vista de mantenimiento, el cual deberá ser realizado con cuidados especiales o equipos totalmente manuales. La excavación es el factor que más contribuye en el costo de los alcantarillados. La dificultad está en la fijación del valor de la tensión tractiva mínima.

- **Eliminación del límite de distancia máxima entre los pozos de registro.-** Se han aceptado mayores extensiones de los tramos, principalmente debido a la constatación de que la mayoría de los alcantarillados bien construidos no necesitan de mantenimiento por muchos años, en función de su auto limpieza hidráulica.

Además existen equipos modernos para limpieza y desobstrucción de los alcantarillados, por ejemplo:

- Equipo limpiador de alta presión para alcantarillas (máquinas desatascadoras instantáneas con ahorros de agua).
- Equipo destinado a promover la limpieza de detritos de orígenes diversos, por medio de succión (aspiradora de flexión o acodamiento).

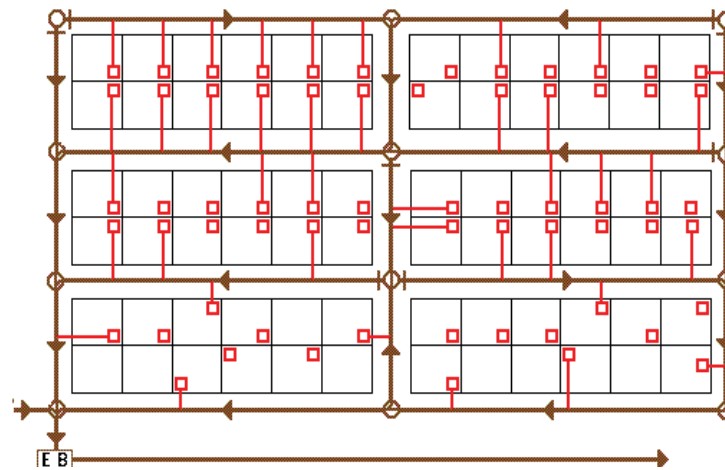
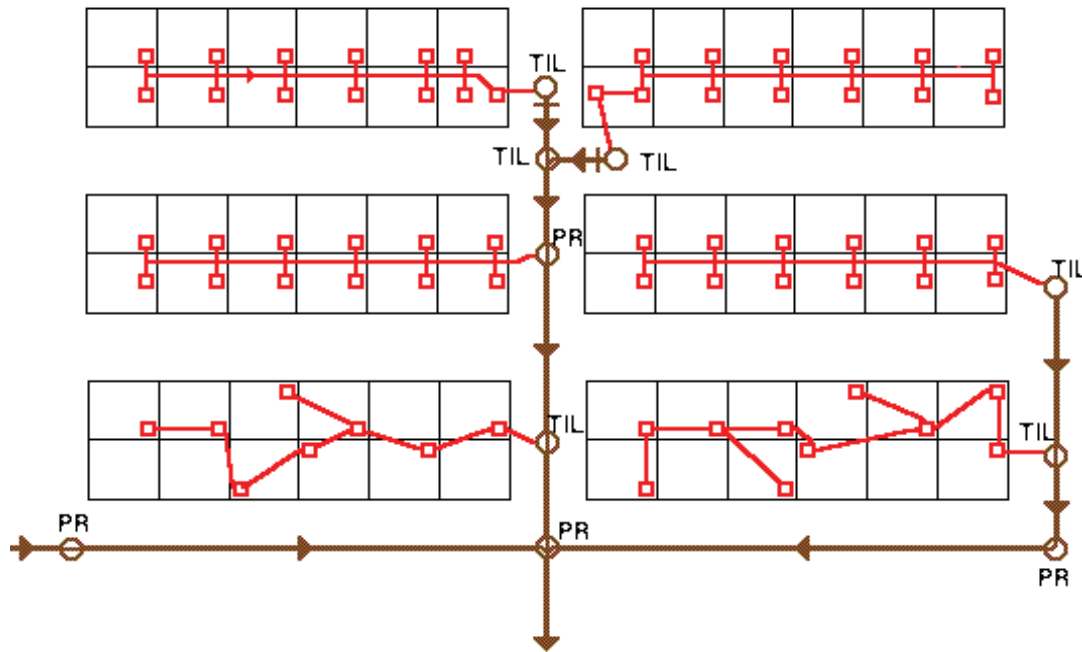
El sistema condominial requiere de la participación de la comunidad en la definición de la ubicación de las redes de recolección de aguas residuales, modificando algunas actividades normalmente llevadas a cabo con el sistema convencional.

El sistema condominial redefine la unidad en la cual se presta el servicio. Mientras que los sistemas convencionales prestan esencialmente servicios a cada unidad de vivienda, los servicios condominiales lo hacen a cada manzana de viviendas o cualquier grupo de viviendas. Esto es similar al concepto de brindar una sola conexión a un edificio de departamentos, salvo que en este caso el condominio es físicamente horizontal e institucionalmente informal. Como resultado de este nuevo concepto, la red pública ya no necesitará conectarse a cada lote de terreno ni estar presente en cada calle, sino simplemente disponer de un punto de conexión único a cada manzana urbana. Por lo tanto, la longitud necesaria de la red es considerablemente más corta que la de un sistema convencional. Necesita aproximadamente la mitad de longitud para alcantarillados y un cuarto de longitud para el servicio de agua.

Las características de las conexiones domiciliarias de los sistemas convencionales que corren perpendicularmente a la red, se reemplazan con ramales condominiales que corren paralelamente a las manzanas. Estos ramales para alcantarillado pueden localizarse en la parte más conveniente de la manzana (bajo las aceras, en patios delanteros o posteriores); mientras que en el caso del servicio de agua están generalmente localizados debajo de las aceras para permitir la medición individual. Este diseño permite la adaptación de la red a las condiciones topográficas locales y a los diferentes patrones urbanos. Además, un diseño condominial integral contempla la descentralización del suministro de agua potable o de las instalaciones de tratamiento de aguas servidas para evitar los costos asociados con el transporte de fluidos a largas distancias. Esto se contrasta con la propuesta convencional que enfatiza la concentración de fluidos en un punto geográfico único. En el caso del alcantarillado, la descentralización se concibe por medio del uso de cuencas de drenaje, tomando en cuenta factores tales como la disponibilidad de terrenos y las condiciones ambientales locales. En el caso del servicio de agua, la naturaleza exógena de los recursos hídricos puede limitar la descentralización de los procesos de tratamiento. Sin embargo, puede haber oportunidades para descentralizar los reservorios de almacenamiento con miras a lograr una mayor uniformidad de presión en toda el área de servicio.

El segundo concepto distintivo detrás del modelo condominial es el desarrollo de una relación más estrecha entre los proveedores y usuarios del servicio, de tal forma que se alienta a las dos partes a un acuerdo para facilitar la expansión del servicio y adaptación a las necesidades y restricciones locales. De esta manera, el condominio se convierte no sólo en una unidad física de prestación de servicios, sino en una unidad social que favorece las decisiones colectivas y organiza acciones comunales. Los miembros del condominio deben seleccionar el diseño adecuado del servicio condominial y comprometerse a adoptar acciones complementarias que oscilan desde la educación sanitaria hasta la participación directa en el proceso de construcción y/o mantenimiento.

Para una mejor visualización a continuación se muestran las diferencias entre alcantarillado sanitario y condominial:

**GRAFICA 5.1.- ALCANTARILLADO SANITARIO CONVENCIONAL****GRAFICA 5.2.- ALCANTARILLADO SANITARIO CONDOMINIAL.****SÍMBOLOS DE LAS GRAFICAS ANTERIORES:**

(PR) POZO DE REGISTRO



(TIL) TUBO DE INSPECCIÓN Y LIMPIEZA



CAJA DE PASO

ALCANTARILLADO CONDOMINIAL ( $\varnothing$  100 mm)RED COLECTORA ( $\geq \varnothing$  150 mm)**PTAR**

PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

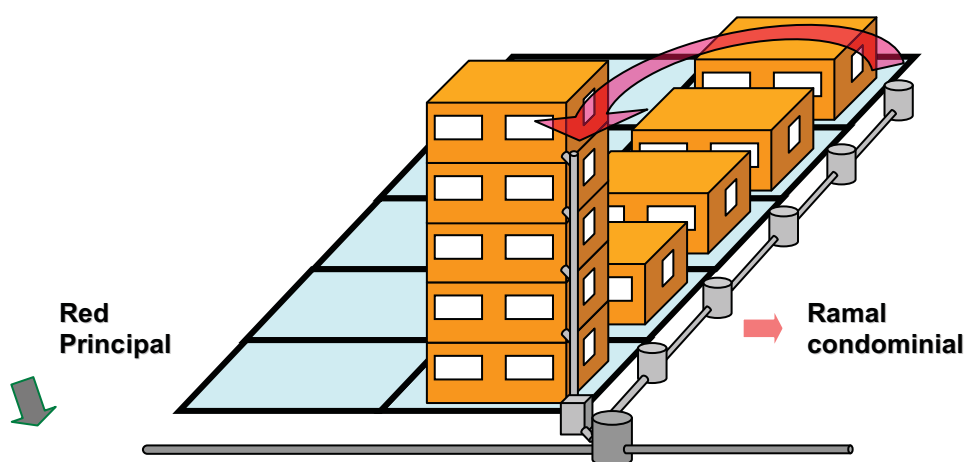


## 5.4.- METODOLOGÍA DE DISEÑO

La metodología de diseño del alcantarillado condominial puede ser resumida de acuerdo al presentado por el Ing. Pery Nazareth (1998) en su excelente trabajo sobre el uso de esos sistemas en la Capital de Brasil, a continuación:

La aplicación del nuevo modelo requiere la realización de un trabajo de movilización que tiene la finalidad de crear condiciones para la participación de la comunidad, lo cual tiene como instrumento principal la reunión condominial, como anteriormente se indicó que es la representación en manzanos como un edificio de departamentos. Para visualizar mejor este concepto es la siguiente grafica:

**GRAFICA 5.3.- REPRESENTACIÓN GRAFICA DEL CONCEPTO DE “ALCANTARILLADO CONDOMINIAL”**



De esa forma, la metodología de implantación del alcantarillado condominial obedece a varias etapas, tenemos que tomar en cuenta que el sistema hidráulico y el cálculo es de la misma forma que el alcantarillado sanitario empleado las mismas planillas del capítulo de “sistema de alcantarillado sanitario”, y el paquete de simulación SewerCad. La forma de evaluar es la siguiente:

### Opciones de trazado de la red pública.-

Primero jugar con las alternativas de trazado de red pública antes de entrar al trazado de la red condominial.

La Red Pública es el conjunto de tuberías que reciben las aguas residuales de ramales condominiales o conexiones domiciliarias, de acuerdo con la norma NB-688.

Para el diseño geométrico de las redes públicas el proyectista debe disponer de un plano del área del proyecto urbanizada a escala 1:2000, resultado del levantamiento topográfico, con curvas de nivel cada metro y el detalle de manzanos, calles, avenidas, canales, cursos naturales de agua, puentes vehiculares, peatonales, cámaras del sistema de alcantarillado existente, posibles puntos de bombeo, tratamiento y descarga de las aguas residuales.

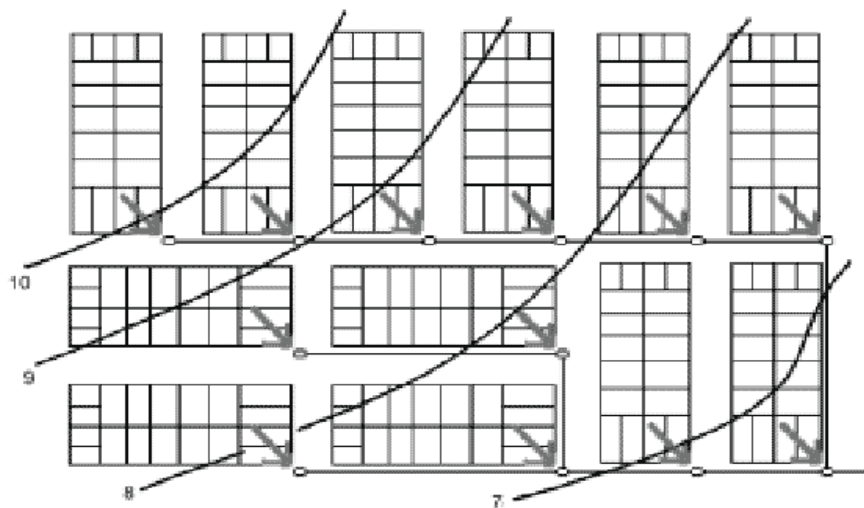
El trazado de las redes públicas se realizará a partir de los puntos de cota más elevada (arranque) hacia el punto de cota más baja (descarga) y siguiendo el drenaje natural del terreno. El

proyectista deberá analizar las alternativas de trazado para obtener la menor extensión de red y conectar todos los manzanosos.

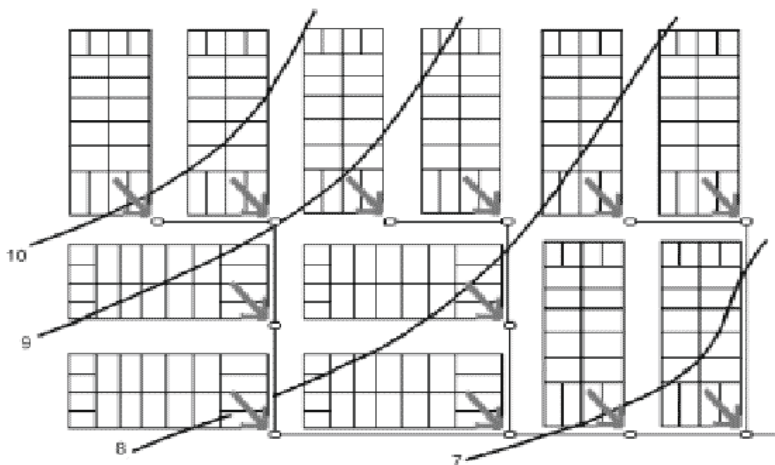
La red pública podrá ser ubicada en el centro de calle o avenida, pero preferentemente por áreas más protegidas del tránsito vehicular, utilizando siempre que fuera posible las aceras, parques y jardines existentes.

En la grafica 5.4 y 5.5 se presentan opciones de trazado, como un ejemplo visual:

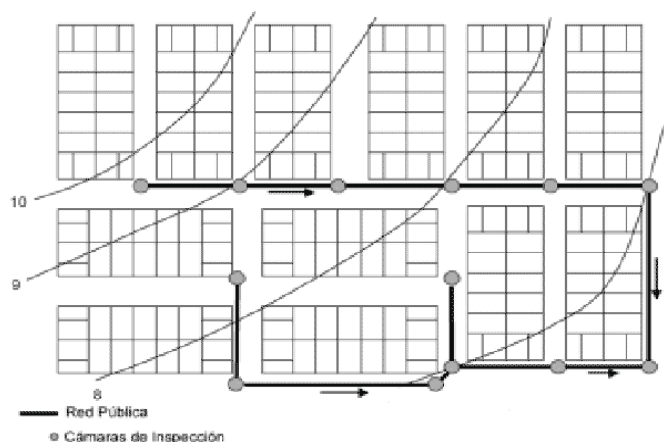
**GRAFICA 5.4.- PRIMERA ALTERNATIVA DE TRAZADO DE RED PÚBLICA PARA ALCANTARILLADO CONDOMINIAL**



**GRAFICA 5.5.- SEGUNDA ALTERNATIVA DE TRAZADO DE RED PÚBLICA PARA ALCANTARILLADO CONDOMINIAL**



Después de tener todas las posibles alternativas de trazado se busca encontrar la mejor elección de trazado de red, viendo la parte técnico/económico, de las alternativas dadas. Del ejemplo anterior se eligió la primera alternativa.

**GRAFICA 5.6.- ELECCIÓN DE ALTERNATIVA DE ALCANTARILLADO CONDOMINIAL.**

La información de cada tramo de la red pública será incorporada en la planilla de cálculo hidráulico antes mencionada, el diseño hidráulico se elabora de igual manera que el sistema convencional, con la siguiente información básica:

- Número de cámara inicial.
- Número de cámara final.
- Número de tramo.
- Área tributaria.
- Caudal unitario.
- Cota de terreno inicial.
- Cota de terreno final.
- Longitud.
- Pendiente.
- Diámetro.
- Condiciones de flujo.
- Verificación de la tensión tractiva.

**Caracterización del área**

Tiene como finalidad el conocimiento de la realidad local, en sus aspectos físicos y sociales, para la definición de los elementos que serán utilizados en el proceso de la movilización de la comunidad.

Integran esta etapa el contacto con los líderes locales e instituciones actuantes en el área, identificación de materiales y servicios urbanos disponibles y conocimiento de la realidad socioeconómica local.

**Reuniones de los condominios**

Las reuniones con los condominios tienen el objetivo de presentar las ideas básicas y reglas del programa del alcantarillado condominial, definir las alternativas de solución del problema local e incorporar la población a eso programa a través de la formación de condominios.

Los condominios son la unidad de atendimento del sistema condominial y corresponden a las manzanas urbanas compuestas por lotes con áreas aproximadas entre 120 a 150 m<sup>2</sup> en los barrios populares.

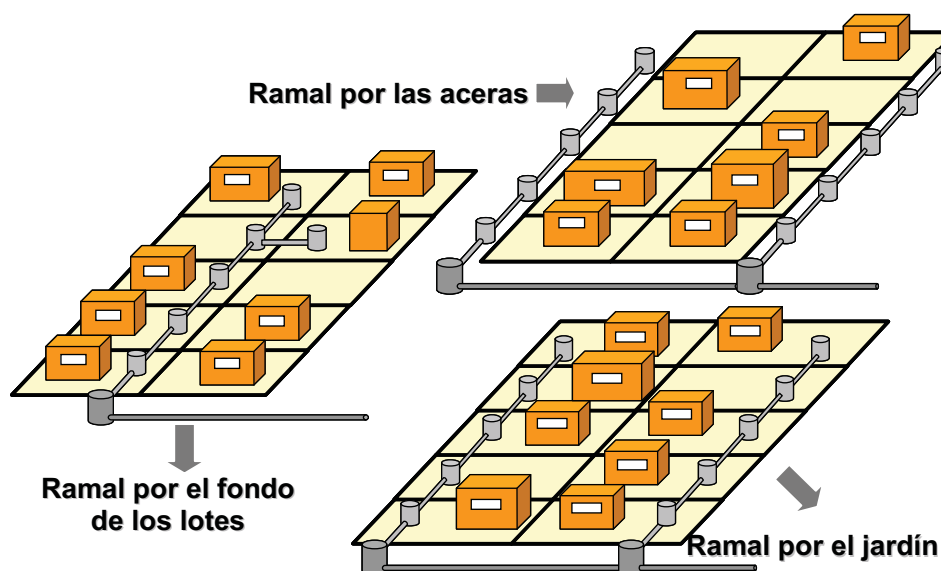
Las reuniones de la comunidad ocurren en cada manzana de acuerdo a una serie de requisitos básicos, enumerados a seguir.

1. Situación del saneamiento en el área y presentación del programa condominial.
2. Fundamentos y funcionamiento del sistema condominial.
3. Opciones físicas del atendimento:

### Opciones de trazado de la red condominial

El trazado de la red condominial tiene que seguir los puntos antes mencionados y una de las principales funciones de las reuniones de los condominios es ponerse de acuerdo por el trazado de la red que pueden ser las siguientes:

**GRAFICA 5.7.- ALTERNATIVAS DE TRAZADO  
“RED CONDOMINIAL”.**

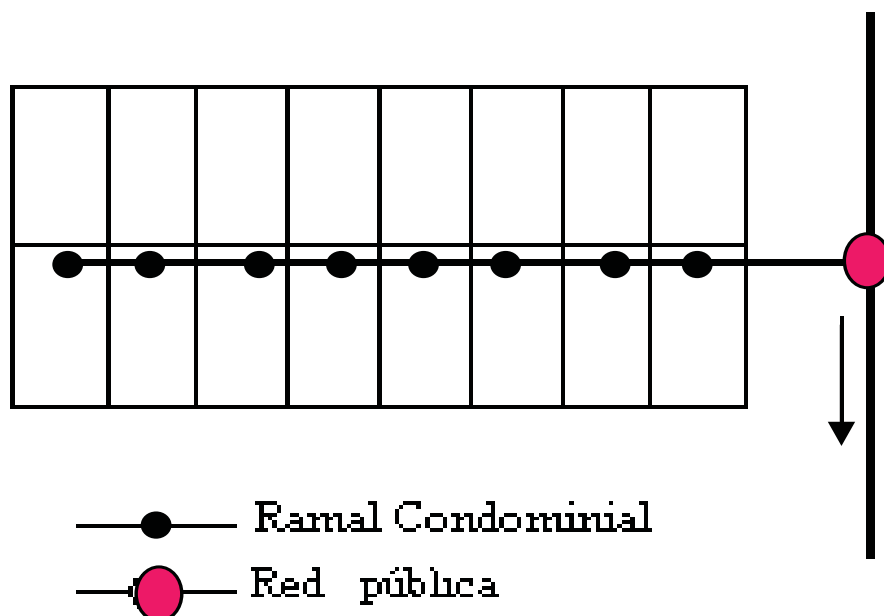


#### a) Ramal de fondo de lote

Es el ramal ubicado en las áreas internas libres y disponibles de los sectores colindantes entre dos predios. El único ramal debe buscar la mejor forma posible para la contribución de aguas residuales de ambos lados de los lotes. La construcción o instalación de la caja de inspección, además de ser un elemento de inspección sirve como punto de descarga de ambos lotes.

Esta opción constituye la solución más económica con relación a las otras opciones, aunque la experiencia ha demostrado la poca aceptación de esta alternativa por parte de los usuarios, principalmente por las dificultades: Para realizar el mantenimiento, por la no disponibilidad de áreas en el predio para el tendido del ramal, por la concertación entre los usuarios del condominio, y para la

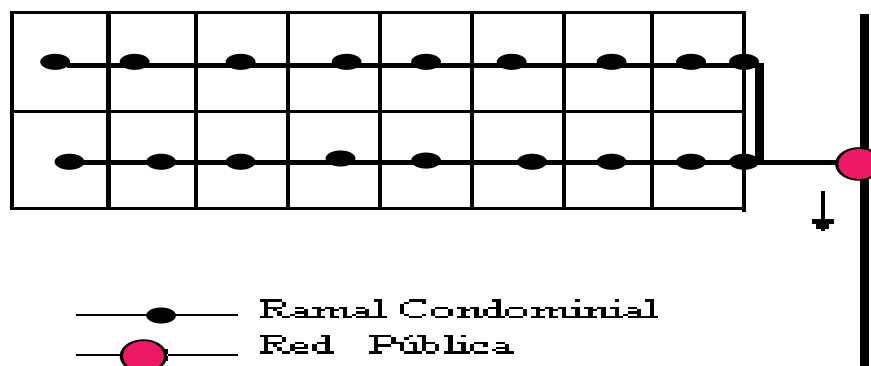
reubicación del ramal debido al crecimiento de la infraestructura habitacional. Pasando en las áreas libres disponibles en la parte de atrás de los terrenos, con participación del condominio en el mantenimiento del ramal.



#### b) Ramal de jardín de los lotes

Ramal ubicado en el interior del lote, en las áreas disponibles de los sectores no colindantes de los predios. Para este caso son necesarios dos ramales casi paralelos para atender a cada cuadra del manzano de casas. Cuando las construcciones de las viviendas tienen un área libre “retiro” frente a la vía pública, se puede emplear la solución por el jardín de los lotes, aunque es algo más costosa que la del ramal por el fondo de los lotes, debido a la utilización de una mayor longitud de tubería.

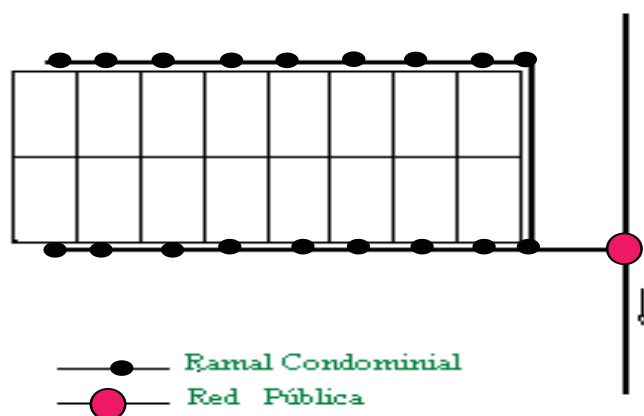
La ventaja de esta opción, por su ubicación está protegida del tráfico vehicular, permite el uso de profundidades mínimas. Esta opción es recomendable para cuadras residenciales cuyas casas mantienen un retiro de frente hacia la vía pública, con espacios libres y/o instalaciones sanitarias domiciliarias que drenen hacia la calle. Pasando por el jardín, en la parte del frente del lote, con participación del condominio en el mantenimiento del ramal.



### c) Ramal de las aceras.-

Este ramal pasa a través de las aceras, bordeando el manzano de casas o la cuadra para tener una sola descarga en un punto de la red pública. Para concebir este tipo de ramal es necesario considerar otro tipo de instalaciones como agua, gas domiciliario, cables telefónicos, postes, arborización, etc.

Esta opción es el tipo más aceptado por los usuarios aunque la solución de atención represente mayor costo, con relación a las dos opciones anteriores. Representa el patrón más sofisticado de atención del sistema condominial y la solución de construcción más costosa y, en consecuencia, la opción de costos más alta para el usuario. Localizado en las aceras, con responsabilidad integral de la Empresa de Agua Potable y Alcantarillado por el mantenimiento del ramal.



De los tres casos anteriores se toma los siguientes requisitos de diseño de construcción:

- Material de la tubería utilizado es de PVC.
- Diámetros mínimos desde 4".
- pendientes mínima desde 0.005m/m.
- Recubrimientos mínimos son de 0.75m, desde la clave del tubo.
- Cámaras de inspección "prefabricadas" o "in situ", uno por lote.
- Distancia máxima entre dos puntos de inspección es de 100m.

### Término de adhesión

El proceso de adhesión de una o varias manzanas o mismo un conjunto habitacional al programa es oficializado por medio de la entrega de un documento llamado "Término de Adhesión", donde, en forma de abajo firmado, los habitantes definen el tipo de ramal de su preferencia y la forma como desean efectuar los pagos de la tasa de conexión.

### Cámaras de inspección

Las cámaras de inspección forman parte de la red de alcantarillado y tienen el objetivo de permitir el acceso para el mantenimiento. Pero además representan un componente vulnerable del sistema, ya que a través de ellas pueden ingresar elementos inapropiados y causar obstrucciones, por este motivo se deberá proyectar la cantidad mínima necesaria.

## 5.5.- TIPOS DE CÁMARAS DE INSPECCIÓN Y UBICACIÓN

Uno de los elementos importantes para el alcantarillado condominial son las cámaras de inspección, que se construyen en mampostería de piedra, con hormigón simple y armado, hormigón ciclópeo, mampostería de ladrillo y PVC.

Los elementos de inspección serán principalmente de dos tipos:

### a) Caja de inspección

Será ubicada en el ramal condominial; preferentemente en área protegida, tendrá dimensiones reducidas y poca profundidad.

### b) Cámara de inspección

Será ubicada en la red pública; su diseño atenderá las recomendaciones de la Norma Boliviana NB-688.

Según la profundidad de instalación de la tubería, las dimensiones recomendables de cámaras según la norma NB-688, son:

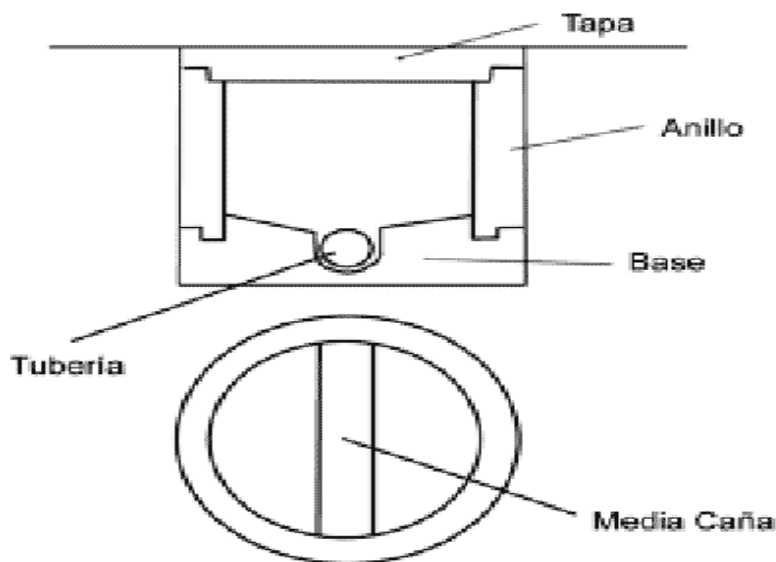
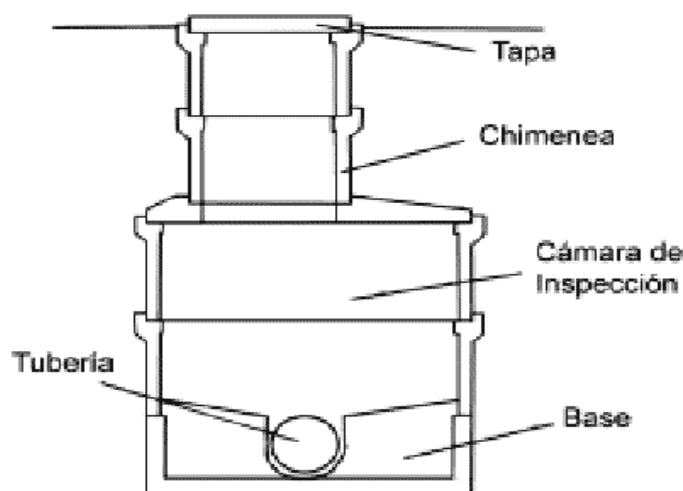
Profundidad de la Tubería (solera) (m)	Tipo de cámara	Dimensiones del acceso Diámetro (m)	Tipo de Red
< 0.90	Caja (CI 40)	0.40	Ramal
0.90 a 1.20	Caja (CI 60)	0.60	Ramal
> 1.20	Cámara (CI 120)	1.20 con chimenea de acceso 0.60	Red Pública

La forma de construcción y tipo de material de cámaras de inspección son las siguientes:

### Cámara de inspección de hormigón prefabricado

Generalmente las cámaras de inspección son construidas en sitio, pero debido a las ventajas de manipuleo y montaje, el proyectista deberá analizar la posibilidad de utilizar “cajas de inspección” y “cámaras de inspección” con elementos prefabricados de hormigón simple y armado.

Las cámaras de la red pública ubicadas en áreas de tráfico sujetas a carga vehicular deberán contar con el diseño estructural y prever el equipo especial para transporte y montaje. Para los casos citados, en las siguientes figuras se presenta las cámaras de inspección típicas de hormigón prefabricado, Obtenidas de la norma NB-688.

**GRAFICA 5.8.- CÁMARAS DE INSPECCIÓN EN LA RED CONDOMINIAL.****GRAFICA 5.9.- CÁMARAS DE INSPECCIÓN EN LA RED PÚBLICA.**

### **Cámaras de inspección de PVC**

El proyectista podrá considerar el diseño de sistemas de alcantarillado sanitario condominial totalmente de plástico, mediante el uso de tuberías, accesorios y cámaras de inspección de PVC. Esta opción tiene ventajas técnicas y económicas frente a los elementos de hormigón, especialmente en ramales condominiales y en la conexión domiciliaria, según se describe más adelante.

Las cámaras de inspección de PVC que podrán ser utilizadas se denominan CI PVC 40, tienen un diámetro de 0.40 m y el acceso a la red se realiza a través de un tubo vertical de profundidad variable de 0.10 a 0.20 m de diámetro. Debido a esta característica, el proyectista deberá incorporar para fines de mantenimiento la adquisición de un equipo sencillo de limpieza con agua a presión.



## 5.6.- CONEXIONES AL RAMAL CONDOMINIAL

El proyectista deberá definir el tipo de conexión de la vivienda al ramal condominial según su ubicación dentro o fuera del lote, estas conexiones deberán ser regidas por el tipo de red condominial explicada anteriormente.

### 5.6.1.- CONEXIÓN DENTRO DEL LOTE

Si el ramal condominial se encuentra dentro del lote, la conexión de la vivienda se realizará mediante una “Caja de Inspección”, generalmente del tipo CI 40 de hormigón o CI PVC 40, según se indica en la grafica siguiente:

**GRAFICA 5.10.- CONEXIÓN DEL RAMAL DENTRO DEL LOTE**

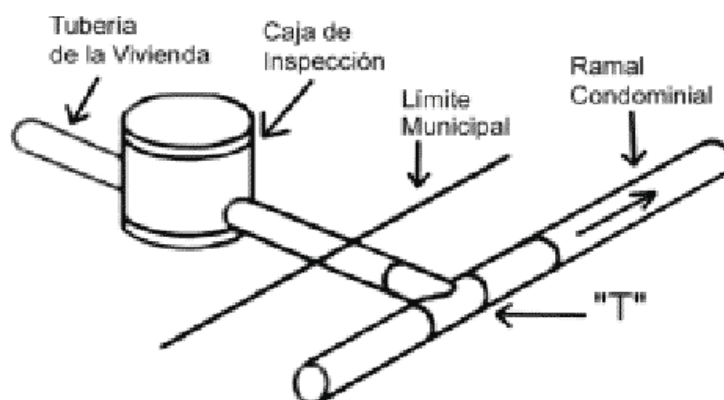


La caja de inspección será instalada durante la construcción del ramal condominial, una en cada lote o vivienda y el usuario será responsable de la conexión de sus instalaciones intradomiciliarias, pero una vez que el sistema se encuentre concluido y próximo al inicio de funcionamiento.

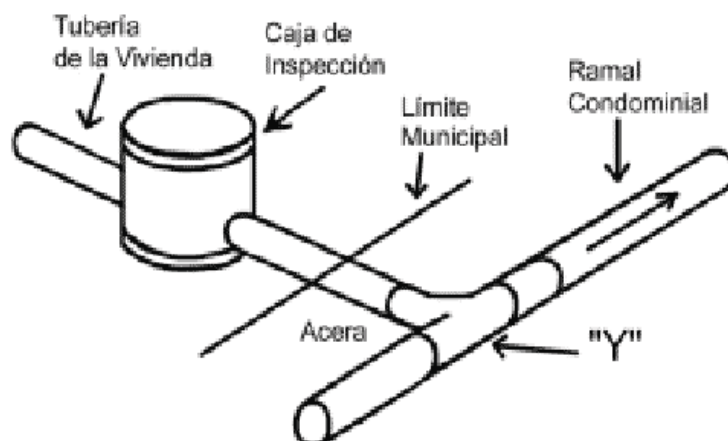
### 5.6.2.- CONEXIÓN FUERA DEL LOTE

Si el ramal condominial se encuentra fuera del lote (acera), la conexión de la vivienda se realizará mediante un accesorio de PVC tipo “T”, “Y” o una “Silleta”. El accesorio de PVC se conectará con una tubería corta a la caja de inspección tipo CI 40 o CI PVC 40, que estará ubicada dentro del lote, en una zona más protegida y próxima al límite público, como se puede apreciar en las graficas siguientes:

**GRAFICA 5.11.- CONEXIÓN DEL RAMAL FUERA DEL LOTE EN “T”**



## EN “Y”



En sustitución de los accesorios de PVC tipo "T" y "Y" se analizará la posibilidad de instalar cajas de inspección. Estas instrucciones se encuentran en la norma NB-688.

## 5.7.- PROYECTOS DE RAMALES CONDOMINIALES

Los proyectos son compuestos de un “croquis” y notas de servicio (apuntamientos topográficos para la ejecución de la obra), elaborados en base a levantamientos simplificados de campo y en detalles suficientes para la construcción de los ramales condominiales. Son elaborados en seguida a la entrega del “Término de Adhesión”, lo cual define la opción del condominio. La nueva tecnología de “alcantarillado condominial”, tiene sus ventajas y desventajas enunciadas a continuación.

### 5.7.1.- PRINCIPALES VENTAJAS DEL ALCANTARILLADO CONDOMINIAL

Las principales ventajas de la nueva tecnología “alcantarillado condominial” son enunciadas a continuación:

- Costo menor de excavación - pequeñas profundidades de las alcantarillas condominiales. Y red pública de dimensiones pequeñas para el cálculo.
- Costo menor del material del alcantarillado condominial - extensión menor.
- Costo menor de los pozos de registro - pequeña cantidad de pozos de registro convencionales.
- Gran cantidad de cajas de paso en reemplazo a los pozos de registro tradicionales.
- Costo menor de las conexiones domiciliarias – pequeñas profundidades y extensión muy reducida de estas conexiones.
- Facilidad de ejecución de las conexiones domiciliarias aún para las casas vecinas pared con pared.

- g) Utilización de materiales regionales en la construcción del alcantarillado condominial y conexiones domiciliarias.
- h) Mayor empleo de mano de obra poco calificada.
- i) Facilidad para desatorar el alcantarillado condominial y conexiones domiciliarias a través de equipo sencillo y de fácil manejo.
- j) Mayor facilidad en la definición de aportes de inversiones - nacional, departamental, municipal y local.

### **5.7.2.- PRINCIPALES DESVENTAJAS DEL ALCANTARILLADO CONDOMINIAL**

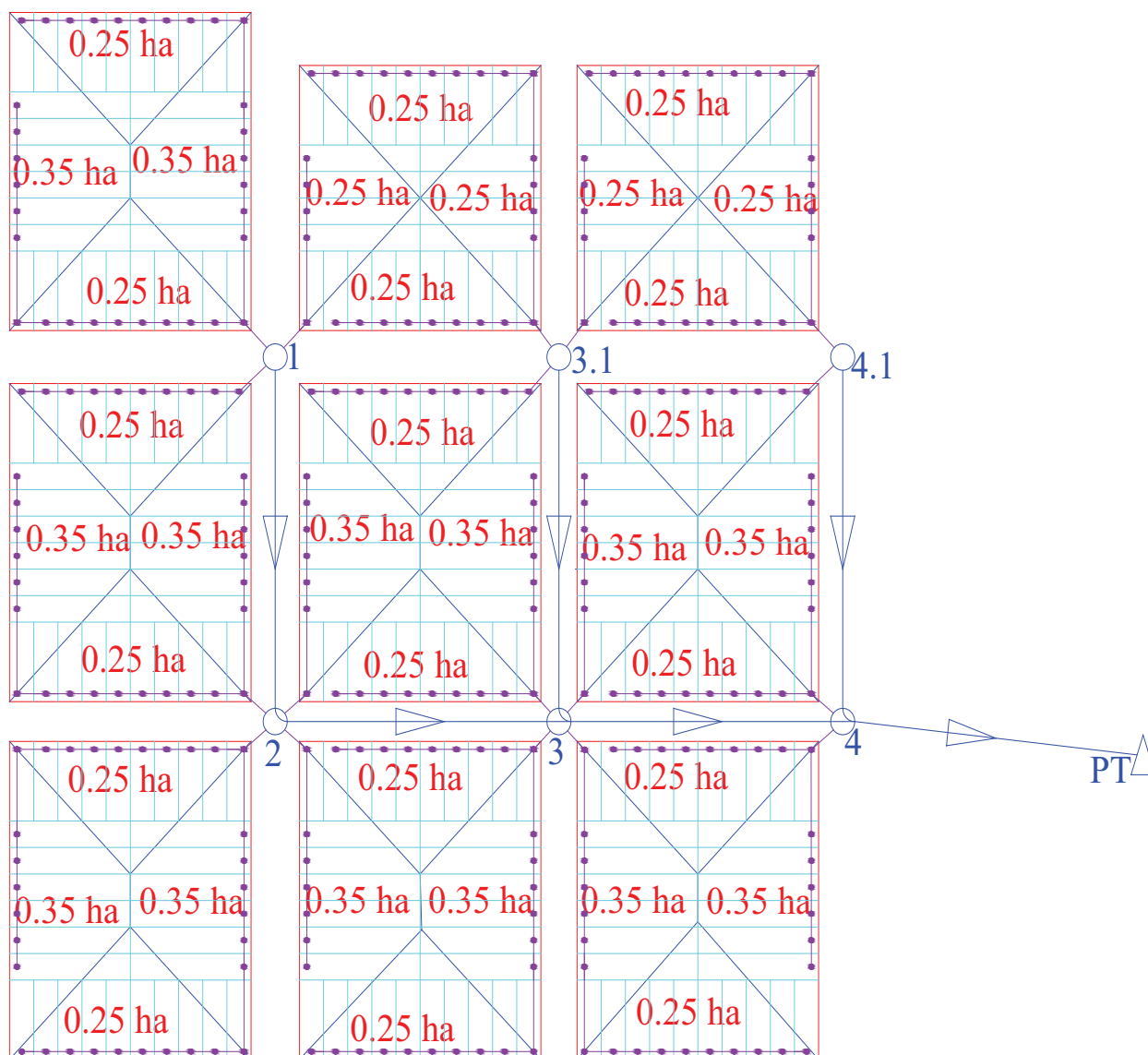
Las principales desventajas de la nueva tecnología “alcantarillado condominial”, son enunciadas a continuación:

- a) Exigencia de trabajos preliminares y permanentes - educación sanitaria y asistencia social para el involucramiento de la comunidad en el proceso constructivo, de operación y de mantenimiento de su alcantarillado condominial. (En la realidad eso no lo debemos incluir como desventaja y si como obligación del Gobierno).
- b) Posibilidad de surgimiento de algunas dificultades teniendo en cuenta:
  - Derecho de paso.
  - Servidumbre.
  - Expropiación.
  - Ampliación de áreas construidas, etc.

### 5.8.- PLANILLA DE CÁLCULO

Para explicar la metodología del llenado de las planillas de cálculo para alcantarillado sanitario, se desarrollará el siguiente ejemplo:

**Figura 5.12.- esquema representativo de una red de alcantarillado condominial**



#### Datos para el ejemplo:

Periodo de diseño ( $t$ ) = 20 años obtenido de la tabla 2.1

Población inicial ( $P_o$ ) = 2080 hab

Área total del proyecto ( $A$ ) = 10.4 ha

Coefficiente de retorno ( $C_r$ ) = 75 %

Índice de crecimiento poblacional anual ( $i$ ) = 1.2 %

Dot. Comercial = 600 - 3000 l/comercio/día

Dot. Instituciones Públicas = 5000 - 15000 l/Inst. Púb./día

Dot. Industrial = 16000 - 18000 l/Industria/día  
 Ancho de zanja sin entibamiento  
 Densidad poblacional = 254 hab/ha  
 Coef. De rugosidad = 0,010  
 Coeficiente de Punta = según babbitt  
 Peso esp.del agua = 1000 Kg/m<sup>3</sup>  
 Cama de arena = 10 cm  
 Dotación = 90 L/hab/día  
 Coeficiente de Infiltracion = 0,00005 l/s/m  
 Caudal malos empotramientos = 8%

Teniendo estos datos se calculará los siguientes parámetros:

### Población futura

Para calcular la población futura se emplea en función del tamaño de la población, de acuerdo a lo especificado en la tabla 2.1, para el ejemplo utilizaremos el método geométrico.

$$P_f = P_0 * \left(1 + \frac{i}{100}\right)^t = 2641 \text{ hab}$$

### Densidad poblacional

$$D_p = \frac{P_f}{A} = 254 \text{ hab/ha}$$

### Dotación

Para calcular la dotación se utiliza la tabla 4.1  
 El proyecto es de la zona de los valles

$$\text{Dot} = 90 \text{ l/hab/día}$$

### Tensión tractiva mínima

Datos:

Material = arena en suspensión con  $\rho_a = 2650 \text{ Kg/m}^3$   
 $f$  = constante adimensional se obtiene de la tabla 4.5  
 Densidad del agua ( $\rho_{H_2O}$ ) = 1000 Kg/m<sup>3</sup>  
 $D_{90-95\%} = 1 \text{ mm}$

$$\tau_{\text{mím}} = f * (\rho_a * g - \rho_{H_2O} * g) * D_{90-95\%} = 0.971 \text{ N/m}^2 \rightarrow \tau_{\text{mím}} = 1 \text{ Pa}$$

En la planilla de cálculo representada en la tabla 4.10, se ha enumerado las columnas que serán explicadas detalladamente a continuación:

**Columna 1:** Numeración de fila.

En esta columna se enumera las filas de la planilla.

**Columna 2,3, 4:** Ubicación del colector.

En estas columnas se ubica la calle y con qué calles se intercepta.

**Columna 5,6:** Numeración del colector.

En estas columnas se anotan los números de las cámaras superior e inferior de cada tramo respectivamente.

**Columna 7:** Longitud de cada colector en metros.**Columna 8:** Longitud tributaria.

Es la suma de las longitudes acumuladas en metros, de todos los colectores que anteceden. Por

**Columna 9:** Longitud Acumulada.

Es la suma de la columna [7] y [8]

**Columna 10:** Área propia en Hectáreas

Corresponde al área pertinente a cada colector de acuerdo con el plano.

**Columna 11:** Área tributaria (en Hectáreas).

Es la suma de las áreas acumuladas en hectáreas, de todos los colectores que anteceden.

**Columna 12:** Área Acumulada.

Es la suma de las columnas [10] y [11]

**Columna 13:** Población que aporta a cada colector.

Es la multiplicación de la densidad poblacional por el área propia.

$$[13] = D_p * [10]$$

**Columna 14:** Población Acumulada.

Es la multiplicación de la densidad poblacional por el área acumulada

$$[14] = D_p * [12]$$

**Columna 15:** Coeficiente Pico o coeficiente de punta.

Elegido de acuerdo a las características de la población, para el ejemplo se utilizara la ecuación según Babbitt

$$[15] = \frac{5}{[14]^{0.2}}$$

**Columna 16:** Caudal Medio diario (l/s).

El cálculo del caudal medio diario se obtiene mediante la ecuación:

$$[16] = \frac{[14]*\text{Dot}*C_r}{86400}$$

**Columna 17:** Caudal Máximo.

Es la multiplicación [15] y [16]

**Columna 18:** Caudal de infiltración.

Es la multiplicación de la columna [9] por el coeficiente de infiltración de la tabla 4.3, por ejemplo:

**Datos:**

Tubería de PVC

Tipo de unión = anillo de goma

$C_i=0.00005$  l/s/m

$$[18]= C_i*[9]$$

**Columna 19:** Caudal por conexiones erradas.

El caudal por conexiones erradas debe ser del 5% al 10 % del caudal máximo horario de aguas residuales domésticas. Por ejemplo se adopta un 8 %.

$$[19] = 0.08*[17]$$

**Columna 20:** Cantidad de comercios que existe en el tramo

**Columna 21:** Caudal de comercios

$$[21] = \frac{[20] \cdot \text{Dot.Com.}}{86400}$$

**Columna 22:** Cantidad de Instituciones públicas que existe en el tramo

**Columna 23:** Caudal de Instituciones públicas

$$[23] = \frac{[22] \cdot \text{Dot.I.P.}}{86400}$$

**Columna 24:** Cantidad de industrias que existe en el tramo

**Columna 25:** Caudal de Industrias

$$[25] = \frac{[24] \cdot \text{Dot.Ind.}}{86400}$$

**Columna 26:** Sumatoria caudal de descarga concentrada

$$[26] = [21] + [23] + [25]$$

**Columna 27:** Caudal acumulado

$$[27] = [17] + [18] + [19] + [26]$$

**Columna 28:** Caudal de diseño.

La experiencia indica que el caudal mínimo de diseño será de 1.5 l/s. Por tanto se tomará como caudal de diseño al caudal acumulado, si éste es mayor o igual a 1.5 l/s, si el caudal acumulado es menor a 1.5 l/s se coloca el caudal mínimo de diseño.

**Columna 29:** Cota del terreno en cámara inicial.

Se obtiene del plano topográfico.

**Columna 30:** Cota del terreno en cámara final.

Se obtiene del plano topográfico.



**Columna 31:** Profundidad de excavación en la cámara inicial.

Se debe adoptar valores de excavación según las recomendaciones de la Norma Boliviana NB 688.

**Columna 32:** Profundidad de excavación en cámara final.

Se debe adoptar valores de excavación según las recomendaciones de la Norma Boliviana NB 688.

**Columna 33:** Promedio de las profundidades de excavación.

$$[27] = \frac{[25] + [26]}{2}$$

**Columna 34:** Cota Solera en cámara inicial.

[34] = cota del terreno inicial (Columna [29]) menos la profundidad de excavación adoptada (Columna [31]).

**Columna 35:** Cota Solera en la cámara final.

Es el resultado de la resta la cota del terreno final (Columna [30]) menos la profundidad de excavación más profunda de todos los interceptores a la cámara.

**Columna 36:** Pendiente del colector en porcentaje.

La pendiente será calculada de la diferencia de cotas (solera inicial y final), dividida entre la longitud del colector.

$$[36] = \frac{[35] - [34]}{[7]} * 100$$

**Columna 37:** Diámetro de la tubería en milímetros.

Debe adoptarse los valores de los diámetros comerciales.

**Columna 38:** Radio hidráulico, a tubo lleno en metros.

Para secciones circulares el radio hidráulico es la cuarta parte del diámetro.

$$[38] = \frac{[37]}{4 * 1000}$$

**Columna 39:** Velocidad a tubo lleno en m/s.

$$[39] = \frac{1}{n} * [38]^{2/3} * \left\{ \frac{[36]}{100} \right\}^{1/2}$$

Se debe verificar que el valor de esta columna no sea menor a la velocidad mínima.

**Columna 40:** Caudal a tubo lleno en l/s.

$$[40] = [39] * \pi * \frac{\left[ \frac{37}{1000} \right]^2}{4}$$

**Columna 41:** Relación entre el caudal de diseño y el caudal a tubo lleno.

$$[41] = \frac{[28]}{[40]}$$

**Columna 42:** Relación entre velocidad real y la velocidad a tubo lleno.

Obtenida de la tabla 3.2 o la figura 3.17

**Columna 43:** Relación entre la lámina de agua y el diámetro de la tubería.

Encontrada en la tabla 3.2 o la figura 3.17

Ejemplo: para una relación de  $q/Q = 0.24$  la relación de  $d/D = 0.334$

**Columna 44:** Relación entre el radio hidráulico real y el radio hidráulico a tubo lleno.

Encontrada en la tabla 3.2 o la figura 3.17

**Columna 45:** Velocidad real en m/s.

Es la multiplicación de las columnas [33] y [36]

**Columna 46:** Tirante de escurrimiento en milímetros.

Es la multiplicación de las columnas [37] y [43]

Los valores de esta columna deben cumplir con las condiciones mínimas y máximas del tirante de escurrimiento.

**Columna 47:** Radio Hidráulico real en metros.

Es la multiplicación de las columnas [38] y [44]

**Columna 48:** Velocidad crítica (m/s)

Es posible identificar el tipo de flujo en la tubería comparando este valor con la velocidad real. Este análisis es importante para realizar el control del tirante de escurrimiento.

- Si la columna [48] < columna [45], el escurrimiento es subcrítico.
- Si la columna [48] > columna [45], el escurrimiento es supercrítico.

**Columna 49:** Tensión tractiva ( $N/m^2$ )

Es la multiplicación de la densidad del agua ( $kg/m^3$ ) por el radio hidráulico real (m) por la aceleración de la gravedad ( $m/s^2$ ) y la pendiente

$$[49] = \rho * g * [47] * \frac{[36]}{100}$$

Se debe asegurar que la Tensión tractiva sea mayor a la Tensión tractiva mínima.

**Columna 50:** Ancho de zanja.

Se adopta este valor según la profundidad y el diámetro de la tubería según la tabla 4.7.

**Columna 51:** Volumen de excavación. ( $m^3$ )

Es la multiplicación de las columnas [50], [33] y [7]

**Columna 52:** Volumen de la cama de arena.

Se considerará una capa de arena de 0.1 m:

$$[52] = 0.1 \times [7] \times [50]$$

**Columna 53:** Volumen de relleno.

$$[53] = [51] - [52]$$

**Columna 54:** Toda observación del tramo se anota en esta columna.

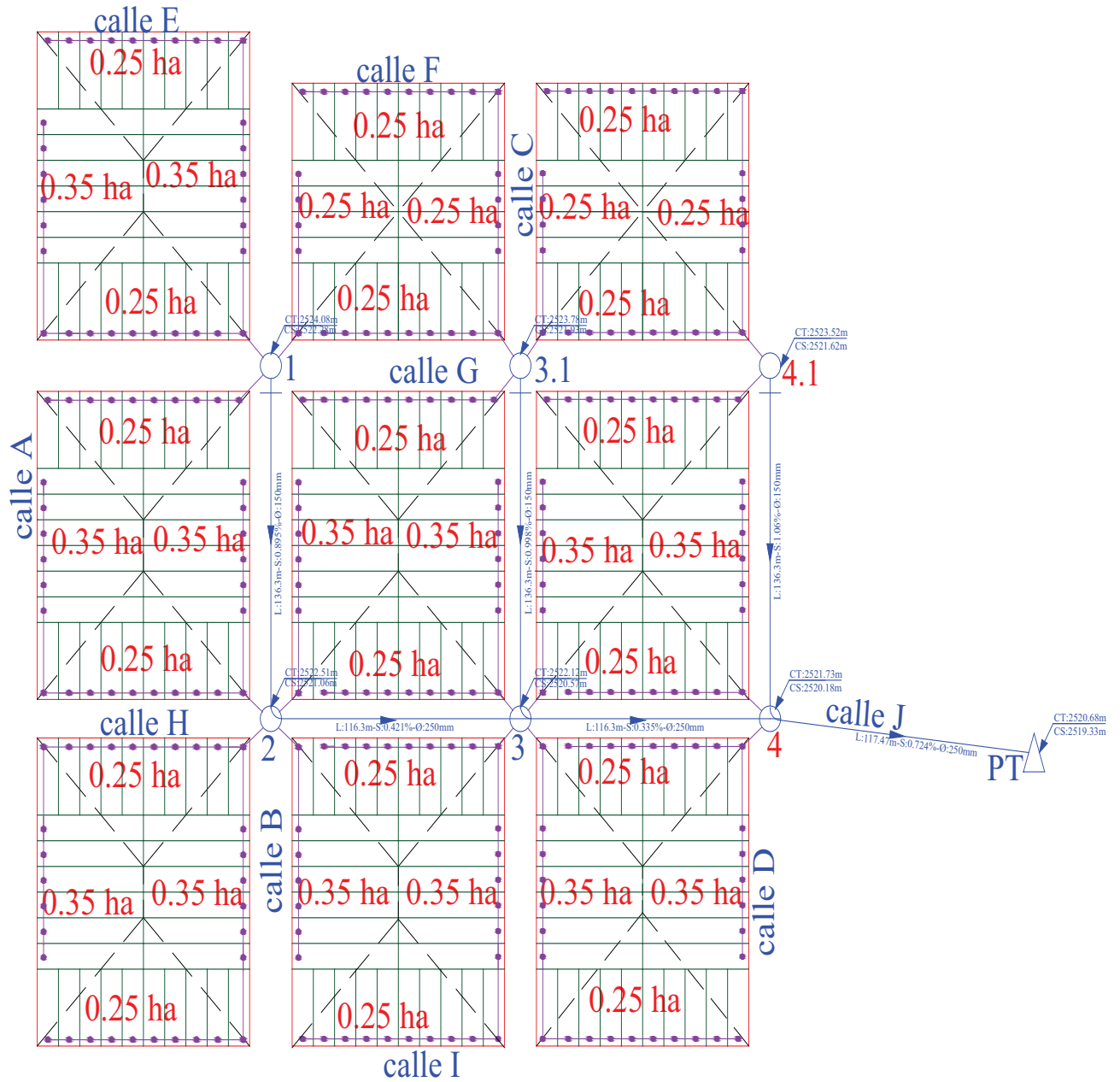
Tabla 5.1.- planilla de cálculo

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	
Fila	Ubicación del colector			Tramo			Longitud ( m )			Área ( ha )			Población		Coef.	Caudal (l/s)					
	calle	De	A	Cam. Sup.	Cam. Inf.	Propia	Trib.	Acum.	Propia	Trib.	Acum.	Propio	Acum.	Punta		Medio	Qmáx	Qi	Qe	# com.	Qc
1	B	G	H	1	2	136.30	0.00	136.30	1.70	0.00	1.70	432	432	1.49	0.337	0.5	0.0068	0.0401	3	0.0347	
2	H	B	C	2	3	116.30	136.30	252.60	2.85	1.70	4.55	724	1156	1.22	0.903	1.1	0.0126	0.0881	3	0.0347	
3	C	G	H	3.1	3	136.30	0.00	136.30	1.25	0.00	1.25	318	318	1.58	0.248	0.39	0.0068	0.0314	2	0.0231	
4	H	C	D	3	4	116.30	388.90	505.20	2.40	5.80	8.20	610	2083	1.08	1.627	1.76	0.0253	0.1412	5	0.0579	
5	D	G	H	4.1	4	136.30	0.00	136.30	1.00	0.00	1.00	254	254	1.65	0.198	0.33	0.0068	0.0262	0	0.0000	
6	J	D	PT	4	PT	117.47	641.50	758.97	1.20	9.20	10.40	305	2642	1.03	2.064	2.13	0.0379	0.1707	2	0.0231	

Fila	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39
	RÉGIMEN HIDRÁULICO																	
# I.P.	Qip			# ind.			Qind.			ΣQdc			Acum.			q		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
1	2	0.1157	0	0.0000	0.150	0.70	1.50	2524.08	2522.51	1.20	1.20	1.20	2522.88	2521.31	1.152	100	0.0250	0.92
2	3	0.1736	1	0.1852	0.394	1.60	1.60	2522.51	2522.12	1.25	1.46	1.36	2521.26	2520.66	0.516	150	0.0375	0.80
3	3	0.1736	2	0.3704	0.567	1.00	1.50	2523.78	2522.12	1.20	1.20	1.20	2522.58	2520.92	1.218	100	0.0250	0.94
4	0	0.0000	0	0.0000	0.058	1.99	1.99	2522.12	2521.73	1.46	1.61	1.54	2520.66	2520.12	0.464	150	0.0375	0.76
5	1	0.0579	1	0.1852	0.243	0.60	1.50	2523.52	2521.73	1.20	1.20	1.20	2522.32	2520.53	1.313	100	0.0250	0.98
6	1	0.0579	1	0.1852	0.266	2.61	2.61	2521.73	2520.68	1.61	1.25	1.43	2520.12	2519.43	0.587	150	0.0375	0.86

Fila	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54
	RÉGIMEN HIDRÁULICO														
	Q			v / V			d/D			r h / Rh			Vc		
	(l/s)	q / Q	Q	v	V	d	d/D	d/D	d/D	r h	Rh	Rh	(m/s)	(N/m^2)	zanja (m)
1	7.21	0.21	0.781	0.717	30	ok	0.0173	0.0173	0.0173	2.47	1.95	ok	0.50	81.78	6.82
2	14.22	0.11	0.658	0.529	34	ok	0.0200	0.0200	0.0200	2.66	1.01	ok	0.60	94.55	6.98
3	7.41	0.20	0.781	0.737	30	ok	0.0173	0.0173	0.0173	2.47	2.06	ok	0.50	81.78	6.82
4	13.49	0.15	0.705	0.538	38	ok	0.0222	0.0222	0.0222	2.80	1.01	ok	0.60	107.11	6.98
5	7.70	0.19	0.770	0.754	30	ok	0.0169	0.0169	0.0169	2.44	2.17	ok	0.50	81.78	6.82
6	15.17	0.17	0.746	0.641	42	ok	0.0242	0.0242	0.0242	2.92	1.39	ok	0.60	100.79	7.05

Figura 5.13.- Plano de diseño final



El ejemplo anterior se realizara con el programa Sewer Cad:

### Paso 1.- crear un nuevo proyecto

SewerCAD es una poderosa herramienta cuando se va a desarrollar modelos de alcantarillado sanitario dibujados a escala o modelos esquemáticos, ya que el programa se encarga de la unión de los nudos de conexión. Genera también automáticamente la numeración y los nombres de la tubería, nudos, salidas. El nombre (Label), que asigna el programa, puede ser cambiado en cualquier momento. Cuando se crea una red a escala, las longitudes de las tuberías son automáticamente calculadas a partir de la posición inicial y final de los nudos en el dibujo.

Una vez iniciado SewerCAD en el modo Stand – Alone, se elige New del menú desplegable **File**. Para asignar un nombre al proyecto de la siguiente manera:

**Project Setup Wizard**

Enter your Project Title and Project Engineer.

To change the date:  
 1. Highlight the month, day, year portion of the date.  
 2. Use the up or down arrow to change the chosen portion.

Note: The comments field is a good place to keep the revision history.

Enter Project Summary Information

Filename: C:\Haestad\SWRC\PROJECT1.swr

Project Title: ALCANTARILLADO SANITARIO

Project Engineer: Universidad Mayor de San Simón

Date: 09 / 06 / 2008

Comments: INGENIERIA CIVIL

Buttons: Cancel, Help, < Back, Next >, Finished

Luego se establece los parámetros que se van utilizar

**Project Setup Wizard**

Use the choice lists below to set the various input modes for this project. Input modes affect the way you enter data for various attributes. The input modes can be changed at any time throughout the project.

Friction Method

Gravity Friction Method: Manning's Formula

Pressure Friction Method: Hazen-Williams Formula

Input Modes

Coordinates: X-Y

Settings: Pressure

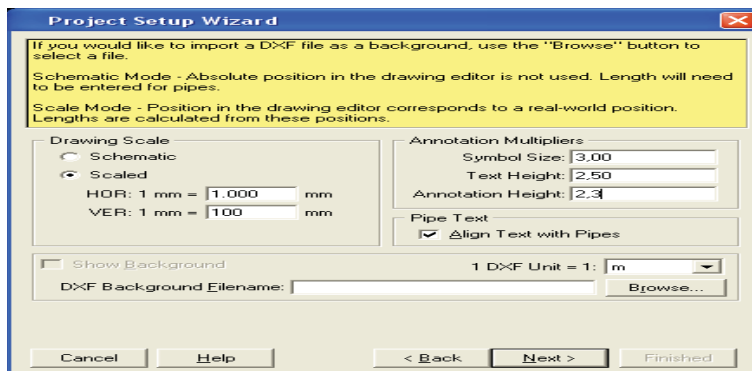
Wet Well Levels: Elevations

Pipe Length

Round Pipe Lengths to the Nearest: 0,50 m

Buttons: Cancel, Help, < Back, Next >, Finished

En este caso el dibujo vamos realizar a escala:



Para importar del Auto CAD al SewerCAD se hace clic izquierdo en el botón Browse en la ventana anterior después de buscar el archivo se hace clic en el botón Next y luego se finaliza con el botón Finished

Para establecer el sistema de unidades seleccione del menú desplegable **Tools / Options** y elija la pestaña **Global**, luego elija el sistema de unidades deseado.

## Paso 2.- Trazado de la red

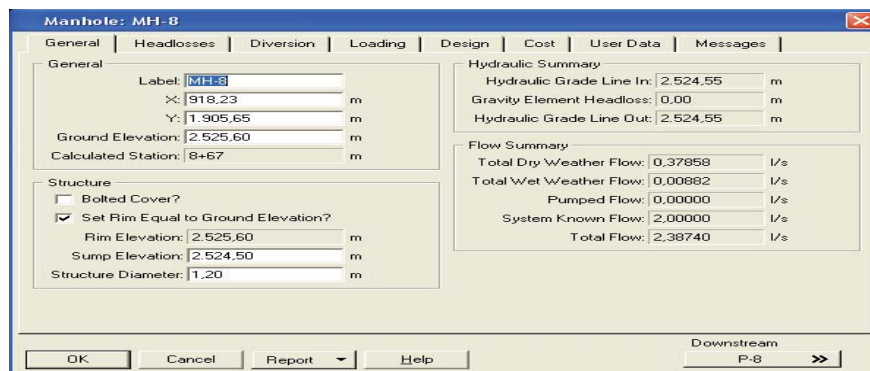
Para dibujar una red de alcantarillado, SewerCAD presenta una barra de herramientas, donde se encuentran todos los componentes de un sistema: cámaras (**Manhole**), pozo húmedo (**Wet Well**), bomba (**Pump**), uniones a presión (**Pressure Joint**), juntas con tuberías a gravedad (**Junction Chamber**) y salida (**Outlet**). La herramienta Pipe Layout, combina todos los componentes, y se accede a ellos del menú emergente que aparece cuando se presiona el botón derecho.

Introducción de datos

En SewerCAD hay cuatro formas de ingresar y modificar los datos de los elementos.

- **Dialogs.-** Para la introducción de los datos a través de los cuadros de diálogo en el modo Stand – Alone, solamente se debe hacer doble clic sobre el elemento con el mouse. Esta acción abre una ventana donde se puede modificar o ingresar los datos.

**Muestra un cuadro de diálogo para una cámara (Manhole).**



- **Flex Tables.-** Para emplear esta opción pulse el botón Tabular Reports en la barra de herramientas que activa las tablas dinámicas que le permiten editar y mostrar los datos del modelo en formato tabular. Se puede editar los datos como en una planilla. La figura 4.4 muestra el reporte de tuberías a gravedad (Gravity Chamber Report).

Muestra un cuadro de diálogo para una tubería.

	Label	psrea Node	wnstre Node	Length (m)	User Defined Length?	Bend Angle (radians)	User Defined Bend Angle?	Section Shape	Material	Section Size	Number of Sections	Upstream Invert Elevation (m)	Downstream Invert Elevation (m)
P-1	P-1	MH-1	MH-2	127.00	<input type="checkbox"/>	0.00	<input type="checkbox"/>	Circular	PVC	100 mm	1	2 524.40	2 523.31
P-2	P-2	MH-2	MH-3	137.50	<input type="checkbox"/>	1.57	<input type="checkbox"/>	Circular	PVC	100 mm	1	2 523.20	2 521.71
P-3	P-3	MH-3	MH-4	120.00	<input type="checkbox"/>	0.01	<input type="checkbox"/>	Circular	PVC	150 mm	1	2 521.60	2 521.11
P-4	P-4	MH-4	MH-5	117.50	<input type="checkbox"/>	0.01	<input type="checkbox"/>	Circular	PVC	200 mm	1	2 521.02	2 520.31
P-5	P-5	MH-5	MH-6	117.50	<input type="checkbox"/>	0.10	<input type="checkbox"/>	Circular	PVC	200 mm	1	2 520.25	2 519.51
P-6	P-6	MH-6	O-1	247.00	<input type="checkbox"/>	0.00	<input type="checkbox"/>	Circular	PVC	300 mm	1	2 519.48	2 518.21
P-7	P-7	MH-7	MH-3	127.00	<input type="checkbox"/>	1.57	<input type="checkbox"/>	Circular	PVC	100 mm	1	2 523.10	2 521.71
P-8	P-8	MH-8	MH-9	108.00	<input type="checkbox"/>	1.57	<input type="checkbox"/>	Circular	PVC	100 mm	1	2 524.50	2 523.81
P-9	P-9	MH-9	MH-10	139.50	<input type="checkbox"/>	0.00	<input type="checkbox"/>	Circular	PVC	100 mm	1	2 523.70	2 522.01
P-10	P-10	MH-10	MH-4	137.50	<input type="checkbox"/>	1.58	<input type="checkbox"/>	Circular	PVC	150 mm	1	2 521.96	2 521.11
P-11	P-11	MH-11	MH-10	109.00	<input type="checkbox"/>	1.57	<input type="checkbox"/>	Circular	PVC	100 mm	1	2 523.25	2 522.01
P-12	P-12	MH-12	MH-13	108.00	<input type="checkbox"/>	1.57	<input type="checkbox"/>	Circular	PVC	100 mm	1	2 523.20	2 522.61
P-13	P-13	MH-13	MH-4	139.00	<input type="checkbox"/>	1.58	<input type="checkbox"/>	Circular	PVC	150 mm	1	2 523.50	2 521.11

- **Database Conections.-** Las conexiones a base de datos le permite importar y exportar los datos de los elementos directamente de fuentes como ser planillas Excel, GIS, MS Access y otros.
- **Alternative Editors.-** Se utiliza las alternativas para ingresar datos para diferentes situaciones para su uso en el manejo de escenarios (Scenario Management).

### Paso 3.- Cargado de dotaciones

En SewerCAD la carga está caracterizada como Carga en tiempo seco o como carga en tiempo húmedo. Las cargas en tiempo seco ocurren independientemente del clima, como ser el agua perdida en los empotramientos. Las cargas en tiempo húmedo como ser infiltración de tuberías está relacionado directamente con la precipitación en el área.

SewerCAD define las cargas mediante:

- Unit Dry Weather Load, que representa la dotación o la cantidad de carga que cada habitante contribuye al alcantarillado sanitario
- Loading Unit Count que sería el número de unidades o los habitantes.

La carga total sería la Carga unitaria (Unit Dry Weaecher Load) multiplicada por el número de unidades (Loading Unit Count).

Las cargas pueden ser aplicadas a las cámaras, pozos húmedos y juntas. Para acceder a los datos de carga de un elemento, abra el editor del nudo de interés (Por ejemplo para una cámara) y seleccione la pestaña Loading.



### Cuadro de diálogo para las cargas

**Manhole: MH-8**

General | Headlosses | Diversion | **Loading** | Design | Cost | User Data | Messages

Base Load

	Unit Dry Weather Load	Loading Unit Count	Loading Unit	Unit Load (l/s)	Base Load (l/s)
1	departament	64	resident	0.00139	0.08819
2					

Insert  
Delete  
Pie Chart

Local

Service Area: 0.00 km<sup>2</sup>  
 Population: 64 capita  
 Adjusted Population: 64 capita  
 Total Base Load: 0.08819 l/s  
 Inflow: 0.00882 l/s  
 Known Flow: 2.00000 l/s

System

System Service Area: 0.00 km<sup>2</sup>  
 System Population: 64 capita  
 System Adjusted Population: 64 capita  
 Total Dry Weather Flow: 0.37858 l/s  
 System Inflow: 0.00882 l/s  
 System Known Flow: 2.00000 l/s

OK Cancel Report Help

Downstream  
P-8 >>

### Paso 4.- Factores de flujo Extremo

Una vez que todas las cargas han sido llenadas se debe especificar cómo se relacionarán con carga pico. Esto se realiza a través de Extreme Flow Setup Manager, el cual es accedido mediante el menú Análisis y el comando Extreme Flows. En la ventana Extreme Flow Setup Manager, haga doble clic en Base Flow Setup. En el cuadro que aparece (ver figura 4.6) se especifica que método de Flujo Extremo es aplicado y cualquier constante asociada y multiplicadores de ajuste. Para aplicar un método de flujo extremo a una unidad de carga, haga clic en la columna Extreme Flow Method y seleccione el método que se empleará.

### Cuadro de diálogo para las cargas

**Extreme Flow Setup**

Used Loads | Unused Loads

Extreme Flow Setup Table

Label: Base Flow Setup

Extreme Flow Setup Table

	Unit Load	Loading Unit Type	Extreme Flow Method	Constant	Adjustment Multiplier
1	departament	Population	Babbitt	N/A	1

OK Cancel Report Help

### Paso 5.- Datos de infiltración

Para considerar la infiltración en una tubería de gravedad, debe abrir el editor de la tubería y pulse el botón en la etiqueta Infiltration la sección Pipe Length aparecerá, en esta sección, seleccione Infiltration Loading Unit entonces escriba una razón de infiltración por unidad de longitud.

### Paso 6.- Datos de restricciones

Para el cuadro de restricciones se coloca intervalos de velocidad, cobertura y la pendiente; de igual manera se designa a que porcentaje va a fluir de la tubería tu agua residual para el sistema de la siguiente manera:

### Paso 7.- Analizando el Sistema

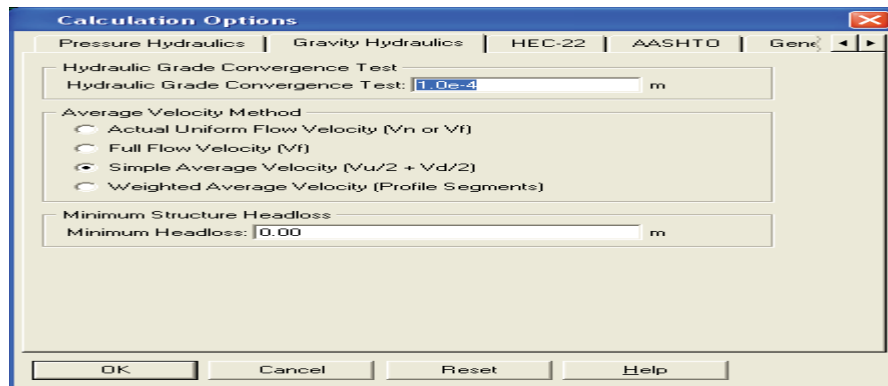
Presione el botón GO para llamar el cuadro de diálogo Calculation. (Figura 4.11), seleccione el tipo de cálculo: Análisis (Análisis) o Diseño (Design). También puede realizar el análisis del remanso (Backwater Análisis).

### Ventana de Cálculo

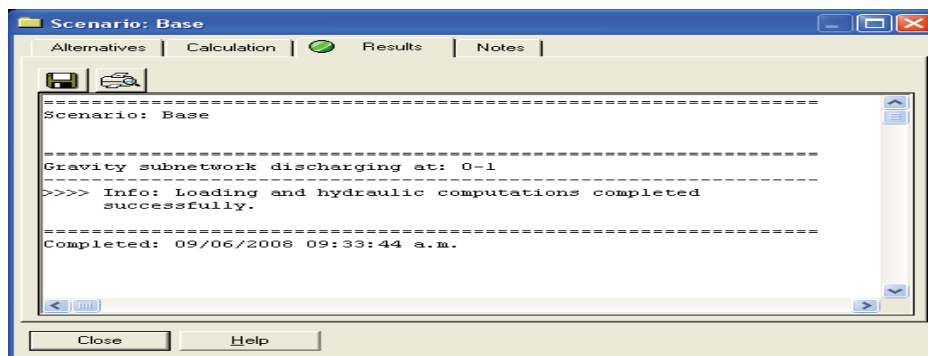
Pulse el botón GO para comenzar el análisis, una vez completado el cálculo, un informe de resultado se despliega (ver figura 4.11). La luz verde indica ninguna advertencia o falla, la luz amarilla indica advertencia, mientras que la luz roja indica problemas.

En esta ventana tenemos que decidir con que método de velocidad vamos realizar el cálculo de nuestro sistema.

### Opciones de cálculo



### Resumen de resultados



### Paso 8.- Presentación de resultados

SewerCAD presenta varias opciones de presentación de resultados, se explicará las siguientes formas:

- Tabular Reports.
- Pan and Profiles (Planos y perfiles)
- Tabular Reports.

Tabular Report es una herramienta poderosa en SewerCAD, estos reportes no solo son herramientas de buena presentación son también de mucha ayuda en la introducción de datos y análisis. Hacer clic en cada elemento para introducir datos resulta moroso cuando existe un gran número de ellos. Usando Tabular Report los elementos pueden ser cambiados usando la herramienta de edición global o filtrada para mostrar solo los elementos escogidos. Los valores que son introducidos en la tabla serán automáticamente adaptados en el modelo. Se puede añadir, mover o se pueden mostrar duplicados de cada columna con diferentes unidades. Tabular Report puede ahorrarle tiempo y esfuerzo

Reporte de manhole

Label	Gr. Elev. (m)	Rim (m)	Rim = Ground?	Sump (m)	Headloss Mtd	Headloss Coeff.	Struct. Type	Struct. D (m)	Unit Dry Weather Load	Loading Unit Count	Load Desc.	Total Base Load (l/s)	Inflow (l/s)	Known Q (l/s)	Total Flow (l/s)
1	2,524.08	2,524.08	true	2,522.88	Standard	0.50	Manhole	1.20	DOT (80-150) l/hab/dia	431.80	Simple	0.44979	0.00000	0.00000	2.24896
2	2,522.51	2,522.51	true	2,521.26	Standard	0.50	Manhole	1.20	DOT (80-150) l/hab/dia	723.90	Simple	0.75406	0.00000	0.00000	5.85444
3	2,522.12	2,522.12	true	2,520.67	Standard	0.50	Manhole	1.20	DOT (80-150) l/hab/dia	609.60	Simple	0.63500	0.00000	0.00000	9.38703
3.1	2,523.78	2,523.78	true	2,522.58	Standard	0.50	Manhole	1.20	DOT (80-150) l/hab/dia	317.50	Simple	0.33073	0.00000	0.00000	1.65365
4	2,521.73	2,521.73	true	2,520.08	Standard	0.50	Manhole	1.20	DOT (80-150) l/hab/dia	304.80	Simple	0.31750	0.00000	0.00000	11.36145
4.1	2,523.52	2,523.52	true	2,522.32	Standard	0.50	Manhole	1.20	DOT (80-150) l/hab/dia	254.00	Simple	0.26458	0.00000	0.00000	1.32292

Reporte de tubería

Label	L (m)	Shape	Mat.	Size	Mannin g n	Up. Invert (m)	Dn. Invert (m)	S (m/m)	Des. Cap. (l/s)	Infil. Type	Infil. Load Unit	Infil. Rate (l/s)	Lcl Infil. (l/s)	HGL In (m)	HGL Out (m)	Gravity dH (m)	Avg. v (m/s)
P-1	137.50	Circular	PVC	100 mm	0.010	2,522.88	2,521.26	0.0118	6.93559	Pipe Length	m	0.00005	0.00688	2,522.92	2,521.34	1.58	0.57
P-2	118.00	Circular	PVC	150 mm	0.010	2,521.26	2,520.67	0.0050	13.31777	Pipe Length	m	0.00005	0.00590	2,521.32	2,520.77	0.55	0.59
P-3	117.50	Circular	PVC	150 mm	0.010	2,520.67	2,520.08	0.0050	13.31777	Pipe Length	m	0.00005	0.00588	2,520.76	2,520.20	0.56	0.73
P-4	124.50	Circular	PVC	150 mm	0.010	2,520.08	2,519.38	0.0056	14.15573	Pipe Length	m	0.00005	0.00623	2,520.18	2,519.47	0.70	0.93
P-5	138.00	Circular	PVC	100 mm	0.010	2,522.58	2,520.67	0.0138	7.51688	Pipe Length	m	0.00005	0.00690	2,522.61	2,520.77	1.83	0.50
P-6	137.50	Circular	PVC	100 mm	0.010	2,522.32	2,520.08	0.0163	8.15038	Pipe Length	m	0.00005	0.00688	2,522.34	2,520.20	2.15	0.48

## Paso 9.- Planos y Perfiles

Para crear una vista del plano del sistema, seleccione Report / Plan View / Full View. Esta opción crea un plano del sistema completo sin importar lo que muestre la pantalla, mientras que si se elige la opción Current View, se creará un plano igual al que esté mostrando en ese momento la ventana.

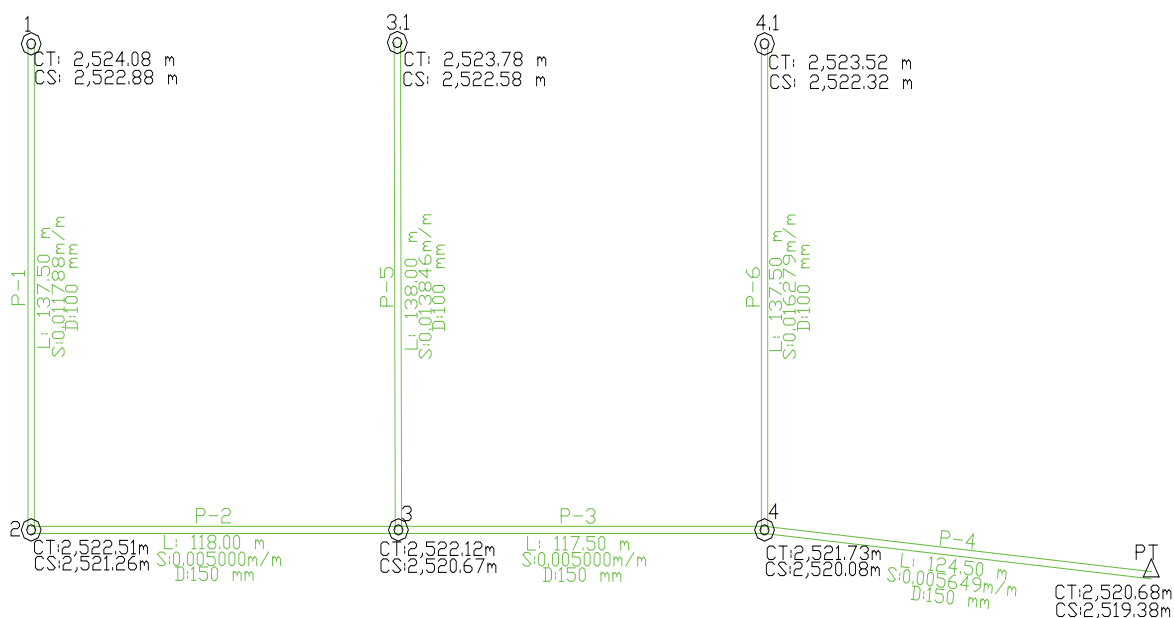
El plano mostrado en la ventana separada puede ser impreso o copiado y pegado a otro lugar (a un procesador de palabras, por ejemplo).

También los planos pueden ser exportados a Auto CAD, seleccionando del menú File la opción Export to DXF.

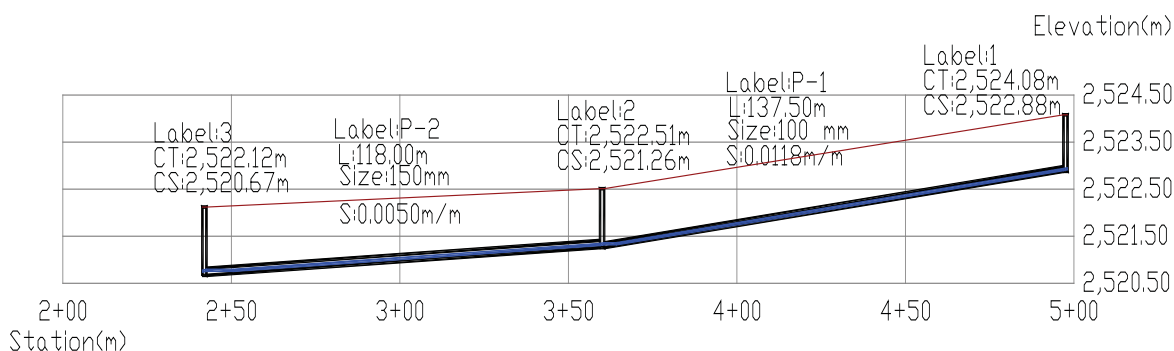
Para crear vistas de perfiles, seleccione del menú desplegable View / Profile o haga clic en el botón Profile en el menú de herramientas. En la ventana que aparece se debe seleccionar el nudo desde el cual se graficarán los perfiles.

Para anotaciones haga clic en el botón Annotation en el menú de herramientas, en la ventana aparece todos los componentes y debes tiquear lo que desees.

**Plano a diseño final**



## Perfil de los tramos 1 -2, 2 – 3



## CAPITULO VI

## SISTEMAS DE ALCANTARILLADO PLUVIAL

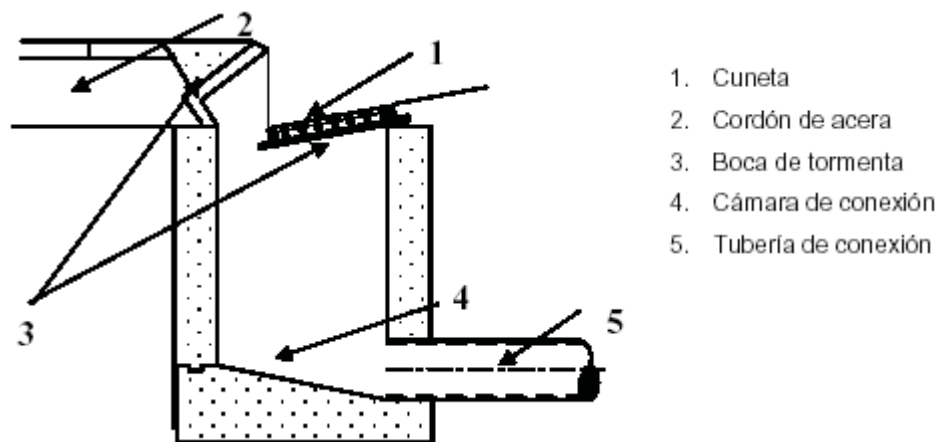
## 6.1 Descripción del sistema

El alcantarillado de aguas de lluvia está conformado por el conjunto de colectores y canales necesarios para evacuar la escorrentía superficial producida por la lluvia.

## 6.2 Componentes de un sistema de alcantarillado pluvial

Un sistema de alcantarillado pluvial está constituido por los siguientes Componentes (ver figura 6.1).

- Conjunto cordón- Cuneta
- Boca de Tormenta
- Cámara de conexión
- Tubería de conexión
- Cámara de inspección
- Colectores secundarios
- Colector principal.



**Figura 6.1** Componentes de un sistema de alcantarillado pluvial

**6.2.1 Cordón de acera.-** Pieza de hormigón destinada a separar la calzada de la acera conformando de esta manera la cuneta longitudinalmente.



**Figura 6.2** Grafica del conjunto cordón – cuneta

**6.2.2 Cuneta.-** Es un canal de sección triangular que se forma entre el cordón y la calzada, destinada a conducir las aguas superficiales hacia las bocas de tormentas.

**6.2.3 Boca de tormenta.-** Estructura hidráulica destinada a captar las aguas superficiales, que consiste en una cámara de mampostería de piedra u hormigón, ubicada bajo la acera o bajo la cuneta.

**6.2.4 Cámara de conexión.-** Cámara de mampostería de piedra u hormigón que recibe las aguas Pluviales captadas por la rejilla de la boca de tormenta.

**6.2.5 Tubería de conexión.-** Es la tubería destinada a conectar la boca de tormenta con una cámara de Inspección.

**6.2.6 Cámara de inspección.-** Cámara de mampostería de piedra o concreto que une los diferentes tramos de colectores o recibe las tuberías de conexión de las bocas de tormenta.

**6.2.7 Colectores secundarios.-** Tuberías que conducen la contribución del curso de agua afluente y queda ubicada en el fondo de un valle secundario de la cuenca de drenaje.

**6.2.8 Colector principal.-** Tuberías que conducen la contribución del curso principal de agua y queda ubicada en el fondo de un valle principal de la cuenca de drenaje.

### 6.3 Evaluación del caudal de diseño

Para la evaluación del caudal de diseño se debe utilizar el método racional, el cual calcula el caudal pico de aguas pluviales con base en la intensidad media del evento de precipitación con una duración igual al tiempo de concentración del área de drenaje y un coeficiente de escurrimiento.

### 6.3.1 El método racional

Este método establece que el caudal superficial producido por una precipitación es:

$$Q = C * I * A \quad (6.1)$$

Donde:

Q = Caudal pico del escurrimiento de aguas pluviales (L/s)

C = Coeficiente de escurrimiento medio para un conjunto de superficies, (adimensional)

I = Intensidad promedio de la lluvia (L/s /Ha)

A = Área de la superficie de las zonas afluentes de drenaje, en (Ha)

**Área de drenaje (A )**

El área de drenaje puede ser estimada trazando diagonales o bisectrices por las manzanas y planimetreando las respectivas áreas aferentes a cada colector. Asimismo, la misma ecuación del método racional, se puede emplear para las siguientes unidades.

$$Q = 0.278 * C * I * A \quad (6.2)$$

Donde:

Q = Caudal pico Del escurrimiento de aguas pluviais ( $m^3/s$ )

C = Coeficiente de escurrimiento medio para un conjunto de superficies, (a dimensional)

I = Intensidad promedio de la lluvia (mm/h)

A = Área de la superficie de las zonas afluentes de drenaje, en Km

De acuerdo con este método el caudal pico ocurre cuando todo el área de drenaje está contribuyendo, el cual es una fracción de la precipitación media bajo las siguientes suposiciones:

- El caudal pico en cualquier punto es una función directa de la intensidad “I” de la lluvia, durante el tiempo de concentración para ese punto.
- La frecuencia del caudal pico es la misma que la frecuencia media de la precipitación.
- El tiempo de concentración está implícito en la determinación de la intensidad media de la lluvia por la relación anotada en el punto a).

El método racional es adecuado para áreas de drenaje menores a 50 ha. Cuando estas son relativamente grandes, pueden ser más apropiado estimar los caudales mediante otros modelos y que eventualmente tengan en cuenta la capacidad de amortiguamiento de las ondas dentro de la red de colectores. En estos casos es necesario justificar el método de cálculo, como se muestra en la tabla siguiente.

**Métodos hidrológicos en función a las áreas de la cuenca**

Área de la Cuenca (A)	Método Hidrológico
A < 50 ha	Método racional
50 ha < A < 500 ha	Método racional modificado
A > 500 ha	Otros métodos; por ejemplo: Hidrógrafa unitario



### 6.3.2 Intensidad de lluvia

$$I = \frac{C \cdot f^m}{t^n} \quad (6.3)$$

Donde:

c, m, n = valores correspondientes a las características regionales de la precipitación.

f = Frecuencia en años

t = Tiempo de duración. (min.)

En las precipitaciones, la intensidad de la lluvia en general no permanece constante durante un periodo considerable de tiempo, si no que es variable. El tiempo de duración de las precipitaciones debe ser aquel que transcurra desde el inicio de la lluvia hasta que toda el área esté contribuyendo. La frecuencia de las precipitaciones o de lluvia es el tiempo en años en que la lluvia de cierta intensidad y duración se repite con las mismas características.

#### NOTA

Con el fin de facilitar los cálculos de los caudales pico, se presentan los valores de volúmenes anuales de precipitación y de la intensidad en l/s/h, para diferentes ciudades:

Oruro -	Precipitación de 390 mm/año - Intensidad de contribución 62 L/s/ha
Cochabamba -	Precipitación de 460 mm/año - Intensidad de contribución 83 L/s/ha
La paz -	Precipitación de 580 mm/año - Intensidad de contribución 95 L/s/ha
Santa Cruz -	Precipitación de 1100 mm/año - Intensidad de contribución 166 L/s/ha
Cobija -	Precipitación de 1750 mm/año - Intensidad de contribución 200 L/s/ha

A continuación como referencia se presentan las ecuaciones de las intensidades de lluvia (mm/h) desarrollados para las ciudades de El Alto, La paz, Sucre, Oruro, Trinidad y Santa Cruz.

#### El Alto:

Para frecuencia menor a 2 años, tiempo de concentración inicial de 10 min.

$$I = \frac{101.3006 \cdot f^{0.2897}}{t^{0.6670}} \quad (\text{Mm/h}) \quad (6.4)$$

Para frecuencia mayor a 2 años

$$I = \frac{113 \cdot f^{0.6655}}{t^{0.8371}} \quad (\text{mm/h}) \quad (6.5)$$

#### La Paz:

Tiempo de concentración  $t \geq 5 \text{ min}$  y  $t \leq 45 \text{ min}$ ;  $f \geq 5 \text{ años}$

$$I = \frac{48.9213 \cdot f^{0.1055}}{t^{0.2822}} \quad (\text{mm/h}) \quad (6.6)$$

Tiempo de concentración  $t > 5 \text{ min}$ ;  $f \leq 5 \text{ años}$

$$I = \frac{113.362 \cdot f^{0.6655}}{t^{0.8371}} \quad (\text{mm/h}) \quad (6.7)$$

**Sucre**

$$I = \frac{180.2457 * f^{0.33096}}{t^{0.70310}} \quad (\text{mm/h}) \quad (6.8)$$

**Oruro**

$$I = \frac{81.3954 * f^{0.31156}}{t^{0.68496}} \quad (\text{mm/h}) \quad (6.9)$$

**Trinidad**

$$I = \frac{209.80 * f^{0.504}}{t^{0.637}} \quad (\text{mm/h}) \quad (6.10)$$

**Santa Cruz**

$$I = \frac{393.70 * f^{0.3556}}{t^{0.7016}} \quad (\text{mm/h}) \quad (6.11)$$

La intensidad de lluvia que se adopta en el cálculo del caudal para los proyectos, se determinará con el tiempo de concentración (Tc). Las curvas I.D.F desarrolladas para la ciudad de Cochabamba, se basan en la siguiente ecuación:

$$I = \frac{A}{(d+B)^C} \quad (6.12)$$

Donde:

- i = intensidad (mm/h)
- d = duración (min.)
- T = *periodo de retorno (años)*

Obteniendo los parámetros A, B, C de la tabla 6.1:

Tabla 6.1 Parámetros A, B, C para la ecuación de Intensidad

T	A	B	C	R <sup>2</sup>
2	668.00	9.400	.9000	.9966
5	761.00	4.310	.8709	.9968
10	828.00	0.483	.8584	.9981
20	1016.77	-1.3066	.8681	.9990
50	1312.19	-3.3982	.8840	.9990
100	1523.37	-4.9508	.8892	.9980

Fuente: Proyecto elaborado por la División de Hidrología Aplicada de la Empresa de Electricidad, ENDE

### 6.3.3 Periodo de retorno de diseño

Este periodo de retorno es un factor muy importante para la determinación de la capacidad de redes de alcantarillado pluvial y la prevención de inundaciones en vías, áreas urbanas y plazas, por los riegos y daños a la propiedad, daños personales y al tráfico vehicular. La selección del periodo de retorno está asociado a las características de protección e importancia del área de estudio y por lo tanto el valor adoptado debe ser justificado.

#### Frecuencias de 1 a 2 años

Se emplean para redes de áreas Urbanas y suburbanas.

#### Frecuencias de 2 a 5 años

Se emplean para redes de zonas urbanas residenciales y comerciales.

#### Frecuencias de 10 años

Son empleados para colectores de segundo orden como canalización de riachuelos

#### Frecuencias de 20 años a 50 años

Se adoptan para el diseño de obras especiales como ser emisarios (Canalizaciones de primer orden)

#### Frecuencias de 100 años

Se adoptan para ríos principales que constituyen el sistema de drenaje global de la cuenca. En la tabla 6.2 se indican algunos valores que pueden ser utilizados como guías para esta determinación en los tramos o tuberías del alcantarillado.

**Tabla 6.2 Frecuencias de diseño en función del tipo de zona**

Descripción de la zona	Frecuencia ( años )
Zonas urbanas y suburbanas.	1 – 2
Zona urbanas, residenciales y comercial	2 – 5
Tipo de obra	
Para colectores de 2° orden como canalizaciones.	10
Diseño de obras especiales como emisarios (canalizaciones de 1° orden).	20 – 50
Para ríos principales que constituyen el sistema de drenaje global de la cuenca	100

Fuente: Norma Técnica de diseño de sistemas de alcantarillado.

### 6.3.4 Duración de lluvia o Tiempo de concentración

Este tiempo está conformado por el tiempo de entrada (Te) y el tiempo de recorrido del flujo en el colector (Tp). El tiempo de concentración viene dado por la siguiente ecuación.

$$T_c = T_e + T_p \quad (6.13)$$

Donde:

Tc = Tiempo de concentración (min)

Te = Tiempo de entrada (min)

Tp = Tiempo en el colector (min)

### 6.3.5 Tiempo de entrada, (Te)

Existen varias formulas para estimar el tiempo de entrada (Te). Según la Norma Boliviana 688 en el subtítulo 4.4.9.2 se asume un tiempo de entrada de 10 min. También el método de las FAA de los E.E.U.U. es empleado muy frecuentemente para el escurrimiento superficial en áreas urbanas. La expresión es la siguiente:

$$T_e = \frac{0,707 * (1,1 - C) * L^{1/2}}{S^{1/3}} \quad (6.14)$$

Donde:

C coeficiente de escurrimiento, (adimensional)

L Longitud máxima de flujo de escurrimiento superficial, en (m)

S Pendiente promedio entre el punto más alejado y el colector, en (m/m).

La formula de Kerby también permite estimar el tiempo de entrada (Te):

$$T_e = 1.44 * \left( \frac{L * m}{S^{1/2}} \right)^{0.467} \quad (6.15)$$

Donde:

L Longitud máxima de flujo de escurrimiento superficial, en (m)

S Pendiente promedio entre el punto más alejado y el colector, en (m/m)

m Coeficiente de retardo, (adimensional)

El valor de “m” debe ser estimado a partir del tipo de superficie, con base a los valores de la tabla siguiente:

**Tabla 6.3 Coeficientes de retardo**

Tipo de Superficie	m
Impermeable	0,02
Suelo sin cobertura, compacto y liso	0,10
Superficie sin cobertura moderadamente rugosa	0,20
Pastos ralos	0,30
Terrenos con arborización	0,70
Pastos densos	0,80

El soil conservation Service (SCS) nos propone estimar el “Te” con base a la velocidad media de escurrimiento superficial sobre el área de drenaje y la distancia de recorrido.

$$Te = \frac{L}{(60 * Ve)} \quad (6.16)$$

Donde:

L Longitud máxima de flujo de escurrimiento superficial, en (m)

Ve Velocidad media de escurrimiento superficial, en (m/s)

Ve puede aproximarse por:

$$Ve = a * S^{1/2} \quad (6.17)$$

Donde:

A constante adimensional

S Pendiente promedio entre el punto más alejado y el colector, en (m/m)

**“a” es una constante que depende del tipo de superficie, como se muestra en la siguiente tabla**

**Tabla 6.4 Valores de “a”**

Tipo de superficie	a
Bosque denso- poblado de árboles y arbustos	0.70
Pastos y patios	2.00
Áreas cultivadas en surcos	2.70
Suelos desnudos	3.15
Áreas pavimentadas y tramos iniciales de quebradas	6.50

### 6.3.6 Tiempo de recorrido del flujo en el colector (Tp)

El tiempo de recorrido en un colector como:

$$Tp = \frac{Lc}{(60 * Vm)} \quad (6.18)$$

Donde:

Lc Longitud del colector, en (m)

Vm Velocidad media del flujo en el colector, en (m/s)

Dado que el tiempo Tp debe corresponder a la velocidad real del flujo en el colector, el tiempo de concentración debe determinarse mediante un proceso iterativo, tal como se describe a continuación.

- Suponer un valor de la velocidad real en el colector
- Calcular Tp
- Calcular Te
- Calcular Tc

- e) Obtener “i” para este valor de Tc y el periodo de retorno adoptado
- f) Estimar Q con el método racional
- g) Con este valor de Q determinar Tp real; si el valor de Tp estimado en el inciso b) difiere en mas de 10% por defecto o exceso con respecto al valor calculado en el paso g), es necesario volver a repetir el proceso.

En resumen el tiempo de concentración (Tc) mínimo en cámaras de arranque es 10 minutos, y el máximo es de 20 minutos. El tiempo de entrada (Te) mínimo es de 5 minutos si dos o más colectores confluyen a las misma estructura de conexión, entonces debe considerarse como tiempo de concentración en ese punto el mayor de los tiempos de concentración de los respectivos colectores.

### 6.3.7 Coeficiente de escurrentía (C)

Este coeficiente ( C ) está en función del tipo de superficie, del grado de permeabilidad de la zona, de la pendiente del terreno y otros factores que determinan la fracción de la precipitación que se convierte en escurrimiento. Para su determinación se deben considerar las pérdidas de infiltración en el suelo y otros efectos retardadores. El valor del coeficiente ( C ) debe ser estimado tanto para la situación inicial como la futura, al final del periodo de diseño. Para áreas de drenaje que incluyan subáreas con coeficientes de escurrimiento diferentes, al valor de (C) representativo del área debe calcularse como el promedio ponderado con las respectivas áreas.

$$C = \frac{\sum C_i \cdot A_i}{A_T} \quad (6.19)$$

Donde:

Ci = coeficiente de escurrimiento superficial de cada sector, (adimensional)

Ai = área de cada sector en (Ha)

A = área total de la cuenca de drenaje, en (Ha)

Para estimar los valores de (C) se tiene la siguiente tabla:

**Tabla 6.5 Coeficientes de escurrimiento superficial**

<b>Características generales de la cuenca receptora</b>	<b>Valores de C</b>
Partes centrales, densamente construidas con calles y vías pavimentadas	0,70 a 0,90
Partes adyacentes al centro, de menor densidad de habitación con calles y vías pavimentadas	0,70
Zonas residenciales de construcciones cerradas y vías pavimentadas	0,65
Zonas residenciales medianamente habitadas	0,55 a 0,65
Zonas residenciales de pequeña densidad	0,35 a 0,55
Barrios con jardines y vías empedradas	0,30
Superficies arborizadas, parques, jardines y campos deportivos con pavimento	0,10 a 0,20

Se recomienda en poblaciones rurales, adoptar para (C), valores entre 0,40 y 0,60.

También se tiene valores para ( C ) considerando los efectos de la urbanización creciente, la posible realización de planes urbanísticos municipales y la legislación local referente al uso del suelo como se muestra en la tabla siguiente.

Coeficientes de escurrimiento superficial en función al crecimiento de la urbanización.

**Tabla 6.6 Valores de C**

<b>Características detalladas de la superficie</b>	<b>Valores de C</b>
Superficies de tejados (cubiertas)	0,70 a 0,95
Vías empedradas	0,25 a 0,40
Pavimentos y superficies de hormigón	0,40 a 0,50
Vías y paseos enripiados	0,15 a 0,30
Superficies no pavimentadas, lotes vacíos	0,10 a 0,30
Parqueos jardines, gramados, dependiendo de la pendiente de los mismos	0,00 a 0,25

## 6.4 Criterios de diseño

### 6.4.1 Tipos de sección admitidos

#### 6.4.1.1 Sección Llena

Para realizar los cálculos Hidráulicos de dimensionamiento de colectores se utilizarán las mismas formulas que fue empleada para el alcantarillado sanitario. (Área, perímetro, radio hidráulico, velocidad y caudal)

#### 6.4.1.2 Sección parcialmente llena

Para estos cálculos se emplean las mismas ecuaciones que en el alcantarillado sanitario. (Angulo central, radio hidráulico, velocidad y caudal). Para conductos de dimensión interna hasta 1.20 m, es recomendable el empleo de una sección circular. Pero si es necesario o conveniente se puede utilizar diámetros hasta 2.0 m. Para conductos de dimensiones internas mayores a 1.20 m, las uniones rectangulares son las más recomendadas.

### 6.4.2 Altura de tirante de agua

En caso de secciones rectangulares, el funcionamiento de los colectores a sección llena será siempre como conductos libres, dejando un colchón de aire de 0.10 m de altura, encima del nivel máximo de la lámina de agua.

### 6.4.3 Coeficiente “n” de rugosidad de Manning

Para alcantarillados Pluviales principalmente depende de la forma y del tipo de material y/o canal. Valores de “n” para diferentes tipos de materiales en la siguiente tabla:

**Tabla 6.7 Coeficientes de rugosidad (n)**

<b>Material</b>	<b>Coeficiente de rugosidad “n”</b>
Hormigón liso	0,011
Hormigón, superficie en mortero	0,013
PVC	0,010
Metal corrugado para aguas pluviales	0,024

#### 6.4.4 Diámetro Mínimo

En las redes de recolección y evacuación de las aguas pluviales, más que todo en los tramos iniciales la sección circular es la más empleada. El diámetro interno mínimo aceptable es de 200 mm (8 plg) sin embargo en casos especiales y con la justificación del proyectista puede reducirse en los tramos iniciales hasta 150 mm (6 plg).

#### 6.4.5 Criterio de la fuerza tractiva

Es la fuerza de arrastre que representa un valor medio de la tensión a lo largo del perímetro mojado de la sección transversal considerada, la cual esta definida por la siguiente expresión.

$$\tau = \rho * g * R_H * S \quad (6.20)$$

Donde:

- $\tau$  Tensión tractiva media o fuerza de arrastre, en (Pa)
- $\rho$  Densidad del agua. = 1000 (Kg/m<sup>3</sup>)
- $g$  Aceleración de la gravedad = 9.81 (m/s<sup>2</sup>)
- $R_H$  Radio hidráulico, en (m)
- $S$  Pendiente del tramo de tubería, en (m/m)

#### 6.4.6 Tensión tractiva mínima

La fuerza tractiva mínima debe ser lo suficientemente capaz de transportar el 95% del material granular que se supone que entra al alcantarillado pluvial. Con el objetivo de permitir la condición de auto limpieza de colectores, la tensión tractiva mínima. Aceptable para este sistema de alcantarillado pluvial es de 1.5 Pa. Para valores mayores el proyectista deberá justificar.

#### 6.4.7 Determinación empírica de la tensión tractiva mínima

Para esta determinación se recomienda hacer un análisis granulométrico del material sedimentable y aplicar a la ecuación de Shields que viene dada por la siguiente expresión.

$$\tau = f(\gamma_a - \gamma_w) * d_{90\%-95\%} \quad (6.21)$$

Donde:

- $\tau$  Fuerza o Tensión tractiva referida a la resistencia del sedimento al movimiento en Kg/m<sup>2</sup>
- $f$  Constante adimensional = 0,04- 0,8
- $\gamma_a$  Peso específico del material de fondo de fondo (arena), en (Kg/m<sup>3</sup>)
- $\gamma_w$  Peso específico del agua, en (Kg/m<sup>3</sup>)
- $d_{90\%-95\%}$  Diámetro específico en m, del 90% al 95% de las partículas a ser transportadas.

El valor es obtenido de la frecuencia de distribución del análisis granulométrico del material de fondo o sólidos sedimentables

Que entran al sistema alcantarillado. En el colector quedarían retenidas partículas de un diámetro mayor al porcentaje indicado

Se adopta un el valor para  $\tau = 0,10$  (Kg/m<sup>2</sup>).



### 6.4.8 Pendientes de los colectores

Como se indicó en el Capítulo 3, a tensión tractiva mínima es de  $0.15 \text{ Kg/m}^2$ , con objeto de permitir el auto limpieza de colectores. La pendiente de los colectores, siempre que sea posible, deberá ser igual a la del terreno. No obstante, para emplear secciones de menores dimensiones, pueden ser adoptadas inclinaciones mayores que la del terreno y verificarse a las tensiones tráctivas.

Se debe emplear las siguientes expresiones:

Pendiente para tuberías con sección llena:

$$S_{\min} = \frac{\tau_{\min}}{\rho \cdot g \cdot R_H} \quad (6.22)$$

Pendiente Para tuberías con sección parcialmente llena.

$$S_{\min} = \frac{\tau_{\min}}{\rho \cdot g \cdot \frac{D}{4} \left( 1 - \frac{360 \cdot \sin \theta^\circ}{2 \cdot \pi \cdot \theta^\circ} \right)} \quad (6.23)$$

Donde:

$S_{\min}$	Pendiente mínima del tramo de tubería, en (m/m)
$\tau_{\min}$	Tensión tractiva mínima, en (Pa)
$\rho$	Densidad del agua = $1000 \text{ (Kg/m}^3\text{)}$
$g$	Aceleración de la gravedad = $9.81 \text{ (m/s}^2\text{)}$
$R_H$	Radio hidráulico en, (m)
$D$	Diámetro del conducto, en (m)
$\theta^\circ$	Angulo, en grados sexagesimal

### 6.4.9 Interconexión entre tramos de colectores

La interconexión se hará siempre mediante la instalación de una cámara de inspección, bajo las siguientes condiciones:

- Las dimensiones de los colectores no deben disminuir en la dirección aguas abajo.
- En la unión de colectores de diámetros diferentes, las claves deben mantener el mismo nivel.
- La caída máxima aceptable en una cámara de inspección no debe exceder de 2.5m.
- En caso de que sea necesaria la adopción de una caída mayor a 2.50 m de altura, se deberá estudiar la disipación de energía existente.

### 6.5 Cálculos hidráulicos.

Los cálculos hidráulicos de dimensionamiento de los colectores serán realizados empleando la fórmula de Chezy:

$$V = C \cdot \sqrt{R_h \cdot S} \quad (6.24)$$

La ecuación de continuidad:

$$Q = A \cdot V \quad (6.25)$$

Donde el valor del coeficiente C de Chezy se representa por la fórmula de Manning:

$$C = \frac{1}{n} * (R_h)^{\frac{1}{6}} \quad (6.26)$$

Donde:

Q = Caudal (m<sup>3</sup>/s)

V = Velocidad media (m/s)

A = sección mojada (m<sup>2</sup>)

Rh = Radio hidráulico (m)

S = Pendiente longitudinal (m/m)

n = Coeficiente de rugosidad adimensional

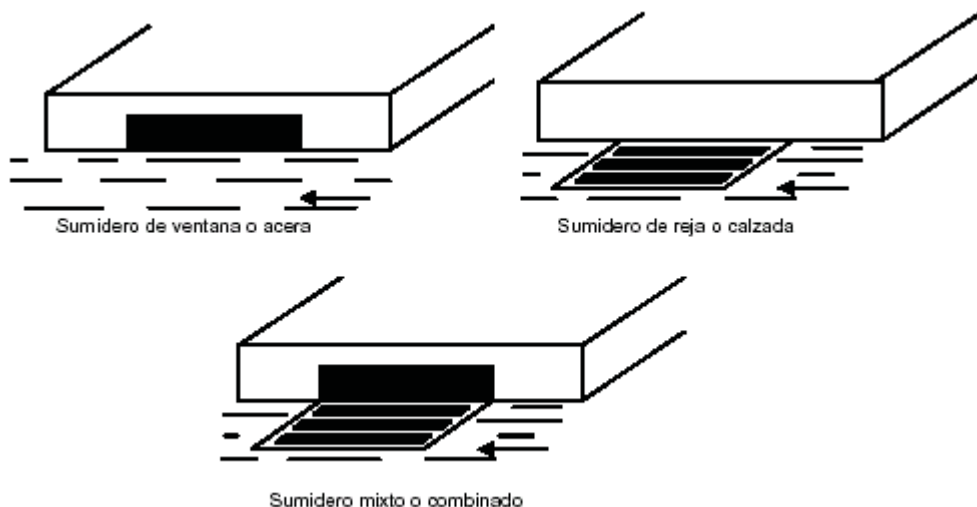
## 6.6 Clasificación de los sumideros

Sumideros de ventana o acera

Sumideros de reja o calzada

Sumideros mixtos o combinados

Sumideros especiales



**Figura 6.2:** Graficas de tipos de sumideros más comunes

## 6.7 Capacidad de agotamiento de una boca de tormenta

La capacidad de una boca de tormenta / sumidero, cualquiera sea su tipo, depende de la altura de agua en el tramo de acera aguas arriba del sumidero, la sección transversal, la pendiente y la rugosidad de la cuneta y de las superficies del pavimento sobre el cual escurre el agua.

## 6.8 Calculo de la capacidad de caudal de una cuneta

El caudal puede ser rápidamente calculado usando el nomograma de IZZARD para escurrimiento en un canal triangular.

## 6.9 Capacidad de drenaje de los sumideros

El nomograma de IZZARD fue construido para la siguiente ecuación:

$$Q = 0.00175 \cdot Y^{8/3} \cdot \left( \frac{Z}{n} \right) \cdot S^{1/2} \quad (6.27)$$

Donde:

Q = Caudal de drenaje de la cuneta (L / s)

Y = Profundidad máxima (cm.)

Z = Inverso de la pendiente transversal.

n = Coeficiente de Manning.

S = Pendiente longitudinal

### 6.9.1 Sumideros tipo ventana



**Figura 6.3:** Grafica de un sumidero tipo ventana

#### 6.9.1.a) Cálculo de la capacidad del sumidero tipo ventana

La capacidad de un sumidero de ventana depende principalmente de los siguientes factores:

1. **Condiciones de flujo de aproximación.** Expresada por el caudal y la altura de agua en el cordón de acera, a su vez interrelacionados por la geometría de la vía, su pendiente longitudinal y su rugosidad.
2. **Longitud L de la ventana**
3. Para un mismo caudal y en relación a un sumidero de longitud L, su capacidad de captación  $Q_1$  disminuye con la pendiente longitudinal de la vía, puesto que la altura se hace menor y por lo tanto se reducen las cargas hidráulicas que inducen al ingreso lateral del agua.
4. La capacidad de los sumideros de ventana aumenta con incrementos de la pendiente transversal de la vía  $S_x$ .

Algunas recomendaciones de tipo práctico que resultan de investigaciones experimentales deben ser consideradas.

- La práctica ha demostrado que la eficiencia del sumidero de ventana, mejora ostensiblemente si en su proyecto se especifica una depresión en un sector adyacente a la abertura.
- El efecto de las ondas superficiales que se generan en las alteraciones de los contornos, si el régimen de aproximación es supercrítico.
- La dispersión de datos y por lo tanto la dificultad en la selección del coeficiente de descarga que interviene en la ecuación del flujo de descarga lateral.

#### 6.9.1.b) Método de cálculo del sumidero de ventana normalizado.

Las limitaciones establecidas en cuanto a las características de este tipo de sumidero se indican a continuación:

- Deberá tener una longitud mínima de 1.50 m.
- La depresión transversal en la calzada con un ancho mínimo de 0.30 m y un máximo de 0.60 m. La pendiente de esta depresión será hasta 8 %, con un valor mínimo de 2.5 cm de abertura para un ancho de depresión de 0.30 m.
- La altura máxima de la ventana, será de 0.15 m.
- El fondo del sumidero, deberá tener pendiente mínima de 2 % hacia la salida.

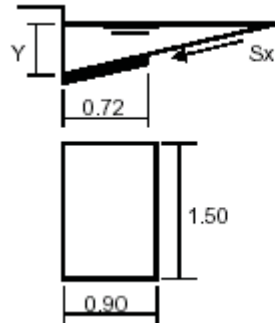
#### 6.9.2 Sumidero de reja normalizado.



**Figura 6.4:** Grafica de un sumidero tipo de reja

#### 6.9.2.a) Cálculo de la capacidad del sumidero de la reja normalizado

**6.9.3 La Reja Tipo Calzada:** Tiene 1.50 m x 0.90 m pero sus dimensiones útiles son 1.32 m x 0.72 m; el área neta de ranuras es de 0.68 m<sup>2</sup>, que representan un 72 % de la superficie de la cámara.

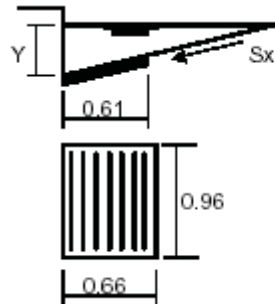


Para:  $0.01 < S_x < 0.05$

$$Q_i = 0.335 \frac{(S_o)^{\frac{1}{2}}}{n} * (Y_p)^{\frac{3}{2}} \quad (6.28)$$

$$Y_p = Y - 45 * S_x \quad (6.29)$$

**6.9.4 La Reja Tipo Cuneta** es más pequeña y tiene 0.66 m de ancho por 0.96 m de largo y 10 ranuras con un área neta de  $0.27 \text{ m}^2$ , que representa casi el 50 % del área de la cámara.



Para:  $0.01 < S_x < 0.05$

$$Q_i = 0.284 * \frac{(S_o)^{\frac{1}{2}}}{n} * (Y_p)^{\frac{3}{2}} \quad (6.30)$$

$$Y_p = Y - 33 * S_x \quad (6.31)$$

Para ambos casos:

$Q_i$  = Caudal interceptado por el sumidero ( L / s )

$S_o$  = Pendiente longitudinal de la calle.

$Y$  = Altura de inundación de la calzada (cm)

$n$  = Coeficiente de Manning.

$S_x$  = Pendiente transversal.

### 6.10 Planilla de cálculo

Se elige una planilla de cálculo, que identifique los datos básicos, incorpore los cálculos hidráulicos, e incluya los regímenes de funcionamiento y las características geométricas de las alcantarillas.

El procedimiento del cálculo se explicará mediante un ejemplo, con los siguientes datos:

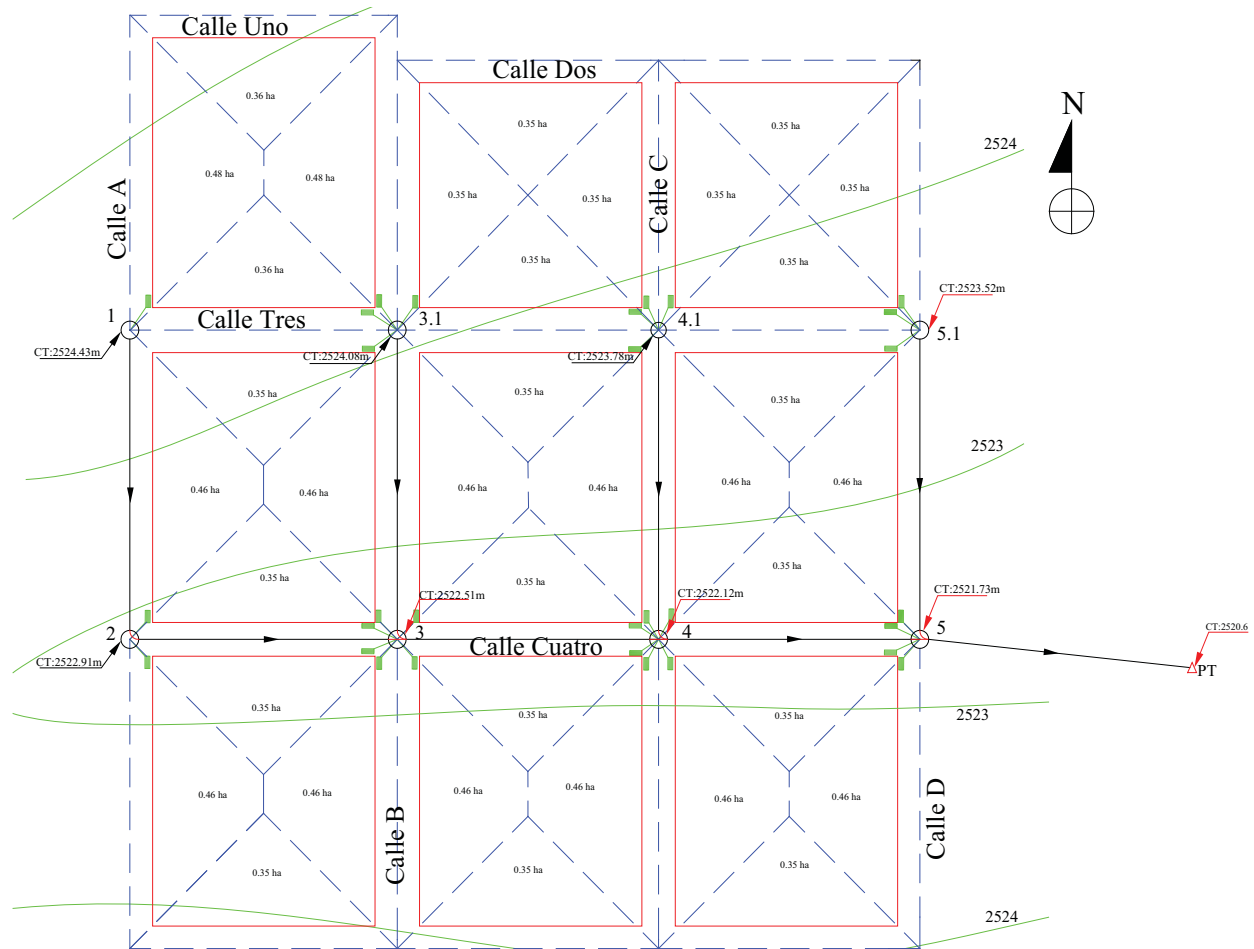
**Tiempo de entrada al colector = 10 min.** Según NB 688 en el subtítulo 4.4.9.2

**El cálculo de la Intensidad con la ecuación:** 
$$I = \frac{180.2457 * f^{0.33096}}{[15]^{0.70310}} \quad \text{(Ciudad de Sucre)}$$

**Frecuencia de la lluvia = 2 años** Correspondiente a la zona urbana Tabla 6.2.

**Coefficiente de escorrentía = 0.30** Correspondiente a las Barrios con jardines, y vías empedradas Tabla 6.5.

**Coefficiente de rugosidad  $n = 0.010$**  Correspondiente a la tubería de PVC Tabla 6.7.



Sobre el plano topográfico, se hace el trazado de la red de colectores, se enumeran y se ubican las cámaras de inspección teniendo en cuenta la topografía del terreno. En la figura 5.2 se puede observar lo indicado anteriormente, además de las áreas de aporte.

**Explicación para el llenado de la planilla pluvial columna por columna.****Columna 1:** Enumeración de las filas**Columna 2-6:** Ubicación exacta del colector y tramo.

En estas columnas se anotan los números de la cámara superior o inicial y la cámara inferior o final, de cada tramo respectivamente.

**Columna 7:** Longitud de cada colector en metros.**Columna 8:** Longitud tributaria.

Es la suma de las longitudes acumuladas, en metros, de todos los colectores que preceden a este tramo

**Columna 9:** Longitud Acumulada.

$$[9] = [7] + [8]$$

**Columna 10:** Área propia (en Hectáreas).

Corresponde a la sumatoria de las áreas que aportan al pozo inicial del colector.

**Columna 11:** Área tributaria

El cual corresponde a la suma de las áreas que preceden a este tramo.

**Columna 12:** Área acumulada (en Hectáreas).

Es el área propia del colector que se anota más la suma de las áreas acumuladas de los colectores precedentes.

**Columna 13:** Tiempo de entrada al colector.

En los tramos de arranque, este tiempo se estima de acuerdo a las características topográficas y tipo de sistema elegido, para el ejemplo se asume un tiempo de entrada de 10min, para los colectores posteriores el tiempo de entrada corresponde al tiempo de concentración del anterior colector (ver NB 688 subtítulo 4.4.9.2).

**Columna 14:** Tiempo de flujo (tiempo en el colector)

Se calcula dividiendo la longitud propia entre la velocidad real del colector:

$$[14] = T_f = \frac{[7]}{[28] * 60}$$

Resulta conveniente en principio asumir una velocidad de 1 m/s que luego deberá ser verificado con la velocidad real.

**EJEMPLO: Primera Iteración**, para el tramo inicial con  $V = 1$  m/s asumido se tiene:

$$T_f = \frac{136.3}{1 * 60} = 2.27 \text{ min}$$

Con este  $T_f = 2.27$  min se tiene un  $T_c = 10 + 2.27 = 12.27$  min. (**Columna 15**)

Luego reemplazando los valores de  $f = 2$  años y  $T_c = 12.27$  min en esta ecuación se tiene una.

$$I = \frac{180.2457 * 2^{0.33096}}{12.27^{0.70310}} = 38.89 \text{ mm/h} \quad (\text{Columna 16})$$

Entonces con los valores obtenidos en las columnas anteriores se calcula el caudal de diseño ( $q$ )  
 $q = 2.78 * 0.3 * 38.89 * 0.48 = 15.57$  l/s. de aquí nos vamos a la columna 31 directamente. **(Columna 18)**  
 Con los valores anteriores de  $q = 15.57$  l/s y  $Q = 45.1$  l/s reemplazar en esta ecuación entonces se tiene  
 $q/Q = 15.57/45.1 = 0.35$  con este valor ir a la tabla 3.2. **(Columna 31)**

El valor que nos interesa de esta tabla para comprobar la velocidad es  $v/V = 0.911$ . Con este valor nos vamos a la columna N° 35 para calcular la velocidad real ( $v$ ). **(Columna 35)**

Entonces previo calculo de Velocidad a tubo lleno en la columna 30 entonces  $V = 1.433$  m/s se tiene:  
 La velocidad real  $v = 0.911 * 1.433 = 1.306$  m/s. **(Columna 35)**

Comparamos la velocidad asumida  $V = 1.0$  m/s no es igual a la velocidad real  $v = 1.306$  m/s, entonces volvemos a empezar de nuevo desde la columna N° 14 el mismo procedimiento pero ahora con la velocidad real calculada de 1.306 m/s

**Segunda Iteración:** Con  $V = 1.306$  m/s realizar el mismo procedimiento  $T_f = 1.74$  min.

$T_c = 10 + 1.74 = 11.74$  min. **(Columna 15).**

Entonces  $I = 40.13$  mm/h **(Columna 16)**

$q = 2.78 * 0.3 * 40.13 * 0.48 = 16.06$  l/s de aquí nos vamos a la columna 31 directamente. **(Columna 18)**

$q/Q = 16.06/45.1 = 0.36$  con este valor ir a la tabla 3.2. **(Columna 31)**

Entonces  $v/V = 0.918$  Con este valor nos vamos a la columna N° 35 para calcular la velocidad Real ( $v$ ). **(Columna 35).**

Entonces la velocidad real será:  $v = 0.918 * 1.433 = 1.316$  m/s. el cual si comparamos las velocidades  $v = 1.316$  no es igual a la velocidad asumida  $V = 1.306$  m/s. **(Columna 35)** entonces volvemos a iterar.

**Tercera Iteración:** Realizamos los mismos pasos pero con velocidad asumida de 1.316 m/s entonces se tiene:

$T_f = 1.73$  min;  $T_c = 10 + 1.73 = 11.73$  min. **(Columna 15);** Entonces  $I = 40.16$  mm/h **(Columna 16)**

$q = 16.08$  l/s **(Columna 18);**  $q/Q = 16.08/45.1 = 0.36$  con este valor ir a la tabla 3.2. **(Columna 31)**

Entonces  $v/V = 0.918$  Con este valor nos vamos a la columna N° 35 para calcular la velocidad Real ( $v$ ). **(Columna 35).**

Entonces la velocidad real será:  $v = 0.918 * 1.433 = 1.316$  m/s. el cual si comparamos las velocidades  **$v = 1.316$  es igual a la velocidad asumida  $V = 1.316$  m/s. (Columna 35)** entonces OK. Entonces los valores que se coloca en la tabla son los valores que se obtuvo en esta última iteración.

**Columna 15:** Tiempo de concentración  $T_c$ .

$$[15] = T_c = [13] + [14]$$

**Columna 16:** Intensidad de diseño.

Este valor se obtiene aplicando la ecuación de precipitación máxima obtenida para la zona (Para el ejemplo se aplicará la ecuación que corresponde a la ciudad de Sucre es decir para los valles), la Frecuencia incorporada en la ecuación responderá al tipo de área, se está comercial residencial o industrial, para el ejemplo se eligió una frecuencia de 2 años

$$[16] = I = \frac{180.2457 * f^{0.33096}}{[15]^{0.70310}} \quad (\text{mm/h})$$



**Columna 17:** Coeficiente de escorrentía (C).

Este coeficiente se elige de acuerdo con las características de la superficie o componentes de esta superficie, para este caso el coeficiente es de  $C = 0.8$ .

**Columna 18:** Caudal de escurrimiento o de diseño en (q) en l/s. Se obtiene aplicando la ecuación del Método Racional.

$$[18] = q = 2.78 [17] [16] [12]$$

**Columna 19:** Pendiente (%).

La pendiente será calculada de la diferencia de cotas soleras inicial y final, dividida entre la longitud del colector:

$$[19] = \frac{[37] - [38]}{[7]} * 100$$

**Columna 20:** Diámetro de la tubería en milímetros (D)

Debe adoptarse valores de diámetros comerciales, tomando en cuenta las recomendaciones de la sección 3.6.3 del capítulo 3.

**Columna 21:** Cota del terreno en la cámara inicial.

Se obtiene del plano topográfico.

**Columna 22:** Cota del terreno en la cámara final.

Se obtiene del plano topográfico.

**Columna 23:** Profundidad de excavación en la cámara inicial

Se debe adoptar valores de excavación según las recomendaciones de la Norma Boliviana NB 688 descritas en el Capítulo 3, sección 3.6.2.

**Columna 24:** Profundidad de excavación en la cámara final

Se debe adoptar valores de excavación según las recomendaciones de la Norma Boliviana NB 688 descritas en el Capítulo 3, sección 3.6.2.

**Columna 25:** Promedio de las profundidades de excavación.

$$[25] = \frac{[23] + [24]}{2}$$

**Columna 26:** Cota Solera en la cámara inicial.

Para los colectores de arranque se resta la cota del terreno inicial (Columna 32) menos la profundidad de excavación adoptada (Columna 34). Para los demás colectores, además de restar la profundidad de excavación se debe considerar pérdida de carga producidas por el empate con las tuberías afluentes al pozo. (Ver Capítulo 3, sección 3.6.10)

Para un colector de arranque

$$[26] = [21] - [23]$$

**Columna 27:** Cota Solera en la cámara final.

Es el resultado de la resta la cota del terreno final menos la profundidad de excavación adoptada

$$[27] = [22] - [24]$$

**Columna 28:** Radio hidráulico, a tubo lleno; (en metros) ( $R_h$ )

Para secciones circulares el radio hidráulico es la cuarta parte del diámetro:

$$[28] = \frac{[20]}{4 * 1000}$$

**Columna 29:** Caudal a tubo lleno en L/s ( $Q$ ), para tuberías PVC entonces  $n = 0.010$

$$Q = \frac{0.312}{n} * \left[ \frac{[20]}{1000} \right]^{8/3} * \left[ \frac{[19]}{100} \right]^{1/2} * 1000$$

**Columna 30:** Velocidad a tubo lleno en m/s. ( $V$ )

$$V = \frac{1}{n} * [28]^{2/3} * \left[ \frac{[19]}{100} \right]^{1/2}$$

Se debe verificar que el valor de esta columna no sea menor a 0.6 m/s.

**Columna 31:** Relación entre el caudal de diseño y caudal a tubo lleno

$$[24] = \frac{[18]}{[29]}$$

**Columna 32:** Relación entre velocidad real y la velocidad a tubo lleno.

Obtenida de la tabla 3.2 o la figura 3.7.

**Columna 33:** Relación entre la lamina de agua y diámetro de la tubería.

Obtenida de la tabla 3.2 o la figura 3.7.

**Columna 34:** Relación del radio hidráulico real y el radio hidráulico a tubo lleno.

Obtenida de la tabla 3.2 o la figura 3.7.

**Columna 35:** Velocidad real ( $v$ ) en m/s

$$[35] = [30] * [32]$$

**Columna 36:** Tirante de escurrimiento ( $d$ ) en milímetros.

$$[36] = [20] * [33]$$

Los valores de esta columna deben cumplir con las condiciones mínimas y máximas del tirante de escurrimiento, ver la sección 3.6.3, del capítulo 3.

**Columna 37:** Radio Hidráulico real ( $r_h$ ) en metros.

$$[37] = [28] * [34]$$

**Columna 38:** Fuerza tractiva ( $\text{Kg/m}^2$ )

Es el resultado de la multiplicación del peso específico del agua ( $\text{Kg/m}^3$ ) por el radio hidráulico real y la pendiente.

$$[38] = \gamma * [37] \frac{[19]}{100}$$

Se debe asegura que la fuerza tractiva sea mayor a  $0.15 \text{ Kg/m}^2$  para asegurar el arrastre de los sólidos.

**Columna 39:** Ancho de zanja.

Se adopta este valor según la profundidad y el diámetro de la tubería.

**Columna 40:** Volumen de excavación ( $\text{m}^3$ ).

$$[40] = [39] * [25] * [7]$$

**Columna 41:** Volumen de la cama de arena.

Se considerará una capa de arena de 0.1 m:

$$[41] = 0.1 * [7] * [39]$$

**Columna 42:** Volumen de relleno.

$$[42] = [40] - [41] * [7] \left( \frac{\pi}{4} * \left( \frac{[20]}{1000} \right)^2 \right)$$

## PLANILLA DE CÁLCULO DEL ALCANTARILLADO PLUVIAL

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14*	15	16	17	18	19
Fila	UBICAC. DEL COLEC.			TRAMO		LONGITUD (m)		AREA (Ha)			TIEMPO (min)				I	Coef.	q dis.	Pend.
	Calle	De	A	Cam. Sup.	Cam. Inf.	Propia	Tribut.	Acum.	Propia	Tribut.	Acum.	Entrada	Flujo	Concen.				
1	A	Tres	Cuatro	1	2	136.3	0	136.3	0.48	0.00	0.48	10.00	2.27	12.27	38.89	0.3	15.57	1.115
						136.3	0	136.3	0.48	0.00	0.48	10.00	1.74	11.74	40.13	0.3	16.06	1.115
						136.3	0	136.3	0.48	0.00	0.48	10.00	1.73	11.73	40.16	0.3	16.08	1.115
2	Cuatro	A	B	2	3	119.04	136.3	255.34	0.92	0.48	1.40	11.73	1.98	13.71	35.97	0.3	42.00	0.756
						119.04	136.3	255.34	0.92	0.48	1.40	11.73	1.37	13.10	37.15	0.3	43.37	0.756
						119.04	136.3	255.34	0.92	0.48	1.40	11.73	1.37	13.10	37.16	0.3	43.39	0.756
3**	B	Tres	Cuatro	3.1	3	136.3	0	136.3	1.54	0.00	1.54	10.00	1.15	11.15	41.61	0.3	53.45	1.497
4	Cuatro	B	C	3	4	116.3	391.64	507.94	2.89	2.94	5.83	13.09	0.79	13.88	35.67	0.3	173.42	1.195
5	C	Tres	Cuatro	4.1	4	136.3	0	136.3	1.75	0.00	1.75	10.00	1.01	11.01	41.99	0.3	61.28	1.930
6	Cuatro	C	D	5.1	5	116.3	644.24	760.54	2.89	7.58	10.47	13.88	0.69	14.57	34.47	0.3	301.01	1.195
7	D	Tres	Cuatro	5.1	5	136.3	0	136.3	1.4	0	1.40	10	0.93	10.93	42.19	0.3	49.26	2.781
8	Cuatro	D	PT	5	PT	117.4	896.84	1014.2	1.97	11.87	13.84	14.57	0.63	15.20	33.46	0.3	386.16	1.320

\*: Para este valor se asume una velocidad de inicio de 1m/s con el cual se calcula el tiempo de flujo  $t_f = \frac{[7]}{v_{*(60)}} = \frac{136.3}{1*(60)} = 2.27 \text{ min.}$

\*\*.: Para los tramos siguientes se debe seguir el mismo procedimiento realizado en los dos tramos anteriores es decir iterando hasta ver la igualdad entre la columna 35 y la velocidad asumida.

1	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37
Fila	Diam.	Cota terreno (m)			Profund. de Excav.(m)			Cota solera			R E G I M E N H I D R A U L I C O							
	(mm)	Super.	Infer.	Sup.	Inf.	Medio	Sup.	Inf.	Rh (m)	Q (l/s)	V (m/s)	q / Q	v / V	d/D	rh/Rh	v (m/s)	d (mm)	r h (m)
1	200	2524,43	2522,91	1,20	1,20	1,20	2523,23	2521,71	0,050	45,1	1,433 ok	0,35	0,911	0,408	0,870	1,306	81,6 ok	0,044
	200	2524,43	2522,91	1,20	1,20	1,20	2523,23	2521,71	0,050	45,1	1,433 ok	0,36	0,918	0,415	0,880	1,316	83,0 ok	0,044
	200	2524,43	2522,91	1,20	1,20	1,20	2523,23	2521,71	0,050	45,1	1,433 ok	0,36	0,918	0,415	0,880	1,316	83,0 ok	0,044
2	250	2522,91	2522,51	1,20	2,00	1,60	2521,71	2520,51	0,063	77,7	1,581 ok	0,54	1,019	0,523	1,029	1,611	130,8 ok	0,064
	250	2522,91	2522,51	1,20	2,00	1,60	2521,71	2520,51	0,063	77,7	1,581 ok	0,56	1,028	0,535	1,043	1,626	133,8 ok	0,065
	250	2522,91	2522,51	1,20	2,00	1,60	2521,71	2520,51	0,063	77,7	1,581 ok	0,56	1,028	0,535	1,043	1,626	133,8 ok	0,065
3**	200	2524,05	2522,51	1,20	2,00	1,60	2522,85	2520,51	0,050	55,9	1,778 ok	0,96	1,139	0,786	1,215	2,025	157,2 ok	0,061
4	400	2522,51	2522,12	2,00	3,00	2,50	2520,51	2519,12	0,100	296,3	2,355 ok	0,59	1,041	0,552	1,062	2,452	220,8 ok	0,106
5	200	2523,75	2522,12	1,20	2,50	1,85	2522,55	2519,62	0,050	62,6	1,990 ok	0,98	1,140	0,802	1,217	2,268	160,4 ok	0,061
6	450	2522,1	2521,73	3	4	3,50	2519,12	2517,73	0,113	405,6	2,548 ok	0,74	1,095	0,64	1,145	2,790	288,0 ok	0,129
7	200	2523,5	2521,73	1,2	3,5	2,35	2522,32	2518,23	0,050	73,9	2,351 ok	0,67	1,079	0,611	1,12	2,537	122,2 ok	0,056
8	500	2521,7	2520,68	4	4,5	4,25	2517,73	2516,18	0,125	564,6	2,873 ok	0,68	1,075	0,605	1,115	3,088	302,5 ok	0,139

1	38	39	40	41	42	43
Fila	Ten. Trac.	Ancho	Volúmenes m3			Observ.
	t(kg/m2)	zanja (m)	Excav.	Arena	Relleno	
1	0,485	ok	0,75	122,67	10,22	108
	0,491	ok	0,75	122,67	10,22	108
	0,491	ok	0,75	122,67	10,22	108
2	0,648	ok	0,80	152,37	9,52	137
	0,657	ok	0,80	152,37	9,52	137
	0,657	ok	0,80	152,37	9,52	137
3**	1,043	ok	0,75	163,56	10,22	149
4	1,269	ok	1,10	319,83	12,79	292
5	1,308	ok	0,85	214,33	11,59	198
6	1,540	ok	1,15	468,11	13,37	436
7	1,680	ok	0,85	272,26	11,59	256
8	1,840	ok	1,4	698,53	16,44	659

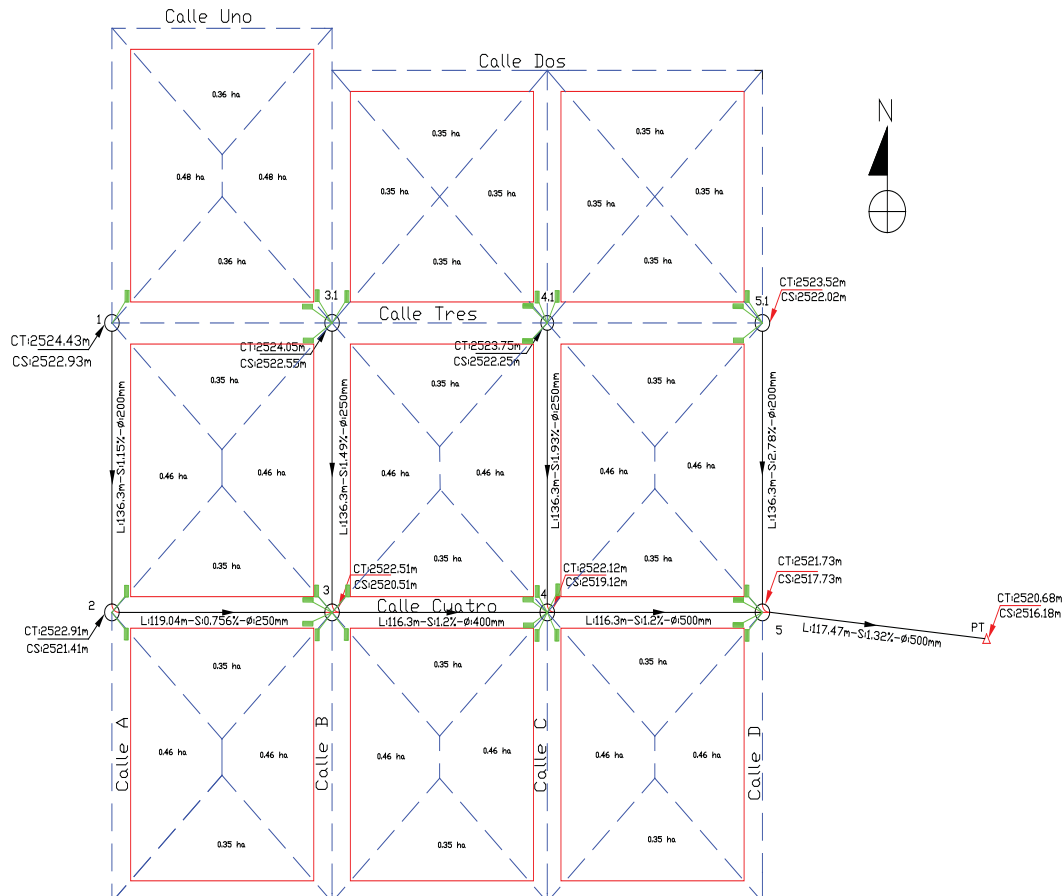


Figura 6.5: Gráfica de plano a diseño final

## 6.11 El ejemplo anterior resuelto con el programa: StormCAD

### Paso 1.- crear un nuevo proyecto

StormCAD es una poderosa herramienta cuando se va a desarrollar modelos de alcantarillado pluvial dibujados a escala o modelos esquemáticos, ya que el programa se encarga de la unión de los nudos de conexión. Genera también automáticamente la numeración y los nombres de la tubería, nudos, salidas. El nombre, que asigna el programa, puede ser cambiado en cualquier momento. Cuando se crea una red a escala, las longitudes de las tuberías son automáticamente calculadas a partir de la posición inicial y final de los nudos en el dibujo.

#### 1º Paso:

- Título del proyecto
- Nombre del proyectista
- Comentarios.

Estos datos sólo aparecerán en la impresión de los reportes.

#### 2º Paso

- Elegir la fórmula con la que el programa utilizará (Manning, Kutter, etc)
- Tipo de coordenadas a utilizar (X – Y, Este – Norte)
- Redondeo de la longitud de la tubería.

En este paso es conveniente no cambiar las opciones por defecto.

#### 3º Paso:

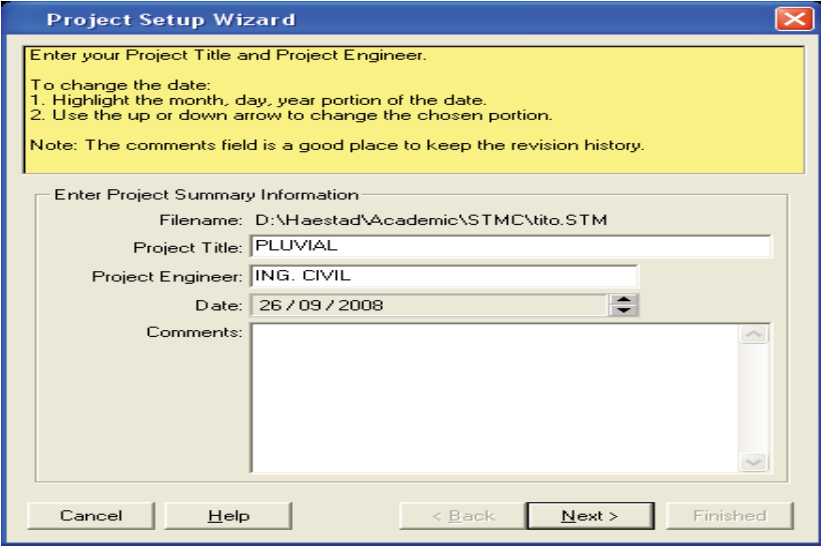
- En la opción **Drawing Scale**, se elige el modo esquemático.
- Mantener los valores por defecto de los multiplicadores para el tamaño del texto como de los símbolos.
- En caso de que se quiera exportar un archivo gráfico con extensión DXF, como fondo de pantalla, ingresar el nombre el archivo en el espacio **Background**
- **Filename**, de lo contrario buscar el archivo con la opción **Browse**.

#### 4º Paso:

Haciendo clic en uno de los botones de elemento prototipo, se pueden establecer Valores por defecto para cualquier elemento.

Como los datos serán ingresados posteriormente salir del asistente presionando fin.

En principio se debe determinar el sistema de unidades, seleccione del menú desplegable: **Options / Global, Options** y seleccione el **System International**, presione **OK**.



**Project Setup Wizard**

Enter your Project Title and Project Engineer.

To change the date:  
1. Highlight the month, day, year portion of the date.  
2. Use the up or down arrow to change the chosen portion.

Note: The comments field is a good place to keep the revision history.

Enter Project Summary Information

Filename: D:\Haestad\Academic\STMC\lito.STM

Project Title: PLUVIAL

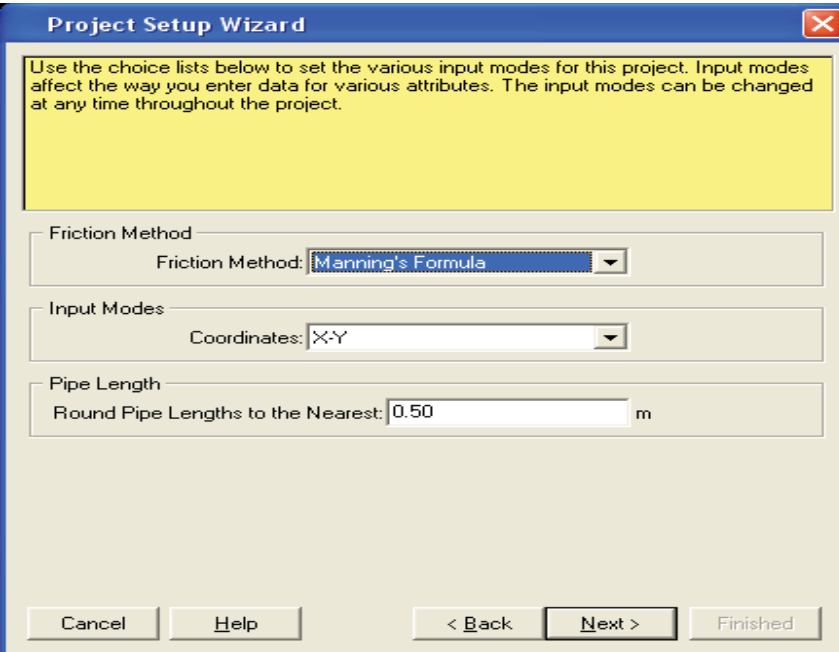
Project Engineer: ING. CIVIL

Date: 26 / 09 / 2008

Comments:

Cancel Help < Back Next > Finished

### Paso 1



**Project Setup Wizard**

Use the choice lists below to set the various input modes for this project. Input modes affect the way you enter data for various attributes. The input modes can be changed at any time throughout the project.

Friction Method

Friction Method: Manning's Formula

Input Modes

Coordinates: X-Y

Pipe Length

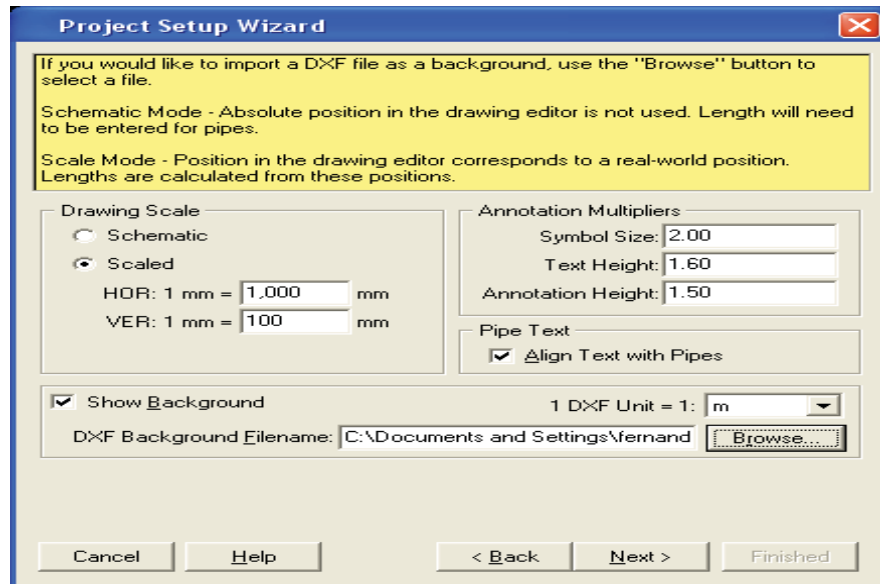
Round Pipe Lengths to the Nearest: 0.50 m

Cancel Help < Back Next > Finished

### Paso 2



En este caso el dibujo vamos realizar a escala:



Paso 3

Para importar del Auto CAD al StormCAD se hace clic izquierdo en el botón Browse en la ventana anterior después de buscar el archivo se hace clic en el botón Next y luego se finaliza con el botón Finished. Para establecer el sistema de unidades seleccione del menú desplegable **Tools / Options** y elija la pestaña **Global**, luego elija el sistema de unidades deseado.

### Paso 5.- Trazado de la red

De la barra de herramientas seleccione la herramienta **Pipe**, ubique el cursor en la posición deseada y haga clic una vez para colocar la cámara de entrada (**Inlet**) I-1. Mueva el cursor hasta la siguiente posición, haga clic una vez para establecer la segunda cámara I-2. Haciendo click en el botón derecho se despliega cuadro en el cual seleccione la salida **outlet**, mueva el cursor y ubique la salida. En el menú que se abre al hacer clic el botón derecho, seleccione **Done**.

Vuelva a seleccionar la herramienta **Pipe** y coloque la tercera cámara de entrada I-3, como se indicó anteriormente, haciendo clic en el botón derecho seleccione **Junction**, ubique el cursor en medio de la tubería P-2 y haga clic una vez. Responda sí, en cuadro que aparece, para dividir la tubería y colocar una unión J-1 en esa posición. La numeración de las tuberías en este momento no coincide con la figura 5.5, pero se podrá cambiar las etiquetas al momento de ingresar los datos.

Muestra un cuadro de diálogo para una cámara Entrada (inlet).

**Inlet: 4A**

General | Headlosses | Diversion | Catchment | **Inlet** | Flows | Design | Cost | User Data

**General**

Label: 4A  
 X: 519.84 m  
 Y: 605.20 m  
 Ground Elevation: 2,524.43 m  
 Calculated Station: 6+16 m

**Structure**

☒ Set Rim Equal to Ground Elevation?  
 Rim Elevation: 2,524.43 m  
 Sump Elevation: 2,523.23 m

**Hydraulic Summary**

Hydraulic Grade Line In: 2,523.33 m  
 Gravity Element Headloss: 0.00 m  
 Hydraulic Grade Line Out: 2,523.33 m

**Flow Summary**

System CA: 0.19 ha  
 System Flow Time: 10.00 min  
 System Intensity: 46.32 mm/hr  
 System Rational Flow: 0.0247 m³/s  
 System Additional Flow: 0.0000 m³/s  
 System Known Flow: 0.0000 m³/s  
 Total System Flow: 0.0247 m³/s

OK Cancel Report Help

Downstream P-1 >>

Muestra un cuadro de diálogo para una tubería.

**StormCAD Table - Pipe Report**

File Copy Print Print Preview Options Close Help

Scenario: PVC

	Label	Upstream Node	Downstream Node	Upstream Inlet Area (ha)	Upstream Inlet Rational Coefficient	Upstream Inlet CA (ha)	Upstream Calculated System CA (ha)	System Intensity (mm/hr)	Total System Flow (m³/s)	Length (m)
P-1	P-1	4A	5A	0.48	0.40	0.19	0.19	46.32	0.0247	138.00
P-2	P-2	5A	5C	0.92	0.40	0.37	0.56	42.33	0.0658	120.50
P-3	P-3	4C	5C	1.90	0.40	0.76	0.76	46.32	0.0978	137.50
P-4	P-4	5C	5E	2.89	0.40	1.16	2.48	39.52	0.2717	117.50
P-5	P-5	4E	5E	1.75	0.40	0.70	0.70	46.32	0.0900	137.50
P-6	P-6	5E	5H	3.24	0.40	1.30	4.47	37.76	0.4690	117.50
P-7	P-7	4H	5H	1.40	0.40	0.56	0.56	46.32	0.0720	137.50
P-8	P-8	5H	O-1	0.92	0.40	0.37	5.40	36.52	0.5477	122.00

8 of 8 elements displayed. Synchronized Units

### Datos de la cámara de Entrada

**Inlet: 4A**

General | Headlosses | Diversion | Catchment | Inlet | Flows | Design | Cost | User Data

Watershed Information  
 Time of Concentration: 10.00 min  
 Additional Carryover: 0.0000 m³/s

Subwatershed Information

	Area (ha)	Inlet C
1	0.48	0.40
2		

Inlet Watershed Summary  
 Inlet Area: 0.48 ha  
 Composite Rational C: 0.40  
 Inlet CA: 0.19 ha  
 Carryover CA: N/A ha  
 Total Inlet CA: N/A ha  
 Local Intensity: N/A mm/hr

Inlet Flow Summary  
 Local Rational Flow: N/A m³/s  
 Carryover Rational Flow: N/A m³/s  
 Carryover Additional Flow: N/A m³/s  
 Total Flow To Inlet: N/A m³/s

OK Cancel Report Help

Downstream P-1 >>

### Datos de la cámara de salida

**Outlet: O-1**

General | Design | Cost | User Data | Messages

General  
 Label: O-1  
 X: 996.46 m  
 Y: 455.02 m  
 Station: 0+00 m  
 Ground Elevation: 2,520.68 m

Structure  
☒ Set Rim Equal to Ground Elevation?  
 Rim Elevation: 2,520.68 m  
 Sump Elevation: 2,519.07 m

Tailwater Hydraulics  
 Tailwater Condition: Free Outfall  
 Tailwater Elevation: 0.00 m  
 Hydraulic Grade Line Out: N/A m

Flow Summary  
 System CA: N/A ha  
 System Flow Time: N/A min  
 System Intensity: N/A mm/hr  
 System Rational Flow: N/A m³/s  
 System Additional Flow: N/A m³/s  
 System Known Flow: N/A m³/s  
 Total System Flow: N/A m³/s

OK Cancel Report Help

Upstream << P-8

## Datos de las tuberías

**Pipe: P-1**

General | Profile | Design | Cost | User Data | Messages

Pipe

Label: **P-1**

Section Shape: Circular

Material: PVC

Mannings n: 0.010

Section Size: 200 mm

Number of Sections: 1

Invert Elevations

☒ Set Invert to Upstream Structure?

Upstream: 2,523.23 m

☐ Set Invert to Downstream Structure?

Downstream: 2,521.61 m

Hydraulic Summary

☐ User Defined Length?  
 Length: 138.00 m

☐ User Defined Bend Angle?  
 Bend Angle: 1.57 radians

Average Velocity: N/A m/s  
 Constructed Slope: 0.011751 m/m  
 Full Capacity: 0.0482 m³/s  
 Design Capacity: 0.0440 m³/s  
 Excess Full Capacity: N/A m³/s  
 Excess Design Capacity: N/A m³/s  
 Total System Flow: N/A m³/s

OK Cancel Report Help

Upstream 4A Downstream 5A

## Reporte de las tuberías

**StormCAD Table - Pipe Report**

File Copy Print Print Preview Options Close Help

Scenario: PVC

	Label	Upstream Node	Downstream Node	Upstream Inlet Area (ha)	Upstream Inlet Rational Coefficient	Upstream Inlet CA (ha)	Upstream Calculated System CA (ha)	System Intensity (mm/hr)	Total System Flow (m³/s)	Length (m)
P-1	P-1	4A	5A	0.48	0.40	0.19	N/A	N/A	N/A	138.00
P-2	P-2	5A	5C	0.92	0.40	0.37	N/A	N/A	N/A	120.50
P-3	P-3	4C	5C	1.90	0.40	0.76	N/A	N/A	N/A	137.50
P-4	P-4	5C	5E	2.89	0.40	1.16	N/A	N/A	N/A	117.50
P-5	P-5	4E	5E	1.75	0.40	0.70	N/A	N/A	N/A	137.50
P-6	P-6	5E	5H	3.24	0.40	1.30	N/A	N/A	N/A	117.50
P-7	P-7	4H	5H	1.40	0.40	0.56	N/A	N/A	N/A	137.50
P-8	P-8	5H	O-1	0.92	0.40	0.37	N/A	N/A	N/A	122.00

8 of 8 elements displayed. Synchronized Units

### Datos de la Intensidad de la lluvia:

**Rainfall Table**

Edit Return Periods (year)

Enter rainfall intensities in mm/hr:

	2	5	10					
5								
15								
30								
60								

Edit Durations (min)

OK

Cancel

Help

Use Hydro-35...

File

Options

### Eleccion de las Ecuaciones

**Rainfall Equations**

Select a Rainfall Equation

☒  $i = \frac{a}{(b + D)^n}$

☐  $i = \frac{a(RP)^m}{(b + D)^n}$

☐  $i = a + b(\ln D) + c(\ln D)^2 + d(\ln D)^3$

Duration units: min

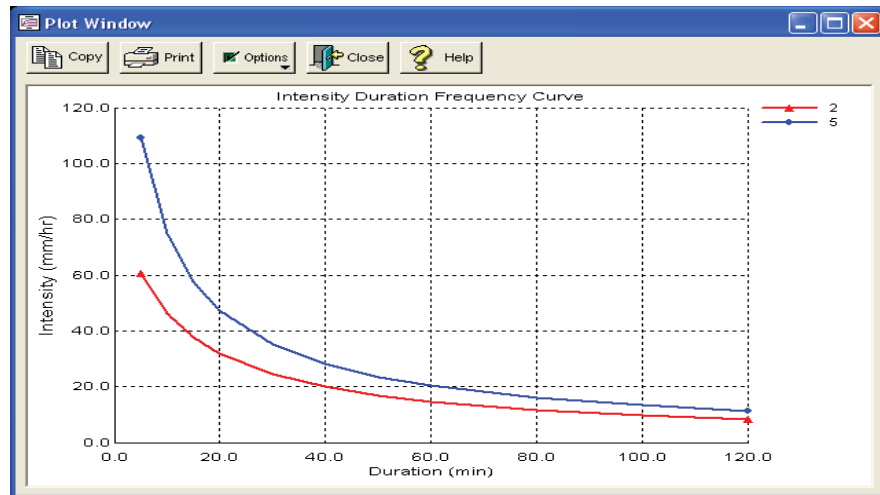
Intensity units: mm/hr

Equation

Enter Coefficients for Equation

	Return Period	a	b	n
1	2	668.0000	9.40000	0.90000
2	5	761.0000	4.31000	0.87090
3	0	0.00000	0.00000	0.00000
4	n	0.00000	0.00000	0.00000

## Graficas de las curvas de Intensidad Duración Frecuencia



## Eleccion del Periodo de retorno

The figure shows a "Rainfall Event" dialog box. It has a title bar with a close button. Inside, there is a label "Rainfall Event" and a text box for "Return Period" containing the value "2 year". To the right of the text box is a dropdown arrow and a button with three dots. On the right side of the dialog are three buttons: "OK", "Cancel", and "Help".

## Restricciones de Velocidades Coberturas, etc.

The figure shows a "Default Design Constraints" dialog box. It has a title bar with a close button. Below the title bar are three tabs: "Gravity Pipe", "Node", and "Inlet". The "Gravity Pipe" tab is selected. The dialog is divided into two main sections: "Default Constraints" and "Extended Design".

**Default Constraints:**

	Minimum	Maximum	Unit
Velocity:	0.60	6.00	m/s
Cover:	1.00	6.00	m
Slope:	0.005000	0.100000	m/m

**Extended Design:**

- ☒ Part Full Design? 75.0 %
- ☐ Allow Multiple Sections? N/A
- ☐ Limit Section Size? N/A m

At the bottom of the dialog are two buttons: "Close" and "Help".

## Analizando el sistema

**Scenario: PVC**

Alternatives | Calculation | **Results** | Notes

Rainfall Event  
Return Period: 2 year

Calculation Type  
☐ Analysis  
☒ Design

Physical Properties: PVC  
Design Constraints: Base-Design Constraints

Basic Options  
☒ Capacity Analysis  
☐ Backwater Analysis  
 Number of Flow Profile Steps: 5

GO Options... Check Data

Close Help

La luz verde significa que los datos introducidos al programa son correctos

**Scenario: Base**

Alternatives | Calculation | **Results** | Notes

Label	Number of Sections	Section Size	Section Shape	Length (m)	Total System Flow (m³/s)	Average Velocity (m/s)
P-8	1	750 mm	Circular	122.00	0.5264	2.15
P-6	1	750 mm	Circular	117.50	0.4524	1.84
P-7	1	300 mm	Circular	137.50	0.0720	1.43
P-4	1	525 mm	Circular	117.50	0.2625	1.52
P-5	1	300 mm	Circular	137.50	0.0900	1.55
P-3	1	300 mm	Circular	137.50	0.0978	1.57
P-2	1	375 mm	Circular	120.50	0.0651	0.85
P-1	1	200 mm	Circular	138.00	0.0247	1.00

Close Help

## Reporte de los nodos

Print Preview

Pg Up Pg Dn Page 1 of 2 Copy Print Options Close Help

Scenario: Base

Node Report

Label	Area (ha)	Inlet C	Inlet CA (ha)	External CA (ha)	System CA (ha)	Time of Concentration (min)	External Time of Concentration (min)	Upstream Time Of Concentration (min)	System Flow Time (min)	System Intensity (mm/hr)	System Rational Flow (m <sup>3</sup> /s)
4A	0.48	0.40	0.19	0.00	0.19	10.00	0.00	0.00	10.00	46.32	0.0247
5A	0.92	0.40	0.37	0.00	0.56	12.04	0.00	12.29	12.29	41.89	0.0651
4C	1.90	0.40	0.76	0.00	0.76	10.00	0.00	0.00	10.00	46.32	0.0978
4E	1.75	0.40	0.70	0.00	0.70	10.00	0.00	0.00	10.00	46.32	0.0900
5C	2.89	0.40	1.16	0.00	2.48	13.74	0.00	14.64	14.64	38.18	0.2625
4H	1.40	0.40	0.56	0.00	0.56	10.00	0.00	0.00	10.00	46.32	0.0720
5E	3.24	0.40	1.30	0.00	4.47	14.94	0.00	15.93	15.93	36.43	0.4524
5H	0.92	0.40	0.37	0.00	5.40	15.86	0.00	17.00	17.00	35.11	0.5264
O-1					5.40				17.94	34.01	0.5100

## Reporte de las Tuberías

Print Preview

Pg Up Pg Dn Page 1 of 2 Copy Print Options Close Help

Scenario: Base

Pipe Report

Label	Upstream Node	Downstream Node	Upstream Inlet Area (ha)	Upstream Inlet Rational Coefficient	Upstream Inlet CA (ha)	Upstream Calculated System CA (ha)	System Intensity (mm/hr)	Total System Flow (m <sup>3</sup> /s)	Length (m)	Constr. Slope (m/n)
P-1	4A	5A	0.48	0.40	0.19	0.19	46.32	0.0247	138.00	0.01
P-2	5A	5C	0.92	0.40	0.37	0.56	41.89	0.0651	120.50	0.00
P-3	4C	5C	1.90	0.40	0.76	0.76	46.32	0.0978	137.50	0.01
P-4	5C	5E	2.89	0.40	1.16	2.48	38.18	0.2625	117.50	0.00
P-5	4E	5E	1.75	0.40	0.70	0.70	46.32	0.0900	137.50	0.01
P-6	5E	5H	3.24	0.40	1.30	4.47	36.43	0.4524	117.50	0.00
P-7	4H	5H	1.40	0.40	0.56	0.56	46.32	0.0720	137.50	0.01
P-8	5H	O-1	0.92	0.40	0.37	5.40	35.11	0.5264	122.00	0.00



## Presentación de resultados

### Reporte de Tuberías

Label	Up. Node	Dn. Node	Up. Inlet Area (ha)	Up. Inlet Rat. Coef.	Up. Inlet Area (ha)	Up. Calc. Sys. CA (ha)	I (mm/hr)	System Q (m³/s)	L (m)	S (m/m)	Size (mm)
P-1	1	2	0.48	0.30	0.14	0.14	46.32	0.0185	138.00	0.0118	150
P-2	2	3	0.92	0.30	0.28	0.42	42.53	0.0496	120.50	0.0050	250
P-3	3.1	3	1.90	0.30	0.57	0.57	46.32	0.0733	137.50	0.0129	250
P-4	3	4	2.89	0.30	0.87	1.86	39.55	0.2040	117.50	0.0050	450
P-5	4.1	4	1.75	0.30	0.53	0.53	46.32	0.0675	137.50	0.0150	250
P-6	4	5	3.24	0.30	0.97	3.35	37.85	0.3525	117.50	0.0050	600
P-7	5.1	5	1.40	0.30	0.42	0.42	46.32	0.0540	137.50	0.0174	250
P-8	5	PT	0.92	0.30	0.28	4.05	36.58	0.4114	122.00	0.0066	600

Mat.	Manning (n)	Q Full (m³/s)	Up. Invert (m)	Dn. Invert (m)	Up. Gr Elev. (m)	Dn. Gr. Elev. (m)	Up. Cover (m)	Dn. Cover (m)	HGL In (m)	HGL Out (m)	Avg. v (m/s)
PVC	0.010	0.0224	2,523.18	2,521.56	2,524.43	2,522.91	1.10	1.20	2,523.28	2,521.77	1.19
PVC	0.010	0.0571	2,521.56	2,520.95	2,522.91	2,522.51	1.10	1.30	2,521.74	2,521.32	1.12
PVC	0.010	0.0916	2,522.73	2,520.95	2,524.08	2,522.51	1.10	1.30	2,522.90	2,521.32	1.73
PVC	0.010	0.2734	2,520.95	2,520.37	2,522.51	2,522.12	1.10	1.30	2,521.25	2,520.71	1.69
PVC	0.010	0.0987	2,522.43	2,520.37	2,523.78	2,522.12	1.10	1.50	2,522.58	2,520.71	1.72
PVC	0.010	0.5888	2,520.37	2,519.78	2,522.12	2,521.73	1.15	1.34	2,520.71	2,520.12	2.10
PVC	0.010	0.1063	2,522.17	2,519.78	2,523.52	2,521.73	1.10	1.70	2,522.29	2,520.12	1.59
PVC	0.010	0.6774	2,519.78	2,518.97	2,521.73	2,520.68	1.34	1.10	2,520.12	2,519.31	2.43

## Reporte de Nodos

Label	Area (ha)	C	Inlet CA (ha)	System CA (ha)	TC (min)	Up. Tc (min)	System Tc (min)	I (mm/hr)	System Rational Q (m³/s)
1	0.48	0.30	0.14	0.14	10.00	0.00	10.00	46.32	0.0185
2	0.92	0.30	0.28	0.42	11.93	11.93	11.93	42.53	0.0496
3.1	1.90	0.30	0.57	0.57	10.00	0.00	10.00	46.32	0.0733
4.1	1.75	0.30	0.53	0.53	10.00	0.00	10.00	46.32	0.0675
3	2.89	0.30	0.87	1.86	13.72	13.72	13.72	39.55	0.2040
5.1	1.40	0.30	0.42	0.42	10.00	0.00	10.00	46.32	0.0540
4	3.24	0.30	0.97	3.35	14.88	14.88	14.88	37.85	0.3525
5	0.92	0.30	0.28	4.05	15.81	15.81	15.81	36.58	0.4114
PT				4.05			16.65	35.53	0.3995

System Q (m³/s)	Gr. Elev. (m)	Rim (m)	HGL In (m)	HGL Out (m)	Local Intensity (mm/hr)	Local Rational Flow (m³/s)
0.0185	2,524.43	2,524.43	2,523.28	2,523.28	46.32	0.0185
0.0496	2,522.91	2,522.91	2,521.77	2,521.74	42.53	0.0326
0.0733	2,524.08	2,524.08	2,522.90	2,522.90	46.32	0.0733
0.0675	2,523.78	2,523.78	2,522.58	2,522.58	46.32	0.0675
0.2040	2,522.51	2,522.51	2,521.32	2,521.25	39.55	0.0952
0.0540	2,523.52	2,523.52	2,522.29	2,522.29	46.32	0.0540
0.3525	2,522.12	2,522.12	2,520.71	2,520.71	37.85	0.1022
0.4114	2,521.73	2,521.73	2,520.12	2,520.12	36.59	0.0280
0.3995	2,520.68	2,520.68	2,519.31	2,519.31		

## 6.12 Planos y Perfiles

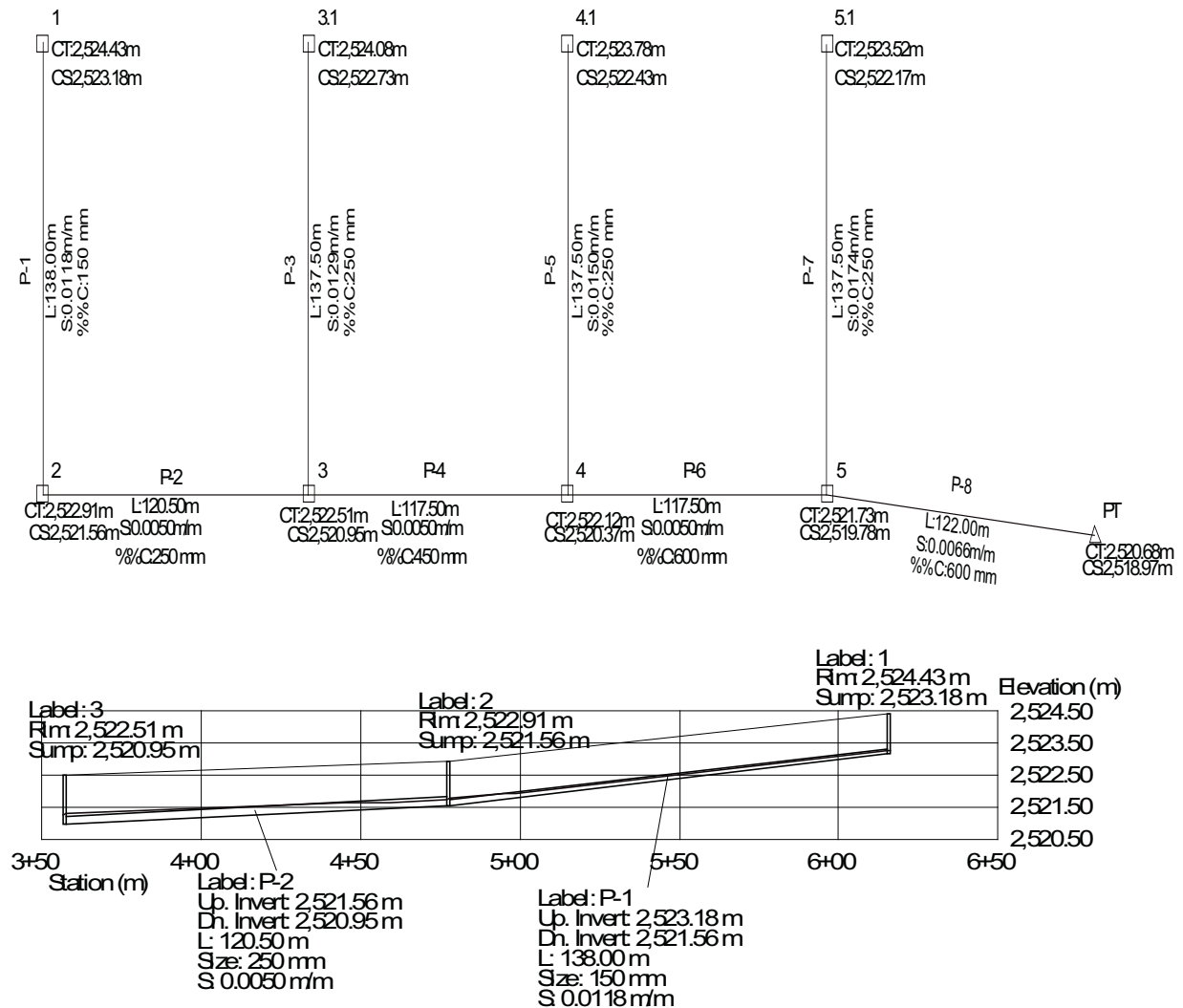
Para crear una vista del plano del sistema, seleccione Report / Plan View / Full View. Esta opción crea un plano del sistema completo sin importar lo que muestre la pantalla, mientras que si se elige la opción Current View, se creará un plano igual al que esté mostrando en ese momento la ventana.

El plano mostrado en la ventana separada puede ser impreso o copiado y pegado a otro lugar ( a un procesador de palabras, por ejemplo).

También los planos pueden ser exportados a AutoCAD, seleccionando del menú File la opción Export to DXF.

Para crear vistas de perfiles, seleccione del menú desplegable View / Profile o haga clic en el botón Profile en el menú de herramientas. En la ventana que aparece se debe seleccionar el nudo desde el cual se graficarán los perfiles.

Para anotaciones haga clic en el botón Annotation en el menú de herramientas, en la ventana aparece todos los componentes y debes tiquear lo que desees.



### 6.13 Planilla para sumideros

Para el ejemplo propuesto anteriormente, se diseñarán sumideros de rejillas normalizados con los siguientes datos:

<b>Pendiente transversal de la calle</b>	<b><math>S_x = 2 \%</math></b>
<b>Coefficiente de rugosidad</b>	<b><math>n = 0.016</math></b>
<b>Coefficiente de escorrentía</b>	<b><math>C = 0.8</math></b>
<b>Tiempo de entrada</b>	<b><math>T_e = 10 \text{ min.}</math></b>
<b>Frecuencia de duración de lluvia</b>	<b><math>F = 2</math></b>

**Intensidad de la lluvia  $I = 44.9 \text{ mm/h}$  calculado con la ecuación que corresponde a la ciudad de Sucre.**

Se supondrá que las características hidráulicas son iguales en ambos lados de la calle, por tanto el diseño se realizará para el lado de la calle donde el área de aporte sea mayor.

**Columnas 1 a 7:** En estas columnas se anotan los datos referidos a la calle. La cota terreno se obtiene del plano, considerando la topografía.

**Columna 8:** Pendiente longitudinal de la calle ( $S_L$ ) en porcentaje.  
 Resulta de la diferencia de cota terreno superior e inferior dividido entre la longitud.

$$[8] = \frac{[4] - [5]}{[7]} * 100$$

**Columna 9:** Área de aporte para la calle. (Ha)

**Columna 10:** Caudal que aporta el área de influencia (l/s)  
 Es el resultado de la aplicación del método racional

$$Q = 2.78 * C * I * [9]$$

**Columna 11:** Caudal unitario (l/s / m)

$$[11] = \frac{[10]}{[7]}$$

**Columna 12:** Ancho de inundación de la calle T (m)  
 Asumir este valor en función al ancho de la calle.

**Columna 13:** Altura de inundación Y (cm)  
 Ancho de inundación por la pendiente transversal:

$$[13] = S_x * [12]$$

**Columna 14:** Capacidad de la calle (l/s)  
 Se puede obtenido a través del nomograma de Izzard calculado con la ecuación 6.19.

$$[14] = 0.00175 * [13]^{8/3} * \left(\frac{Z}{n}\right) * [8]^{1/2}$$

Donde Z = inverso de la pendiente transversal.

**Columna 15:** En esta columna se debe indicar que tipo de sumidero de rejás se colocará, de acuerdo a la siguiente nomenclatura:

- CA = Para Sumidero de rejás normalizado en calzada.
- CU = Para Sumidero de rejás normalizado en cuneta

**Columna 16:** Profundidad media de la corriente sobre la reja.  $Y_p$  (cm)

$$\text{Si se elige CA: } [16] = [13] - 45 \cdot S_x$$

$$\text{Si se elige CU: } [16] = [13] - 33 \cdot S_x$$

**Columna 17:** Capacidad del sumidero (l/s)

Si se elige CA:

$$[17] = 0.335 \cdot \frac{[8]^{1/2}}{n} \cdot [16]^{3/2}$$

Si se elige CU:

$$[17] = 0.284 \cdot \frac{[8]^{1/2}}{n} \cdot [16]^{3/2}$$

**Columna 18:** Relación de interceptación del sumidero (%)

$$[18] = \left( \frac{[17]}{[14]} \right) \cdot 100$$

**Columna 19:** Caudal remanente (l/s)

$$[19] = [17] - [14]$$

## Planilla de sumideros

D A T O S   D E   L A   C A L L E								Área de influen. ( Ha )	Q de aporte del área ( L/s )	Q unitario ( L/s / m )
Nombre	De la calle	A la calle	Cota terreno superior ( m )	Cota terreno inferior ( m )	Ancho ( m )	Long. ( m )	Pend. Long. SL ( % )			
[ 1 ]	[ 2 ]	[ 3 ]	[ 4 ]	[ 5 ]	[ 6 ]	[ 7 ]	[ 8 ]	[ 9 ]	[ 10 ]	[ 11 ]
A	1	3	2524.43	2522.91	10	136.3	1.12	0.48	47.94	0.35
A	3	4	2522.91	2522.51	10	119.04	0.34	0.46	45.94	0.39
B	2	3	2524.05	2522.51	10	136.3	1.13	0.48	47.94	0.35
B	3	4	2522.51	2522.12	10	116.3	0.34	0.46	45.94	0.40
C	2	3	2523.75	2522.12	10	136.3	1.20	0.35	34.96	0.26
C	3	4	2522.12	2521.73	10	116.3	0.34	0.46	45.94	0.40
D	2	3	2523.52	2521.73	10	136.3	1.31	0.35	34.96	0.26
D	5	PT	2521.73	2520.68	10	117.47	0.89	0.46	45.94	0.39

CAPAC. HIDRAULICA DE LA CALLE			S U M I D E R O				
Ancho de inundac. T ( m )	Altura de inundac Y ( cm )	Capacid Q ( L/s )	Sumidero de rejas	Profund. med Yp ( cm )	Capac. Del sumidero Qi ( L/s )	Relación de intercept. Qi / Q ( % )	Caudal remanen. Qr ( L/s )
[ 12 ]	[ 13 ]	[ 14 ]	[ 15 ]	[ 16 ]	[ 17 ]	[ 18 ]	[ 19 ]
1	2	3.67	CU	1.34	2.91	79	0.76
1	2	2.01	CU	1.34	1.60	79	0.42
1	2	3.69	CU	1.34	2.93	79	0.76
1	2	2.01	CU	1.34	1.59	79	0.42
1	2	3.80	CU	1.34	3.01	79	0.79
1	2	2.01	CU	1.34	1.59	79	0.42
1	2	3.98	CU	1.34	3.16	79	0.82
1	2	3.28	CU	1.34	2.60	79	0.68

## CAPITULO VII

## MATERIALES PARA SISTEMA DE ALCANTARILLADO

## 7.1 Consideraciones generales:

Los materiales para la construcción de alcantarillados ya sea sanitario y/o pluvial, son fabricadas; las tuberías para alcantarillado pueden ser clasificados en metálicos y no metálicos.

Los materiales normalmente aceptados para sistema de alcantarillado son los siguientes:

Tabla 7.1 Tipos de Materiales

Tipo de Tubería	Materiales aceptados
Tubería metálico	Tubería de fierro fundido Tubería de fierro dúctil Tubería de acero Otros
Tubería no metálico	Tubería de cerámica Tubería de hormigón simple Tuberías de hormigón armado reforzado Tuberías de fibrocemento Tubería de poli cloruro de vinilo (PVC) Tubería de polietileno (PE) Tubería termoplástica Tubería de polietileno de alta densidad Tubería plástica termo-estable Tubería de fibra de vidrio (resina termo-estable reforzada) RTR Tubería de mortero plástico reforzado RPM

## 7.1.1 Tubos no metálicos

## a) Tubos cerámicos

Los tubos cerámicos son químicamente inertes, y a través de los años la arcilla natural ha sido convenientemente tratada para la fabricación de los mismos, lográndose una calidad buena, no solo para resistir los ataques químicos corrosivos de las aguas domésticas e industriales sino también para los aspectos estructurales requeridos en su instalación además, poseen una buena resistencia a la abrasión. Las tuberías de arcilla son lisas, con bajo coeficiente de fricción, impermeable y poco atacable por ácidos; sin embargo las que más se deben controlar y comprobar debido a su fragilidad, permeabilidad por fisuras y por la dificultad de ejecución de sus juntas.

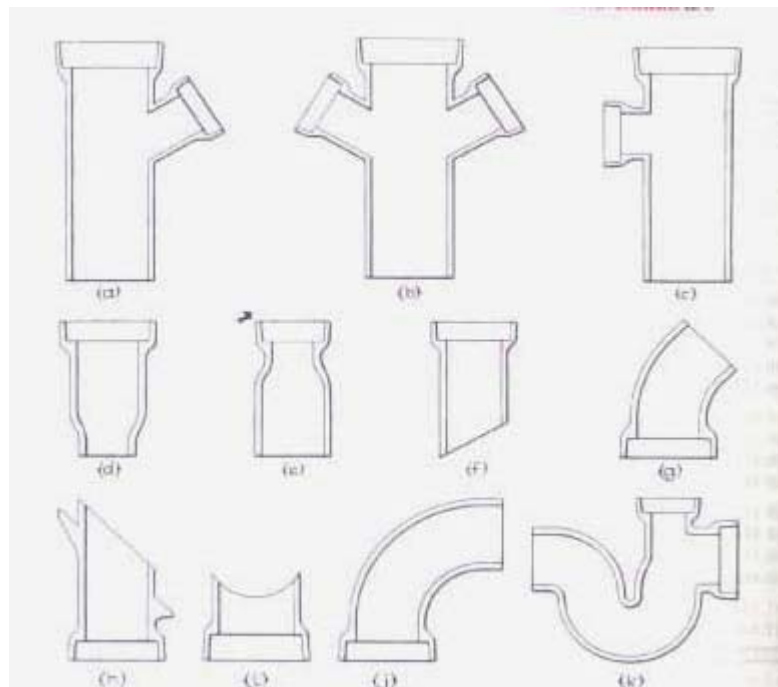
La tubería de arcilla, la cual es hecha en arcilla o esquisto que se ha molido, humedecido, moldeado, secado y quemado en un horno. El quemado produce fusión y vitrificación de la arcilla, haciéndola muy dura y densa y resistente al ataque químico y biológico. Anteriormente, la tubería de arcilla era barnizada, produciéndose una superficie similar al vidrio, pero dicho proceso ya no se suministra más debido a que contribuía a la contaminación del aire. Los accesorios están disponibles en las formas ilustradas en la Figura 7.1. Los yees y las tees deben ser usadas para unir alcantarillas domésticas a alcantarillas públicas y deben ser instaladas en la alcantarilla cuando ésta es construida, aun si la propiedad vecina no está desarrollada todavía. Los extremos abiertos de las

conexiones no usadas pueden ser cerrados con tapones o mortero hasta que se necesiten. La tabla 7.2 detalla la resistencia mínima al aplastamiento en las tuberías de arcilla.

**Tabla 7.2** Resistencia mínima al aplastamiento de tuberías de arcilla

Tamaño nominal, (mm)	Resistencia extra de la tubería de arcilla		Resistencia normal de la tubería de arcilla	
	Lb/pie lineal	Kg/m lineal	Lb/pie lineal	Kg/m lineal
4 (100)	2000	2980	1200	1970
6 (150)	2000	2980	1200	1790
8 (200)	2200	3270	1400	2080
10 (250)	2400	3570	1600	2380
12 (305)	2600	3870	1800	2680
15 (380)	2900	4320	2000	2980
18 (460)	3300	4910	2200	3270
21 (530)	3850	5730	2400	3570
24 (610)	4400	6550	2600	3870
27 (690)	4700	6990	2800	4170
30 (760)	5000	7440	3300	4910
33 (840)	5500	8190	3600	5360
36 (915)	6000	8930	4000	5950
39 (990)	6600	9820		
42 (1070)	7000	10410		

**Fuente.** Abastecimiento de agua y alcantarillado “Terence J. McGhee”



**Figura 7.1.-** Secciones de accesorios de campana y espigo para tubería de arcilla vitrificada  
a) Yee, b) Yee doble, c) Tee, d) Reducción, e) Ampliación, f) Bifurcación, g) Codo 1/8, h) Silla para Yee, i) Silla para Tee, j) Codo de 1/4, k) Trampa transportadora.



### a.1) Principales características técnicas

Las principales características más importantes de los tubos cerámicos son:

- Resistencia al ataque de compuestos orgánicos como ser ácidos, sales y bases con excepción del ácido fluorhídrico y sus compuestos.
  - Resistencia a la agresión de compuestos orgánicos y agentes biológicos destructores.
  - Bajo coeficiente de dilatación térmica ( $K=5.10^{-6} \text{ m}/^{\circ}\text{C}$ ).
  - Estanqueidad inferior a 0.03 en 15 minutos
  - Estanqueidad inferior a 0.03 en 15 minutos
- Buena resistencia mecánica

### a.2) Juntas en tubos de arcilla

En procura de que las mismas reúnan las condiciones esenciales, existen varios tipos de juntas:

- Juntas plásticas.
- Juntas previamente preparadas y fijadas en la espiga y la campana que se sueldan por simple presión.
- Juntas especiales

### b) Tubos de hormigón simple

El uso de éste tipo de tuberías se remonta a la construcción de alcantarillas en Roma, 800 años a.c. y en nuestro continente las primeras instaladas fueron EEUU, el año 1842 aproximadamente. Los tubos pueden ser de hormigón simple o de hormigón armado. Los tubos de hormigón, se fabrican en moldes metálicos, empleando hormigones ricos en dosificación de cemento. Existen variados métodos para la fabricación de estos tubos, por lo tanto a continuación se mencionarán los cinco sistemas más conocidos: vibro compresión, giro-compresión, centrifugación, precompresión y vibración simple. Preferentemente se utilizan los dos primeros sistemas para la fabricación de tubos de pequeño diámetro en cambio para tubos de hormigón armado, los tres últimos sistemas.

#### b.1) Fabricación por vibrocompresión

Este sistema de fabricación, es normalmente utilizado en pequeñas fábricas de tubos. La vibración se produce colocando y fijando los moldes, verticalmente sobre una mesa vibradora, que determina su compactación. El grado de compactación de la mezcla es bastante aceptable, sin embargo, el proceso de fabricaciones lento.

#### b.2) Fabricación por giro-compresión

El sistema más utilizado para la fabricación de grandes cantidades de tubos de hormigón. El método de fabricación por giro-compresión es un proceso combinado de moldeado, compactado y aislado. El grado de compactación del hormigón que se logra por este método es superior a la obtenida por vibro compresión, sin embargo, debido a que en este sistema se emplea una mezcla bastante seca, se debe cuidar la consistencia del cemento ya que es un componente muy importante de la trabajabilidad. Esta, hay que medirla a través del Cono de Abrahams que nos permite determinar el revenimiento respectivo.

### b.3) Fabricación por centrifugación

Este proceso de fabricación se realiza en moldes cilíndricos horizontales, montados sobre ejes, los moldes reciben una determinada cantidad de hormigón, muy fluido, y que al girar el mismo durante un periodo de tres a cinco minutos, a gran velocidad (1200 r.p.m. para los pequeños diámetros).

Las tuberías que se fabrican por este método pueden llevar armaduras de refuerzo en el caso de grandes diámetros, en cambio para abastecimientos de agua y para alcantarillado en pequeños diámetros no se requiere tales armaduras.

### b.4) Juntas en tuberías de hormigón

En la unión de tuberías de hormigón se distinguen dos tipos de acoplamiento que son los mas usados:

- Junta espiga – campana
- Junta machihembrada

En los dos tipos las juntas pueden ser rígidas o elásticas. En todo caso, es aconsejable la utilización de juntas elásticas por distintas razones de tipo técnico que deben ser especificadas con prioridad.

### b.5) Ventajas del uso de tubos de concreto

Las principales ventajas son:

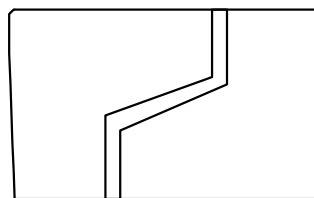
- Bajo coeficiente de rugosidad
- Pueden ser fabricados para una amplia gama de resistencias, variando
- Únicamente el espesor de las paredes.
- Tienen la posibilidad de ser fabricados en el mismo lugar de las obras.

## 7.2 Materiales para la fabricación de tubos de hormigón

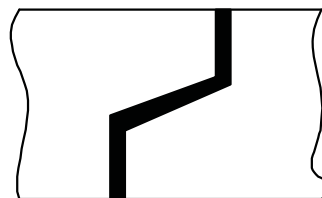
El tipo de cemento, los agregados y las dimensiones de las tuberías, dependen de las especificaciones que se adopten. Cada norma determina las dimensiones y los valores de resistencia obtenidos de las condiciones más desfavorables. Para las aplicaciones en alcantarillas sanitarias deben usarse anillos de compresión o arandelas. Las tolerancias dimensionales son más estrictas para tuberías fabricadas para el uso con tales uniones y las uniones mismas son menos propensas a fugas, ver figura 7.2.

**Figuras 7.2 Secciones Transversales**

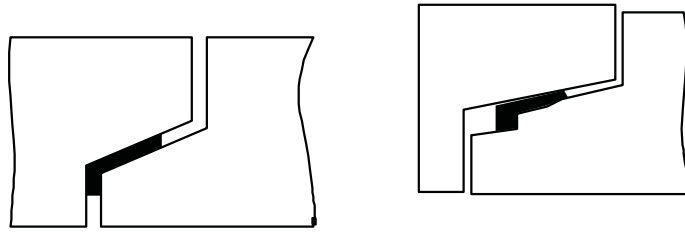
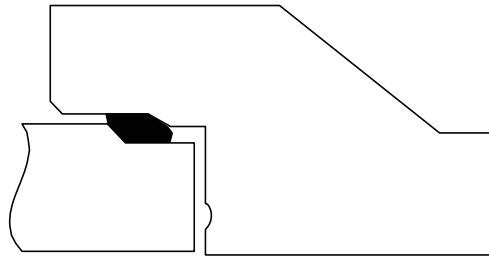
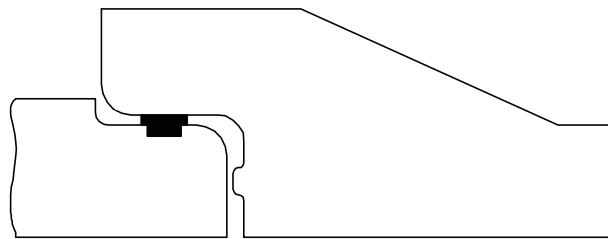
#### A. Secciones transversales comunes de uniones con empaque de mortero o resina



Empaque de mortero



Empaque de resina

**B. Secciones transversales comunes de uniones de compresión básica del tipo arandela de caucho.****C. Secciones transversales comunes de uniones de tipo hombro opuesto con arandela de anillo.****Figura 7.2.** Uniones comunes para tuberías de concreto.**D. Secciones transversales comunes de uniones de tipo espigón y ranura con arandela de anillo.****Figura 7.3.** Uniones comunes para tuberías de concreto.**c) Tubos de hormigón armado o reforzado**

Los procedimientos normales de fabricación son:

- Centrifugado
- Giro compresión
- Vibración.

Los tubos deben llevar armaduras de refuerzo solamente cuando se trata de grandes diámetros.

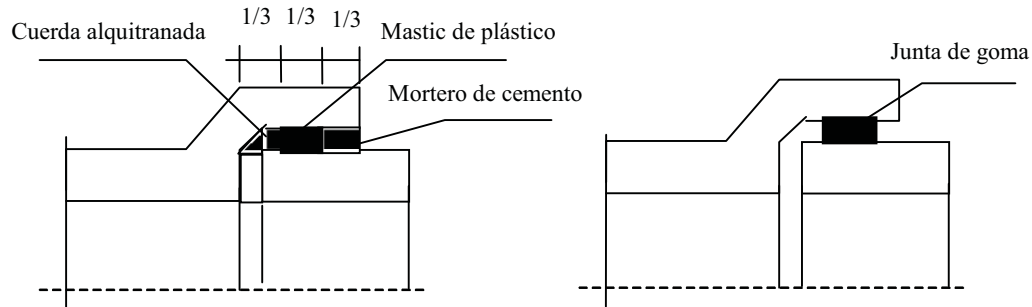
En los tubos de hormigón armado, la unión que generalmente se practica es de tipo espiga campana, pudiendo ser la junta rígida o elástica.

**d) Tuberías de fibrocemento**

Son elaborados a partir de una mezcla íntima y homogénea de fibras y cemento portland o portland puzolánico, exenta de materia orgánica, con o sin adición de sílice y agua. Su empleo en las redes de alcantarillado se justifica cuando se plantean exigencias de alta flexibilidad e impermeabilidad de

juntas. Se producen hasta de 90 cm, con juntas de espiga y campana. Para las juntas se emplean anillos o piezas especiales de goma o en su caso, se coloca una cuerda alquitranada en 1/3 de la junta, mastic plástico en el otro tercio y en el tercio final se coloca un mortero de cemento en proporción 1 de cemento por 2 de arena.

Las tuberías de asbesto cemento son fabricadas en los tamaños y clases mostrados en la tabla 7.4, Con juntas de espiga y campana, como indica la figura 7.6.



**Figura 7.4** Juntas en tuberías de asbesto cemento.

**Tabla 7.3** Cargas mínimas de aplastamiento para la tubería de asbesto cemento

Tamaño nominal, pulg. ( mm )	Resistencia al aplastamiento por pie lineal, lb ( KN/m )		
	Clase 100	Clase 150	Clase 200
4 (102)	4100 (59.8)	5400 (78.8)	8700 (126.9)
6 (152)	4000 (58.9)	5400 (78.8)	9000 (131.3)
8 (203)	4000 (54.4)	5500 (80.2)	9300 (135.8)
10 (254)	4000 (64.2)	7000 (102.1)	11000 (160.5)
12 (304)	5200 (75.8)	7600 (110.8)	11800 (172.3)
14 (356)	5200 (75.8)	8600 (125.5)	13500 (197.1)
16 (406)	5800 (84.6)	9200 (134.2)	15400 (224.8)
18 (457)	6500 (94.8)	10100 (147.4)	17400 (254.0)
20 (508)	7100 (103.6)	10900 (159.0)	19400 (283.2)
24 (610)	8100 (118.2)	12700 (185.3)	22600 (329.9)
30 (762)	9700 (141.5)	15900 (231.9)	28400 (414.6)
36 (914)	11200 (163.4)	19600 (285.9)	33800 (493.5)

**Fuente.** Abastecimiento de agua y alcantarillado "Terence J. McGhee"

#### e) Tuberías de policloruro de vinilo (PVC).

Este tipo de tuberías, en función al gran desarrollo tecnológico de la industria de plásticos y la facilidad de manipulación y manejo de todos los productos fabricados con éste material, hacen que en la actualidad tengan gran aceptación para redes de alcantarillado, solamente en diámetros pequeños de 6" y 8" ya que para diámetros mayores el costo es muy alto, produciéndose por lo tanto, deferencias económicas muy significativas. Los tubos de PVC se fabrican por extrusión. El PVC puro se suministra a las industrias transformadoras en forma de un polvo blanco.

### e.1) Características de tubos PVC

Las características de estas tuberías, similares a las restantes de material plástico, pueden resumirse en los siguientes puntos:

- Son ligeras
- Inertes a las aguas agresivas y a la corrosión de las tierras
- No existe peligro de obstrucción en los tubos como resultado de la formación de residuos y óxidos. En consecuencia, podemos decir que la sección útil de los tubos permanece prácticamente invariable.
- superficie interior de los tubos puede considerarse como “hidráulicamente lisa”.
- Los roedores y las termitas no atacan a los tubos de PVC rígido.
- Excelente comportamiento a las sobrepresiones momentáneas, tales como el golpe de ariete.
- Mejor comportamiento que los tubos tradicionales bajo los efectos de la helada.
- Inertes a los efectos de la corriente vagabundas y telúricas.
- No favorecen el desarrollo de algas ni hongos según ensayos de larga duración (5 años)

### e.2) Juntas en tuberías de PVC

Existen dos tipos de juntas:

- Junta soldada
- Junta elástica

El tipo de junta recomendada para absorber efectos de dilatación es naturalmente la junta elástica. La unión puede hacerse igualmente por encolado, aunque este sistema solo es conveniente para diámetros pequeños. Figura 7.4.

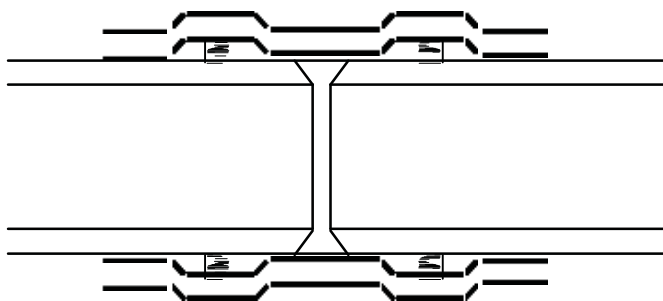


Figura 7.5 Manguito de unión con junta elástica

### f) Tuberías de polietileno (PE) y polipropileno (PP)

Las tuberías tradicionales de PE Y PPE se fabrican de forma análoga a la de PVC, por extrusión, aunque la configuración molecular de ambas es bastante diferente. El polietileno puede ser de baja densidad ( $\leq 0.93 \text{ gr/cm}^3$ ) o de alta densidad ( $\geq 0.94 \text{ gr/cm}^3$ ). Durante la instalación, en los tendidos de las tuberías, deben tenerse en cuenta los esfuerzos que se producen por dilataciones y retracciones. Su utilización es recomendada en especial para lanzamientos submarinos ya que resisten el ataque de microorganismos que pueden producir perforaciones en la tubería.

### f.1) Juntas en tuberías polietileno PE y polipropileno PP

Los métodos de unión practicables en nuestro medio son:

- Mediante junta de goma (óptima para contrarrestar dilataciones y contracciones)
- Mediante masilla

El primer caso, la unión es similar a la junta que se practica en las tuberías de PVC. El segundo caso, la junta se realiza mediante la aplicación de masillas plásticas especiales que rellenan el espacio entre las tuberías.

### f.2) Tubos de fibra de vidrio

Son tubos de mayor resistencia y existen de mayores diámetros.



**Figura 7.6** Grafica de un tubo de fibra de vidrio

### g) Otros tipos de tuberías plásticas para saneamiento

Sí bien la mayoría de las tuberías existentes en el mercado son aplicables a canalizaciones de saneamiento, a partir de cierto diámetro su fabricación se hace más costosa, frenando el desarrollo de este tipo de materiales. Como respuesta al problema se han ideado nuevos sistemas de fabricación capaces de simplificar los métodos de trabajo, y se han desarrollado nuevos tipos de tuberías capaces de cumplir todas las exigencias requeridas por el usuario, con unos costos inferiores. Con estos objetivos van naciendo varios tipos de tuberías:

- Helicoidales.
- Corrugadas, de uno o doble capa.
- Perfil calado.
- Espumadas.

### h) Ensayos en las tuberías:

Los fabricantes de las tuberías deben garantizar la calidad de las mismas, antes de su comercialización, debiendo realizar los siguientes ensayos:

- Ensayo de resistencia.
- Ensayo de absorción
- Ensayo hidrostático.

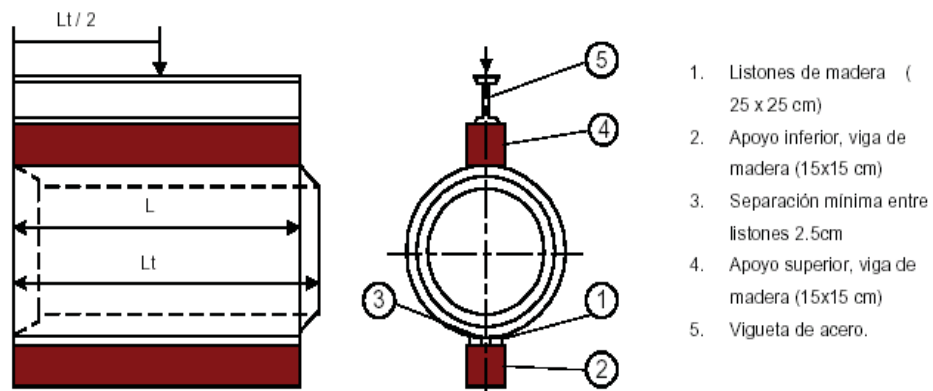
Para la obtención de las muestras se consideran lotes de 300 tubos como máximo y se muestra de la siguiente forma: Del 3% del lote se verifica dimensiones. El 1% se somete al ensayo de resistencia, de sus fragmentos se realiza el ensayo de absorción y otro 1% se somete a la prueba hidrostática.

#### h.1) Ensayo de resistencia

Para los tubos simples se aplica la carga a razón de 3000 Kg. por minuto, el ensayo concluye cuando el tubo presente grietas que atraviesen todo el espesor. La resistencia se mide dividiendo la carga entre la longitud neta del tubo.

##### 1.- Método de los tres puntos

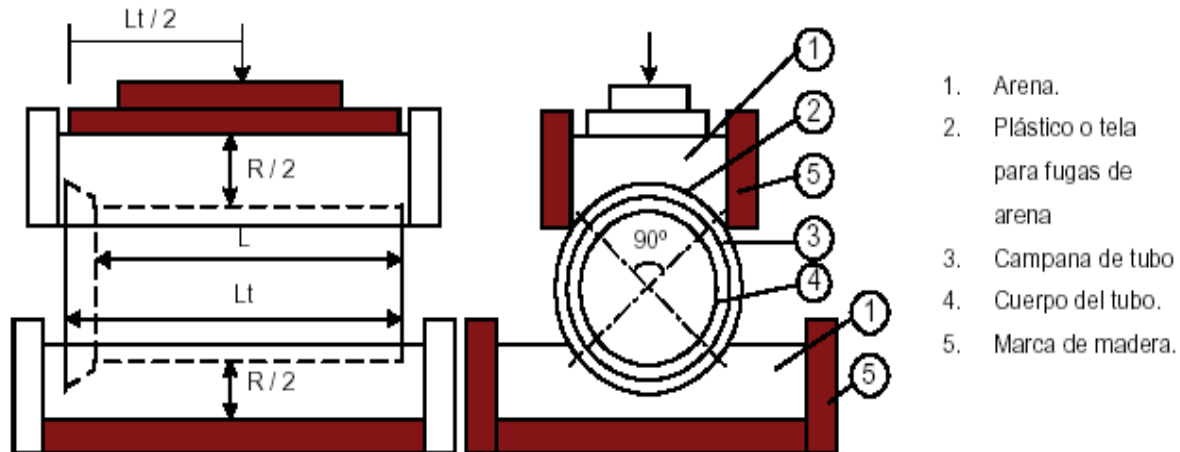
Consiste en colocar el tubo sobre dos listones de madera, de sección cuadrada de 2.5 x 2.5 cm, fijos sobre una viga de madera de 15 x 15 cm de sección, separadas entre sí 2.5 cm por cada 30.5 cm de diámetro nominal del tubo. Este espacio se rellena de mortero de yeso – arena. El apoyo superior es un listón de madera de 15 x 15 cm colocado a lo largo del tubo y asentado sobre una capa de mortero de yeso arena. La carga debe ser vertical y se aplica a través de una viga de acero. Ver figura 7.7.



**Figura 7.7** Método de los tres puntos

##### 2.- Método de colchón de arena.

Este ensayo consiste en apoyar el tubo en la parte superior e inferior, en dos camas de arena de un espesor igual a la mitad del radio del mismo, que cubra un cuarto de su circunferencia. La arena debe ser limpia y contener 5% por lo menos de humedad, deberá pasar por la malla N° 4, la superficie superior de la arena deberá estar nivelada y cubierta con una placa rígida de madera dura, la carga se aplicará al centro de la placa, esta puede ser una máquina de prueba o mediante pesas ubicadas sobre una plataforma que descansa sobre la placa como indica la figura 7.9 la resistencia no debe ser menor a la determinada en la tabla 7.4.



**Figura 7.8** Método de apoyo en colchón de arena.

**Tabla 7.4** Ensayo de resistencia carga de ruptura para tubos simples

Diámetro nominal (Cm)	Método de apoyo tres cuchillas (Kg./m)	Método de apoyo colchón arena (Kg./m)
10	1.490	2.230
15	1.640	2.450
20	1.930	2.900
25	2.080	3.130
30	2.230	3.350
38	2.600	3.900
45	2.970	4.460
60	3.570	5.360

**Fuente:** Alcantarillado sanitario y pluvial Guido Capra

### h.2) Ensayo de absorción

Muestras de tubería de 100 gramos de peso mínimo de forma aproximadamente cuadrada se secan en una estufa a 100<sup>a</sup> C hasta que la pérdida de peso no sea mayor de 0.1% en dos pesadas sucesivas de 2 horas de intervalo, luego se sumerge en agua calentando hasta la ebullición durante 5 horas, la cantidad de agua absorbida no deberá ser mayor del 8% del peso original.

### h.3) Ensayo hidrostático.

Para tubos de concreto que no trabajan a presión, el ensayo hidrostático determina la impermeabilidad contra filtraciones. El tubo se cierra en sus dos extremos con tapones de madera o metal cubiertos de hule para tener un sello hermético. A un tapón se conecta un niple de 19 mm de diámetro con roldana de hule y tuercas al cual se acopla un tubo flexible que conecta a una bomba por la misma se incorpora agua a presión, controlada con manómetro, la medición se aplica en la forma siguiente:

350	g/cm <sup>2</sup>	durante 5 minutos
700	g/cm <sup>2</sup>	durante 10 minutos
1050	g/cm <sup>2</sup>	durante 15 minutos



El tiempo total del ensayo es de 30 minutos. Durante el mismo la tubería no debe mostrar ninguna fuga. Cualquier humedad que aparezca en la superficie como mancha sin que se formen gotas, no se considera como fuga.

### 7.1.2. Tubos metálicos

#### a) Tubos de hierro fundido dúctil

Los tubos de hierro fundido son largamente utilizados para aguas residuales, no solo en instalaciones domiciliarias sino también en tuberías de estaciones de bombeo y colectores de alcantarillado.

En colectores de alcantarillado, este tipo de tubería se recomienda emplear:

- ✎ Cuando la tubería sea instalada en un lugar de paso de vehículos y con un recubrimiento mínimo (tapada).
- ✎ Cuando la tubería sea instalada a grandes profundidades por sobre los límites de resistencia de otros materiales.
- ✎ Cuando existe la necesidad de pasar sobre varios puentes donde la vibración afectaría a otro tipo de materiales.
- ✎ Cuando la pendiente del colector es superior a 15 %.

#### a.1) Juntas en tuberías de hierro fundido dúctil

En tuberías de hierro fundido, se emplean diferentes tipos de juntas entre las que se pueden citar:

**La junta mecánica**, que realiza el cierre, por la compresión de la goma, que se produce a través de la contra brida contra el enchufe del accesorio y la espiga.

**La junta push-on (Tyton)**, tiene montaje deslizante, lográndose la estanqueidad por la presión del agua sobre anillo de goma que va montado entre el tubo y el accesorio de unión.

Las ventajas de la junta push-on frente a la junta mecánica o de brida son:

- a) No son necesarios otros elementos como bridas, contrabridas, o tornillos.
- b) Su montaje es más sencillo que en otros casos, lo que ahorra mano de obra.
- c) Permite que los movimientos del tubo sean absorbidos sin causar problemas.

Los anchos de zanja (B) de acuerdo con el diámetro de la tubería y la profundidad de excavación se representan en la tabla 7.5.

**Tabla 7.5 Ancho de zanja**

Diámetro (mm)	Profundidad de excavación					
	De 0 a 2 m		De 2 a 4 m		De 4 a 6 m	
	Ancho de zanja ( m )					
	s/entibado	c/entibado	s/entibado	c/entibado	s/entibado	c/entibado
100	0.50	0.60	0.65	0.75	0.75	0.95
150	0.60	0.70	0.70	0.80	0.80	1.00
200	0.65	0.75	0.75	0.85	0.85	1.05
250	0.70	0.80	0.80	0.90	0.90	1.10
300	0.80	0.90	0.90	1.00	1.00	1.20
400	0.90	1.00	1.00	1.10	1.10	1.30
450	0.95	1.05	1.05	1.15	1.15	1.35
500	1.00	1.10	1.10	1.20	1.20	1.40
550	1.10	1.20	1.20	1.30	1.30	1.50
600	1.15	1.25	1.25	1.40	1.35	1.60
700	1.25	1.35	1.35	1.50	1.45	1.70
800	1.35	1.45	1.45	1.60	1.55	1.80
900	1.50	1.60	1.60	1.75	1.70	1.95
1000	1.60	1.70	1.70	1.85	1.80	2.05
1100	1.80	1.90	1.90	2.05	2.00	2.25

**Fuente.** Abastecimiento de agua y alcantarillado “Terence J. McGhee”

Los valores del coeficiente de carga (C) puede obtenerse de la tabla 7.7 con la ayuda de la figura 7.9 Los pesos de los materiales comúnmente utilizadas para el relleno posterior son presentados en la tabla 7.6 En la figura 7.10 se muestra las condiciones de cimentación normal para tubería de arcilla y los factores de carga suministrados para cada condición. El factor de carga es la relación del esfuerzo de la tubería cuando es instalada de la manera mostrada con respecto a la que se obtiene en un ensayo normalizado de apoyo en tres puntos.

**Tabla 7.6** Peso unitario del material de relleno

Material	Peso unitario	
	Kg/m <sup>3</sup>	Lb/pie <sup>3</sup>
Arena seca	1600	100
Arena ordinaria	1840	115
Arena mojada	1920	120
Arena húmeda	1920	120
Arcilla saturada	2080	130
Capa superior del suelo saturada	1840	115
Capa superior del suelo de arcilla y arena húmedas	1600	100

**Fuente.** Abastecimiento de agua y alcantarillado “Terence J. McGhee”

Tabla 7.7 Valores del coeficiente C

H/B	Material Granular sin Cohesión	Arena y grava	Capa superior del suelo saturada	Arcilla	Arcilla saturada
	[ A ]	[ B ]	[ C ]	[ D ]	[ E ]
0.50	0.45	0.46	0.46	0.47	0.47
1.00	0.83	0.85	0.86	0.88	0.90
1.50	1.14	1.18	1.21	1.24	1.28
2.00	1.40	1.46	1.50	1.56	1.62
2.50	1.61	1.70	1.76	1.84	1.92
3.00	1.78	1.90	1.98	2.08	2.20
3.50	1.93	2.08	2.17	2.30	2.44
4.00	2.04	2.22	2.33	2.49	2.66
4.50	2.14	2.34	2.47	2.65	2.86
5.00	2.22	2.45	2.59	2.80	3.03
5.50	2.29	2.54	2.69	2.93	3.19
6.00	2.34	2.61	2.78	3.04	3.33
6.50	2.39	2.68	2.86	3.14	3.46
7.00	2.43	2.73	2.93	3.22	3.57
7.50	2.46	2.78	2.98	3.30	3.67
8.00	2.48	2.81	3.03	3.37	3.76
8.50	2.50	2.85	3.07	3.42	3.84
9.00	2.52	2.87	3.11	3.48	3.92
9.50	2.54	2.90	3.14	3.52	3.98
10.00	2.55	2.92	3.17	3.56	4.04
10.50	2.56	2.94	3.19	3.60	4.09
11.00	2.57	2.95	3.21	3.63	4.14
11.50	2.57	2.96	3.23	3.65	4.18
12.00	2.58	2.97	3.24	3.68	4.22
12.50	2.58	2.98	3.25	3.70	4.25
13.00	2.59	2.99	3.27	3.72	4.29
13.50	2.59	3.00	3.28	3.73	4.31
14.00	2.59	3.00	3.28	3.75	4.34
14.50	2.59	3.00	3.29	3.76	4.36
15.00	2.60	3.01	3.30	3.77	4.38

Fuente. Abastecimiento de agua y alcantarillado “Terence J. McGhee”

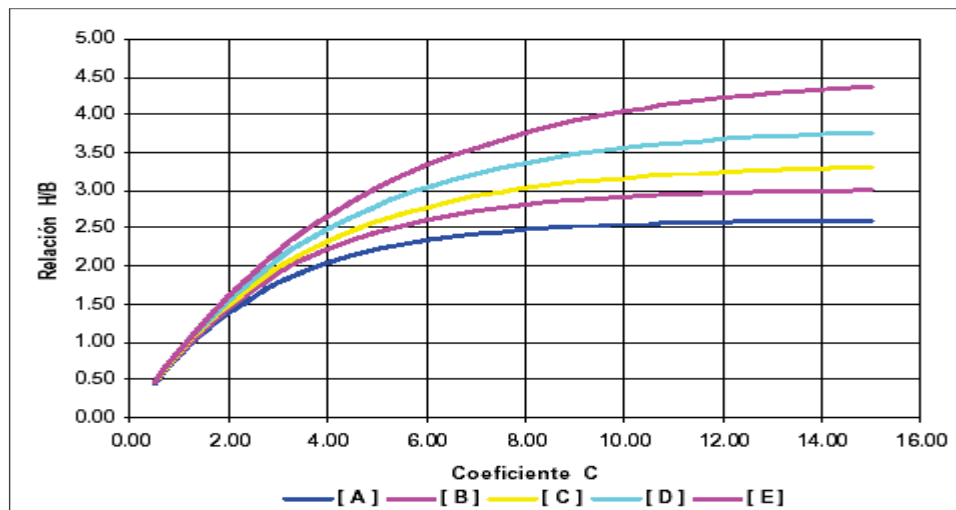
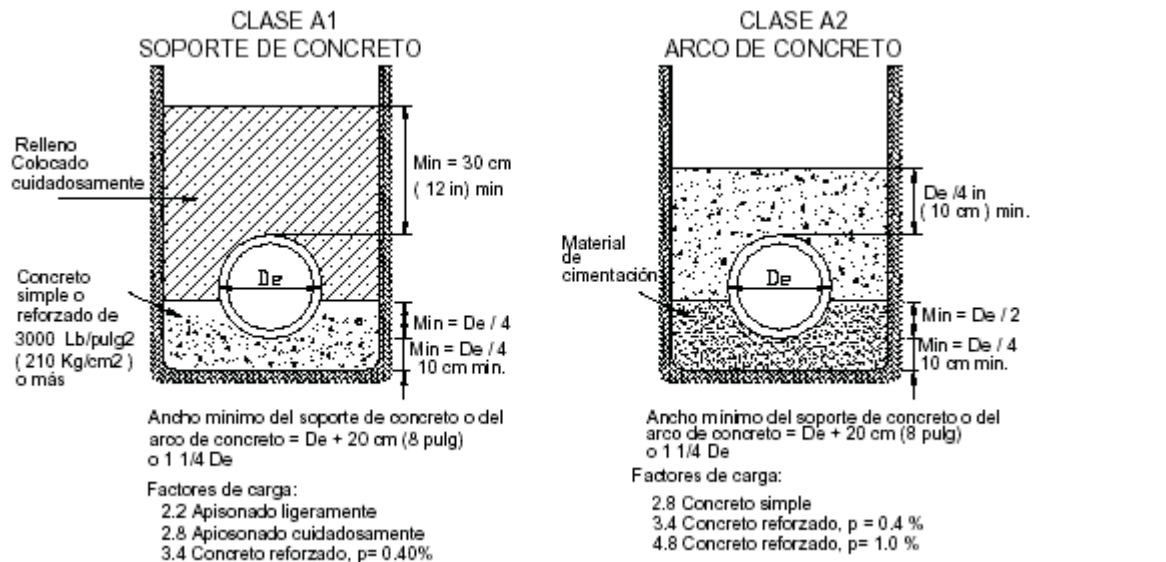


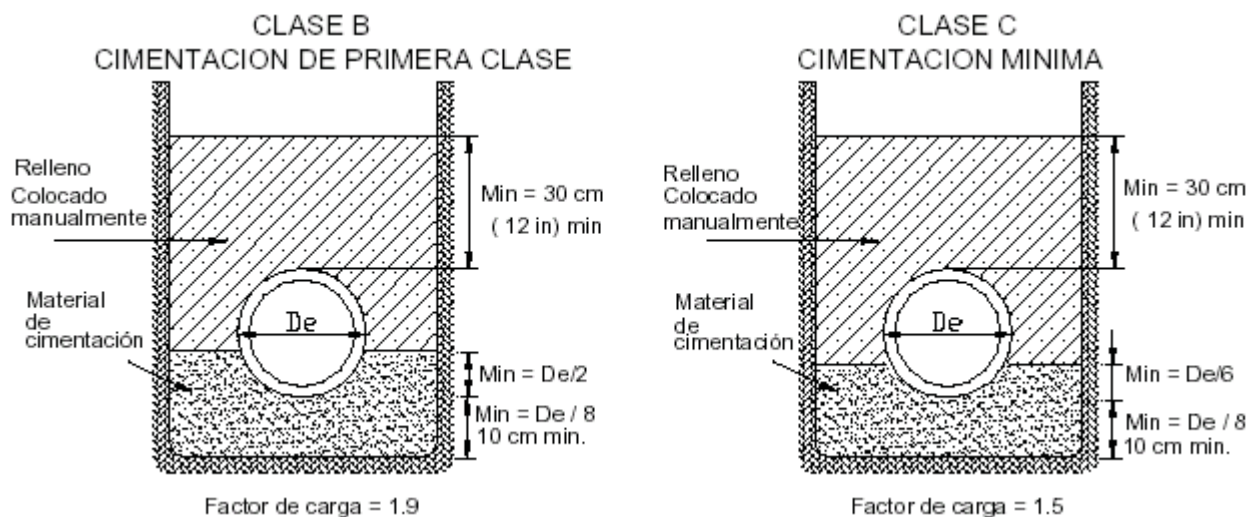
Figura 7.9 Valores del coeficiente C

El suministro de la cimentación adecuada es muy importante al desarrollar la resistencia de la tubería, al asegurar una pendiente adecuada y al evitar la sedimentación subsiguiente. En condiciones de suelo desfavorables (arcillas mojadas, suelos orgánicos, etc.), la cimentación es particularmente importante. En algunos casos puede ser necesario dejar una cubierta en lugar, de construir un piso o inclusive apoyar la tubería sobre columnas. La cimentación clase D ilustrada en la parte inferior de la figura 7.12 no se considera satisfactoria y no se debería permitir en construcciones nuevas. Además de las cargas impuestas por el relleno, las cargas superficiales sobre el suelo producidas por construcciones, materiales apilados, vehículos y fuentes similares pueden alcanzar las alcantarillas enterradas. La proporción de tales cargas que alcancen la tubería se puede estimar a partir de tabla 7.8 y 7.9.

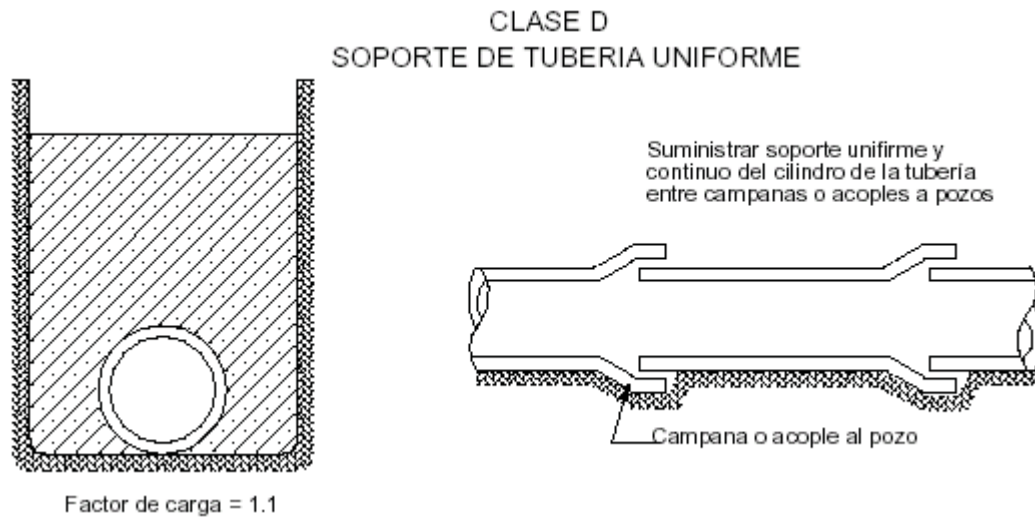
En la tabla 7.8 las cargas “largas” son más largas que el ancho de la zanja en la tabla 7.9, las cargas “cortas”, son aplicadas sobre longitudes que son más cortas que el ancho de zanja o que son perpendiculares a la zanja. Los valores máximos en la tabla 7.9 son para una carga de longitud equivalente al ancho de la zanja. Las mínimas son para longitud equivalente a un décimo del ancho.



**Figura: 7.10** Métodos de cimentación para tuberías de arcilla y factores de cargas aplicadas a la resistencia



**Figura 7.11** Métodos de cimentación para tuberías de arcilla y factores de carga aplicables a la resistencia



**Figura 7.12** Métodos de cimentación para tuberías de arcilla y factores de carga aplicables a la resistencia

**Tabla 7.8** Proporción de cargas superficiales “largas” que alcanzan la tubería en las zanjas

Relación de profundidad a ancho	Arena y capa superior del suelo húmedo	Capa superior del suelo saturada	Arcilla amarilla húmeda	Arcilla amarilla saturada
0.0	1.0	1.00	1.00	1.00
0.5	0.85	0.86	0.88	0.89
1.0	0.72	0.75	0.77	0.80
1.5	0.61	0.64	0.67	0.72
2.0	0.52	0.55	0.59	0.64
2.5	0.44	0.48	0.52	0.57
3.0	0.37	0.41	0.45	0.51
4.0	0.27	0.31	0.35	0.41
5.0	0.19	0.23	0.27	0.33
6.0	0.14	0.17	0.20	0.26
8.0	0.07	0.09	0.12	0.17
10.0	0.04	0.05	0.07	0.11

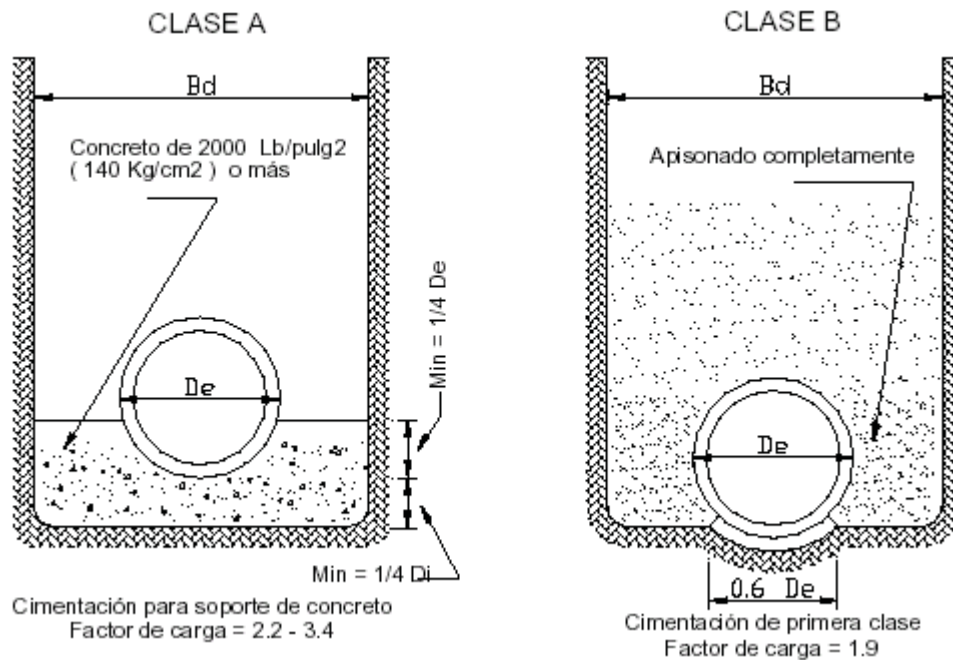
**Fuente.** Abastecimiento de agua y alcantarillado “Terence J. McGhee”

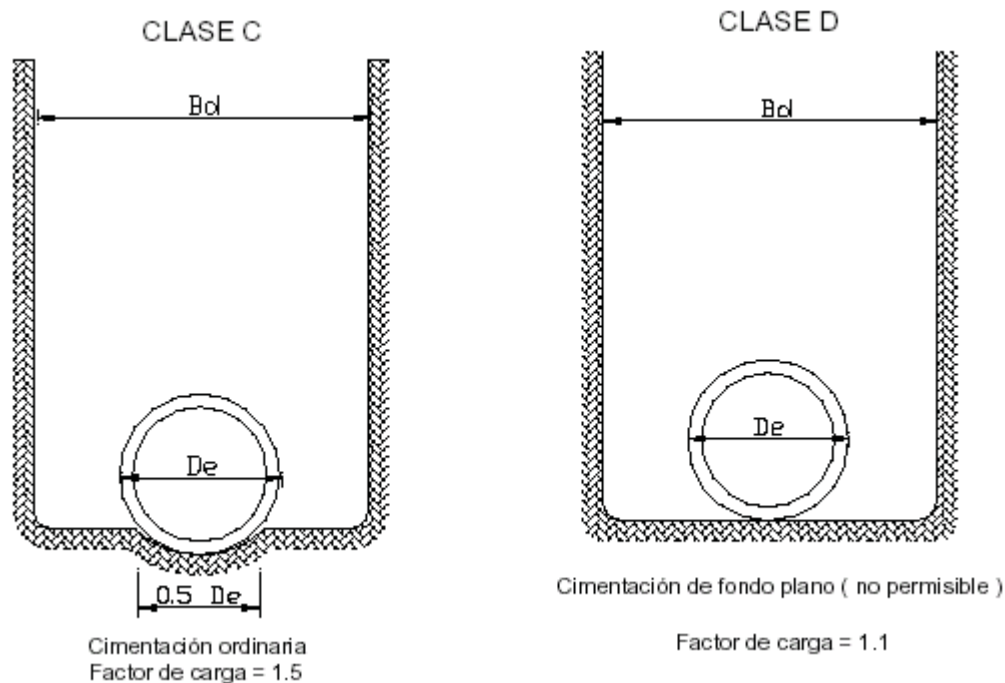
**Tabla 7.9** Proporción de cargas superficiales “cortas” que alcanzan la tubería en las zanjas

Relación de profundidad a ancho	Arena y capa superior del suelo húmedo		Capa superior del suelo saturado		Arcilla húmeda		Arcilla saturada	
	Max.	Min.	Max.	Min.	Max.	Min.	Max.	Min.
0.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
0.5	0.77	0.12	0.78	0.13	0.79	0.13	0.81	0.13
1.0	0.59	0.02	0.61	0.02	0.63	0.02	0.66	0.02
1.5	0.46		0.48		0.51		0.54	
2.0	0.35		0.38		0.40		0.44	
2.5	0.27		0.29		0.32		0.35	
3.0	0.21		0.23		0.25		0.29	
4.0	0.12		0.14		0.16		0.19	
5.0	0.07		0.09		0.10		0.13	
6.0	0.04		0.05		0.06		0.08	
8.0	0.02		0.02		0.03		0.04	
10.0	0.01		0.01		0.01		0.02	

**Fuente.** Abastecimiento de agua y alcantarillado “Terence J. McGhee”

Las cargas sobre las tuberías de concreto, son calculadas de la misma manera como se hace para las tuberías de arcilla. Las clases de cimentación y los factores de carga correspondientes para la tuberías de concreto están ilustrados en la figura 7.10.





**Figura 7.13** Métodos de cimentación en tuberías de concreto y factores de carga aplicables a la resistencia

### 7.3.- Drenaje de excavaciones, agotamiento y entibaciones

Cuando las excavaciones se extienden bajo el nivel freático, el agua fluye dentro de la abertura. Si los estratos sub-superficiales son lo suficientemente permeable, la velocidad del flujo puede ser tan grande para fluidizar el suelo, creando una condición rápida, lo cual puede debilitar el revestimiento y causar la falla de la zanja. Las condiciones rápidas en la zanja pueden ser evitadas bajando el nivel freático con puntos de pozo, es decir, una línea de pozos pequeños conducidos paralelos a la zanja, los cuales son bombeados a una tasa lo suficientemente grande para bajar el nivel freático por debajo del fondo de la abertura. Los puntos pozo pueden ser colocados a lo largo o ambos lados de la zanja, aproximadamente a 2 m (6 pies) de la línea central, 1m (3 pies) de distancia, y extendiéndose bien por debajo del fondo de la zanja. Los pozos individuales están conectados en serie a un encabezamiento conectado a una bomba común.

#### 7.3.1.- Entibado de zanjas

##### 1.- Aspectos generales

##### a) Definición

Se define como **entibado** al conjunto de medios mecánicos o físicos utilizados en forma transitoria para impedir que una zanja excavada modifique sus dimensiones (geometría) en virtud al empuje de tierras. Se debe entender que el entibado es una **actividad medio** y no una **finalidad**. Sirve para poder lograr un objetivo de construcción (colector, galería o fundación) por lo cual la conclusión de la obra es retirada casi en su totalidad.

## b) Necesidad

Como indico anteriormente, tratándose de un **medio**, el entibado puede ser omitido dentro de ciertos criterios lógicos, siempre que se pueda anular el empuje de tierras, por cualquier otro procedimiento o considerar que durante el tiempo que durará la zanja abierta, la tierra no deslizará. Sin embargo en este último caso hay que tomar en cuenta el **factor psicológico** ya que sin la protección de un entibado, el fondo de una zanja produce una sensación de **inseguridad y temor** que influye en el rendimiento de los obreros. Otros factores que influyen en la determinación de usar un entubamiento es la presencia de fundaciones próximas de edificios, pavimentos de calles, cimientos de muros y otro tipo de estructuras. Se recomienda por tanto una cuidadosa observación previa de lo siguiente:

- Al considerar que los taludes de las zanjas no sufrirán grandes deslizamientos, no se debe olvidar que probablemente se producirán pequeñas deformaciones que traducidas en asentamientos diferenciales pueden dañar estructuras vecinas.
- Las fluctuaciones del nivel freático en el terreno modifican su cohesión, ocasionando por lo tanto rupturas del mismo.
- La presencia de sobrecargas como maquinaria y equipo o la provocada por el acopio de la misma tierra, producto de la excavación, puede ser determinante para que sea previsto un entubamiento. En estos casos será la experiencia y el buen criterio de los factores que determinen o no el uso de un entibado.

### 7.3.3.- Cálculo del entibado

Normalmente se efectúa el cálculo, adoptándose entibados ejecutados según disposiciones normalizadas, y normalmente son calculados para grandes galerías y en zanjas muy profundas o en el caso de existencia de estructuras importantes próximas a la zanja. En zanjas con profundidades medias, la disponibilidad de materiales y maquinaria, así como la experiencia del ingeniero o del maestro de obras, definen la elección del entibado, con poca observación del tipo de terreno. Sin embargo es necesario indicar que los **entibados normalizados** están sobredimensionados para los casos normales de obras.

### 7.3.4.- Materiales utilizados en entibados

Para la mayoría de los casos tenemos la madera (ocho, pino u otro tipo de madera de construcción). En casos de mayor responsabilidad y grandes empujes se combina el uso de perfiles de hierro con madera, o solamente perfiles, y muy eventualmente el concreto armado.

#### a) Madera

Son piezas de dimensiones conocidas de 1" \* 6"; 1" \* 8"; 1" \* 10", o en su caso de 2" \* 6"; 2" \* 8"; 2" \* 10" y para listones de 2" \* 4"; 3" \* 4".

Las piezas pueden tener los bordes preparados para ensamble hembra y macho. Se usan también como puntales, rollizos de eucalipto en diámetros mínimos de 4" y 6".

#### b) Acero

Son piezas de acero laminado en perfiles tipo **I** o **H** o perfiles compuestos de los anteriores, soldados (ejemplo doble **II**) o en perfiles de sección especial, lo que se denomina Estaca – Plancha metálica (tablestaca) en este último caso pueden ser de ensamble normalizado. Las dimensiones son suministradas con dimensiones normalizadas, típicas para cada fabricante (Metal



flex, Armco, Bethlem Steel, etc.). Los más utilizados son los perfiles I de 6"; 8" y el perfil H de 6" \* 6". Se utilizan también tablestacas de palanca, y tubos huecos en montaje telescópico, que pueden ser trabados por rosca o presión de aceite.

### **c) Concreto armado**

Se utilizan en piezas prefabricadas de diversas secciones (ejemplo: rectangulares, con ensamble hembra – macho) o piezas fabricadas en sitio.

## **7.3.5.- Tipos de entibados (ver anexos)**

### **a) Apuntalamiento**

El suelo lateral será entibado por tabloncillos de madera de 1" \* 6" espaciados según el caso, trabados horizontalmente con rollizos o puntales de eucalipto con diámetros entre 4" y 6" o vigas solera de madera de diferentes secciones.

### **b) Discontinuo o abierto**

El suelo lateral será entibado por tabloncillos de madera de 1" \* 6", espaciados 16 cm y trabados horizontalmente por soleras (vigas de madera) en toda su extensión y rollizos de eucalipto con diámetros entre 4" y 6" cada 1.35 m con excepción de la extremidad de los listones donde los puntales estarán a 0.40 m.

### **c) Continuo simple o cerrado**

En este caso la contención del suelo se hará con tabloncillos de 1" \* 6", punteadas unas con otras y trabadas horizontalmente con soleras (vigas de madera) en toda su extensión y rollizos de eucalipto con diámetros de 4" y 6" o vigas de 3" \* 6" espaciadas 1.35 m con excepción de las extremidades donde los puntales estarán a 0.40 m.

### **d) Continuo especial o cerrado**

En este caso el suelo lateral será contenido por tabloncillos de 2" x 6", de tipo hembra y macho y trabados horizontalmente por vigas de 3" \* 6" en toda su extensión y rollizos de eucalipto de 6" de diámetro espaciados 1.35 m con excepción de las extremidades de los listones donde los puntales estarán a 0.40 m.

### **e) Metálico-madera**

En este caso el suelo lateral será contenido por tabloncillos de madera 2" \* 6", contenidos en perfiles metálicos doble "T" de 30 cm (12") espaciados cada 2.0 m e hincados en el terreno con la penetración indicada en el proyecto y de conformidad con el tipo de terreno y la profundidad de la zanja. Los perfiles serán soportados con perfiles metálicos doble T de 30 cm (12") espaciados cada 3.0 m. Para las zanjas de profundidad hasta 6.0 m en condiciones normales será utilizado un cuadro de soleras y rollizos. El entibado debe ser proyectado atendiendo las peculiaridades de cada caso. Para evitar sobrecargas en el entibado, el material excavado será depositado a una distancia de la zanja, como mínimo igual a su profundidad. Como referencia, a continuación se describe el entibado recomendable en función del tipo de suelo:

**Tabla 7.10**

<b>Tipo de suelo</b>	<b>Entibado recomendable</b>
Tierra roja y de compactación natural. Tierra compacta o arcilla.	Discontinuo o abierto
Tierra roja, blanca y marrón *Tierra silíceea (seca).	Discontinuo o Continuo simple
Tierra roja tipo ceniza barro saturado	Continuo simple o Cerrado
Tierra saturada con estratos de arena *Turba o suelo orgánico	Cerrado o Continuo especial
Tierra blanca *Arcilla blanda	Continuo o Cerrado
Limo arenoso	Continuo o Cerrado
Suelo granular *Arena gruesa	Continuo o Cerrado
Arcilla cohesiva	Apuntalamiento

**Fuente:** Reglamento técnico de diseño para sistemas de alcantarillado

Cuando el agua se encuentra de manera inesperada, el fondo de la zanja puede estabilizarse temporalmente con grava, roca o escombros. Este tipo de material causará el arqueo entre granos del suelo y evitará su fluidización. El flujo del agua no será detenido mediante esta técnica.

Si el flujo no es tan grande como para causar fluidización, se puede remover permitiéndole correr a lo largo del fondo de la zanja hacia un sumidero, desde el cual es luego bombeado. En la construcción de alcantarillas grandes, se puede colocar un drenaje inferior baldosinado de junta abierta en el fondo de la zanja por debajo de la ubicación de la estructura mayor para suministrar un drenaje más completo y un fondo seco de zanja para la construcción. El drenaje se deja en el lugar cuando se termina de construir la alcantarilla, pero se debe desconectar de tal forma que no genere un drenaje permanente del suelo; Baldosa, pieza plana y de escaso grosor con respecto a su tamaño, por lo general de forma cuadrada o rectangular, de borde o biseles, que se aplica como material de revestimiento para suelos. Suelen ser de cemento hidráulico, cerámica, conglomerado de granito y terrazo

#### **7.4.- Infiltración y uniones de alcantarillas**

Toda el agua que ingresa a una alcantarilla tiene una alta probabilidad de permanecer en ella y pasar de cualesquiera unidades de bombeo y de tratamiento incorporadas al sistema. Como quiera que tanto el bombeo como el tratamiento sean costosos, a menudo es más económico excluir caudales externos que manejarlos una vez entrado. El costo del tratamiento por infiltración depende de la tasa de la infiltración (comúnmente expresada en términos de flujo por unidad de diámetro por unidad de longitud), el diámetro de la alcantarilla, de su longitud y del costo del tratamiento por unidad de volumen. La fuente más común de infiltración son las uniones deficientes, en particular aquellas donde las alcantarillas domésticas se unen a las alcantarillas públicas. Estas conexiones son normalmente hechas por constructores de viviendas como una parte de la construcción de casas y rara vez se hacen de manera adecuada a menos que se exija inspección municipal.

### 7.5.- Alcantarillas construidas *IN SITU*

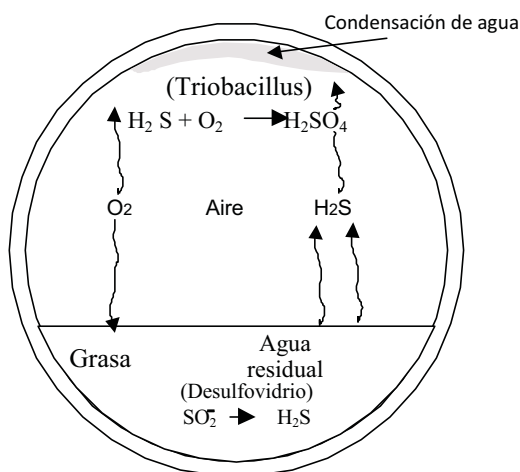
Para las grandes alcantarillas de aguas lluvias, la tubería metálica corrugada o los arcos de tubería pueden ser usados en muchas aplicaciones. Quedan, no obstante, ciertas circunstancias en las que los caudales, las condiciones del suelo o del subsuelo, las consideraciones hidráulicas u otros factores pueden imponer la construcción de alcantarillas fabricadas *in situ*.

La forma de la alcantarilla depende de las consideraciones hidráulicas, de las condiciones de construcción y del espacio disponible. En general, la superficie inferior es curvada para concentrar los flujos bajos y mantener las velocidades de auto limpieza. El fondo debe ser colocado tan pronto como la excavación y la preparación de la fundación estén completas. El remanente de la estructura puede ser instalado en dos o más niveles con retenes de agua en las uniones de la construcción. Cuando una sección de alcantarilla constante se mantiene por alguna distancia, se puede utilizar elementos colapsables de acero para formar el arco.

### 7.6.- Corrosión de alcantarillas

Es posible que el material orgánico se acumule en las alcantarillas sanitarias como resultado de la deposición a velocidades de flujo bajas y de la coagulación de la grasa en la unión de la superficie del agua y la tubería. Este material acumulado será degradado lentamente por las bacterias del agua residual, degradación ésta que, bajo condiciones prevalecientes en muchas alcantarillas, puede estar acompañada por la reducción biológica de los sulfatos presentes en el flujo.

La corrosión de alcantarillas ha sido combatida por cloración, ventilación forzada y revestimiento con materiales inertes. La cloración detiene la actividad biológica, al menos temporalmente. La ventilación forzada reduce la condensación en la corona, elimina el  $H_2S$  de la atmósfera de la alcantarilla, y puede suministrar suficiente oxígeno para prevenir la reducción del sulfato y la producción de ácidos orgánicos. Si las condiciones de la instalación conducen a la corrosión, la alcantarilla puede ser fabricada con un revestimiento integral o ser revestida *in situ* con plástico, placas de arcilla o componentes asfálticos.



**Figura 7.14** Diagrama esquemático de corrosión de alcantarillas

### 7.7 Material para el empleo como cama de arena:

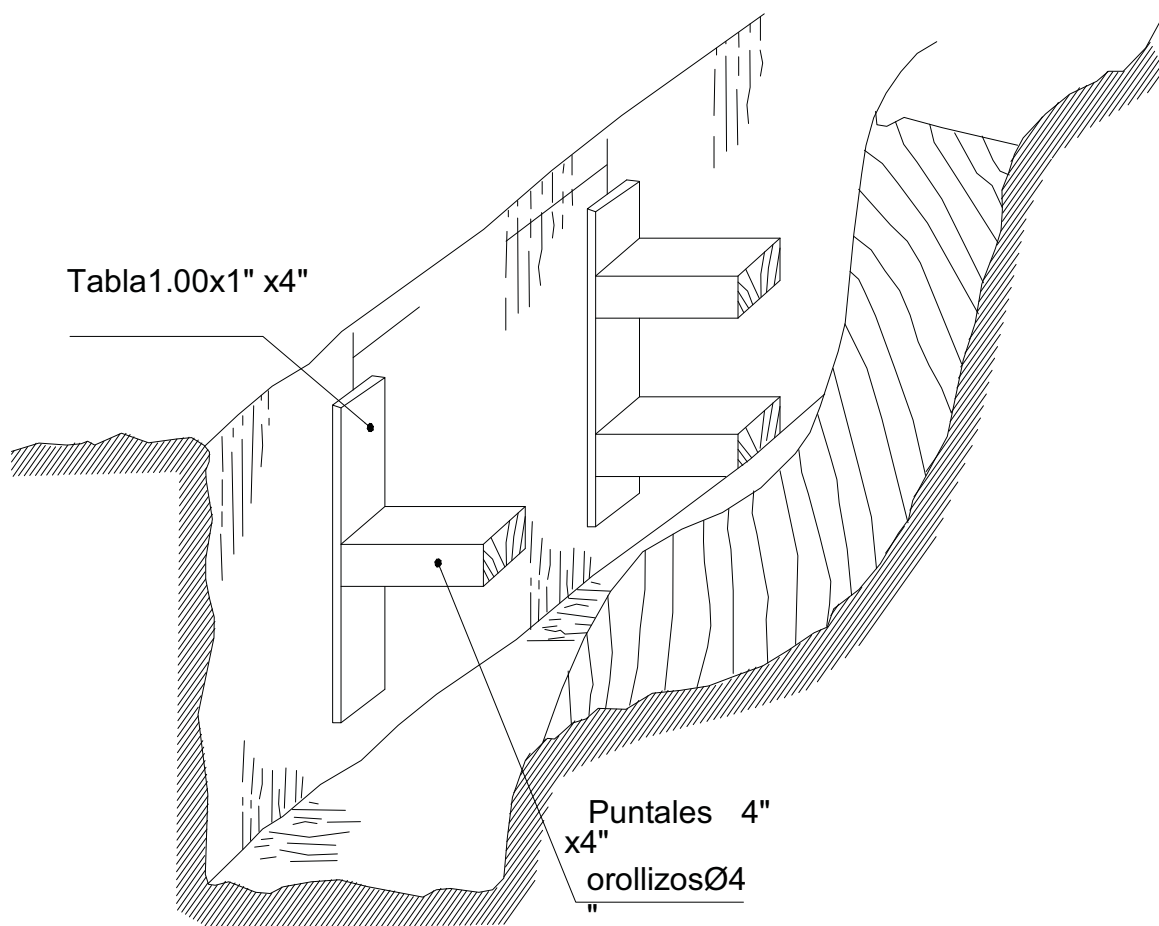
Es la arena compuesto de gravilla y arena gruesa el cual se emplea como cama de arena una altura de 10 cm aproximadamente, en el cual descansa la tubería. El objetivo de este material es evitar la rotura o deformaciones de la tubería.



**Figura 7.15** Material para el uso como cama de arena

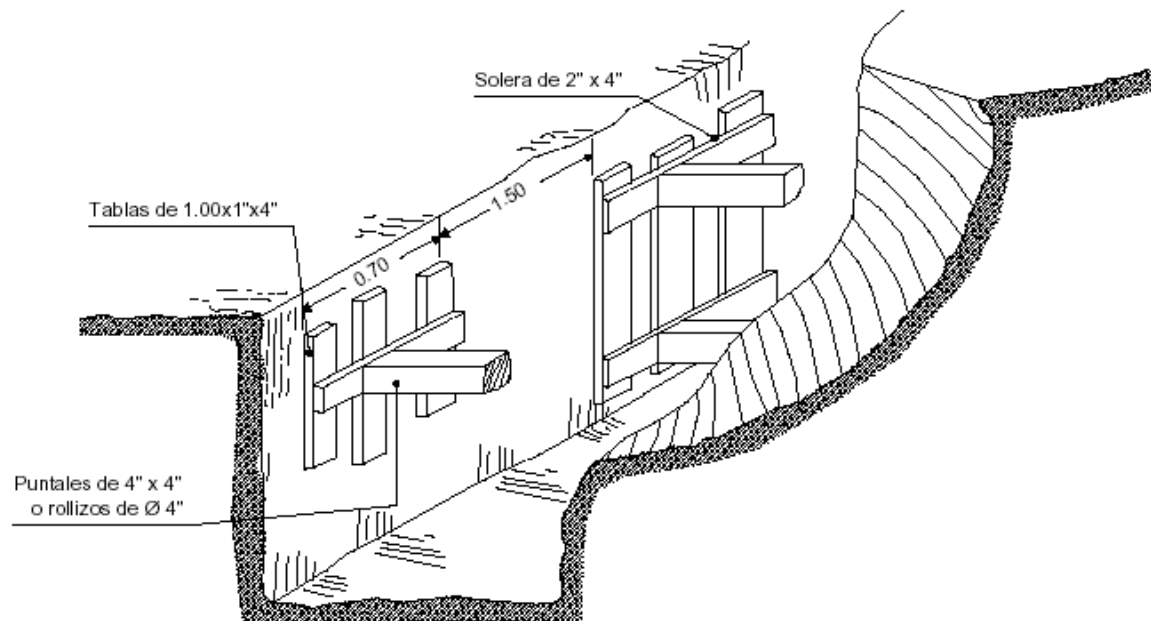
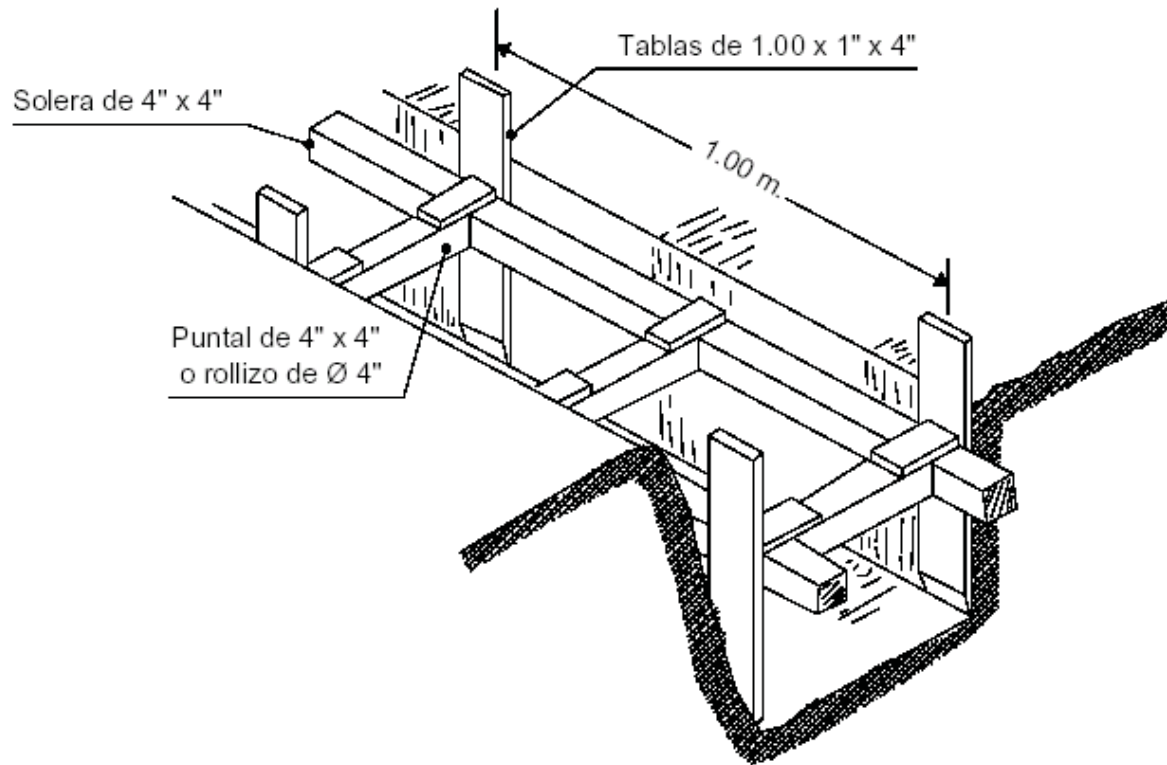
## ANEXO CAP. 7

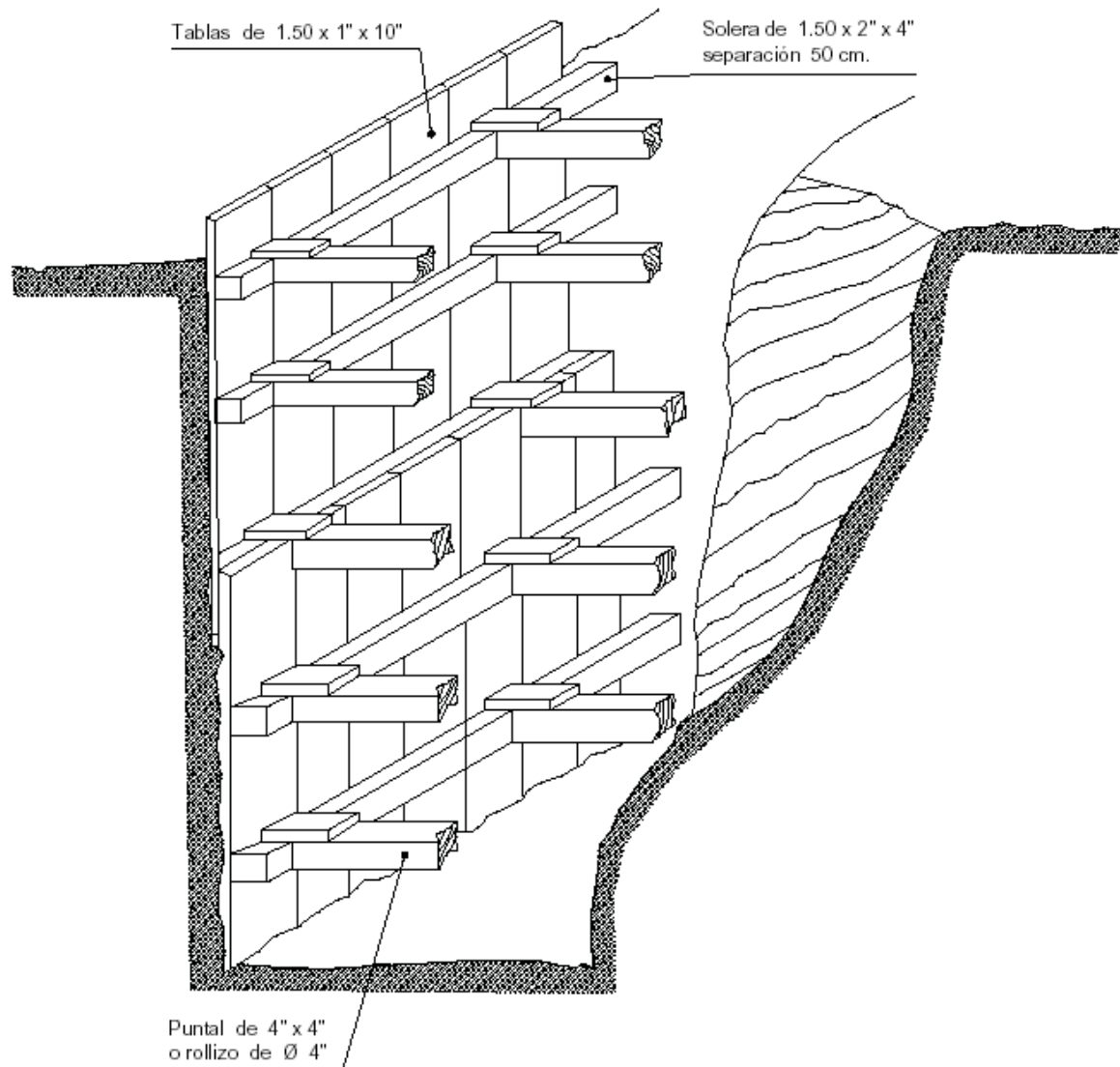
### DETALLE DE ENTIBAMIENTO



**Apuntalamiento de zanjas**

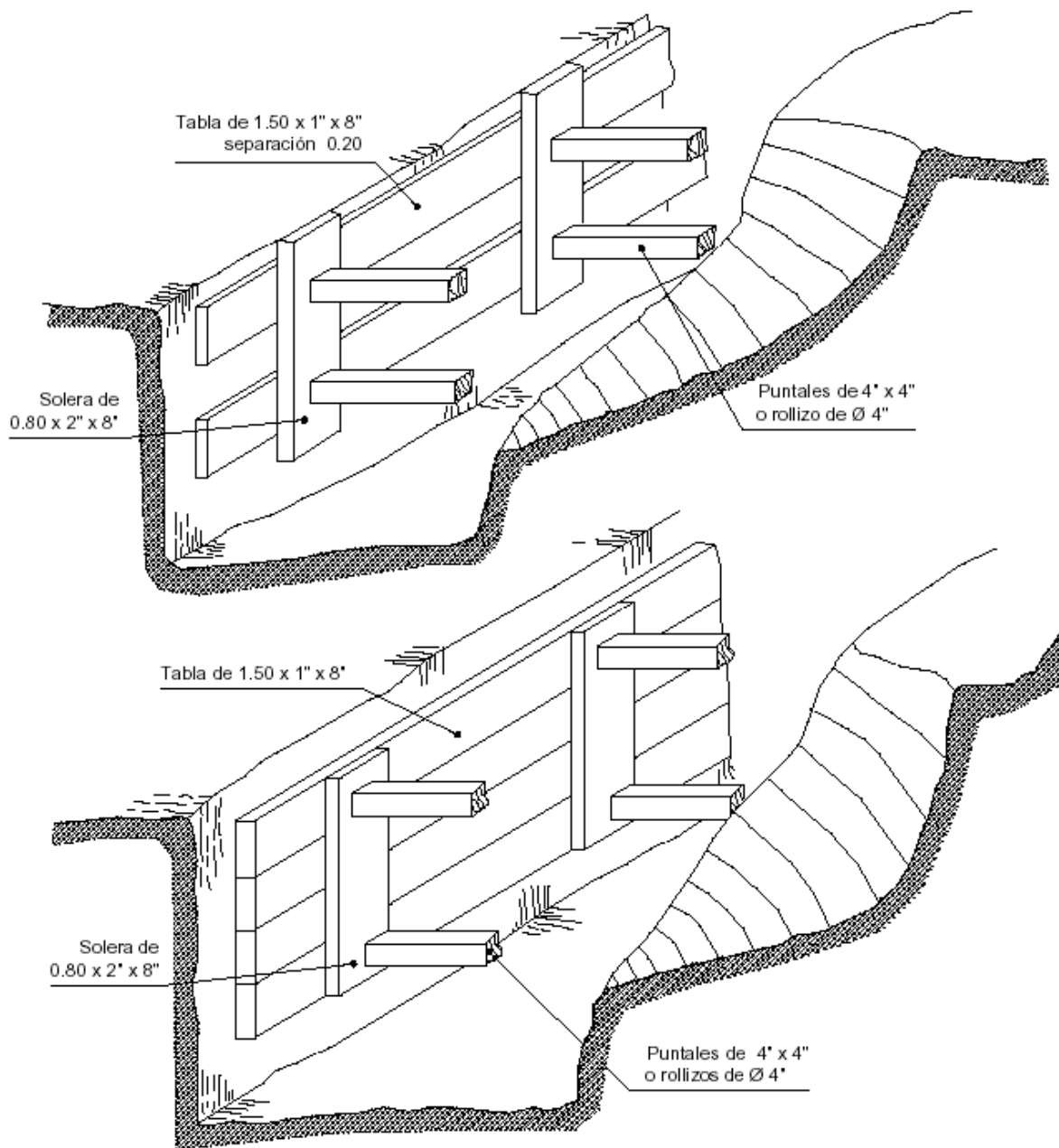
### DETALLE DE ENTIBAMIENTO

**Entibado Abierto**

**DETALLE DE ENTIBAMIENTO****DETALLE DE**

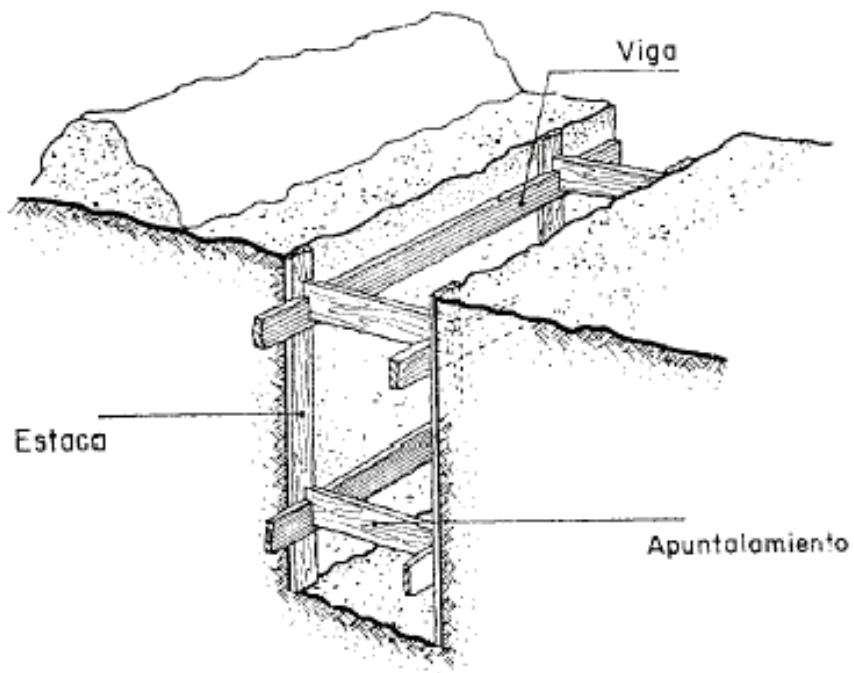
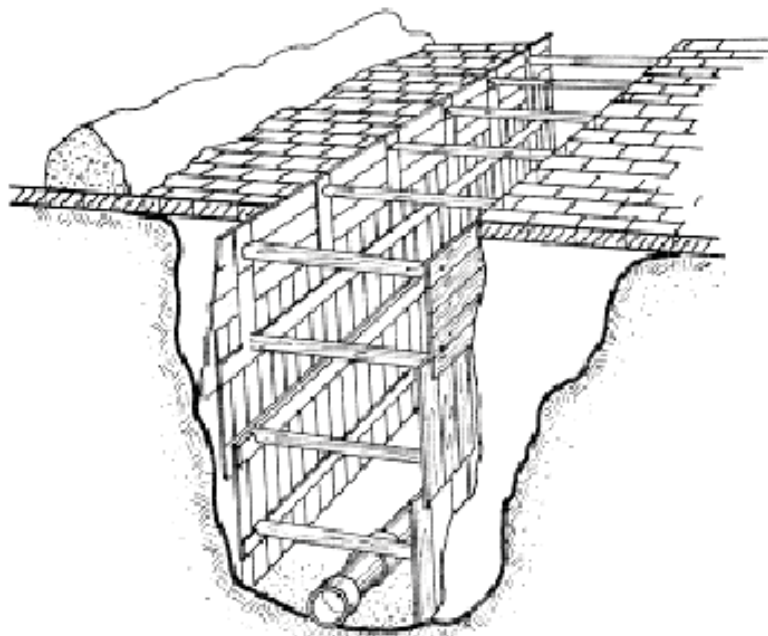


## ENTIBAMIENTO

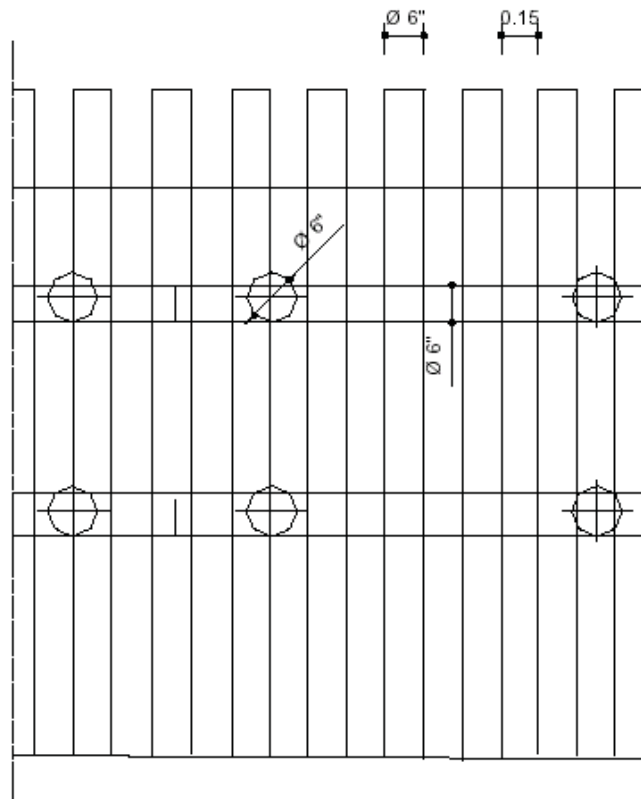


## CLASES DE ENTIBADOS

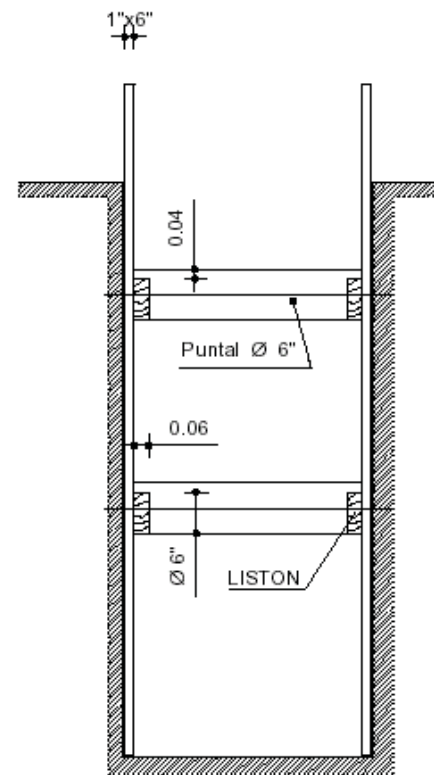


**Entibado Cerrado**

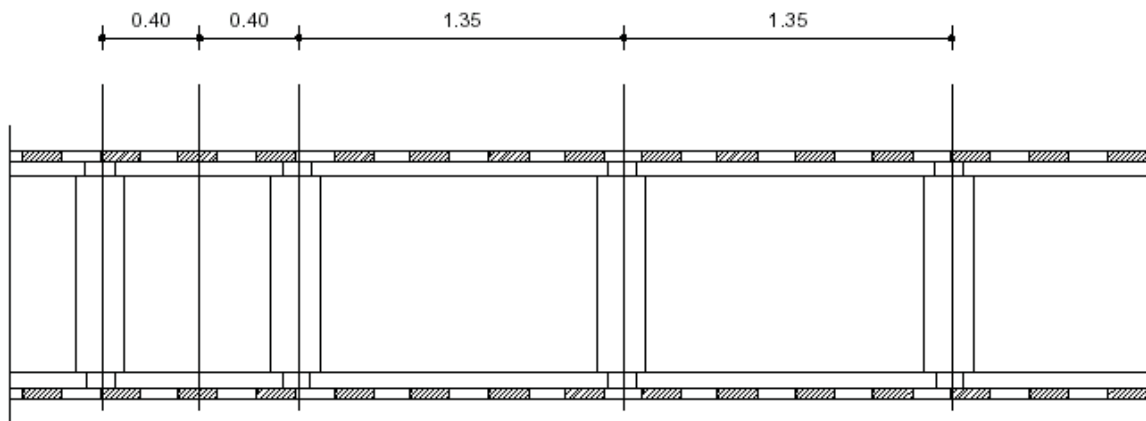
**Entibado Metálico**  
**ENTIBAMIENTO DISCONTINUO O ABIERTO**



ELEVACION

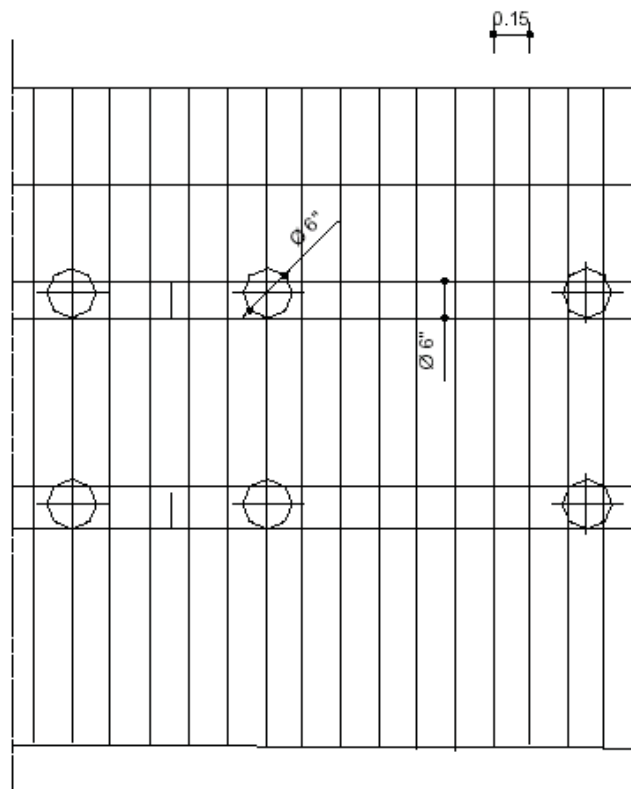


CORTE

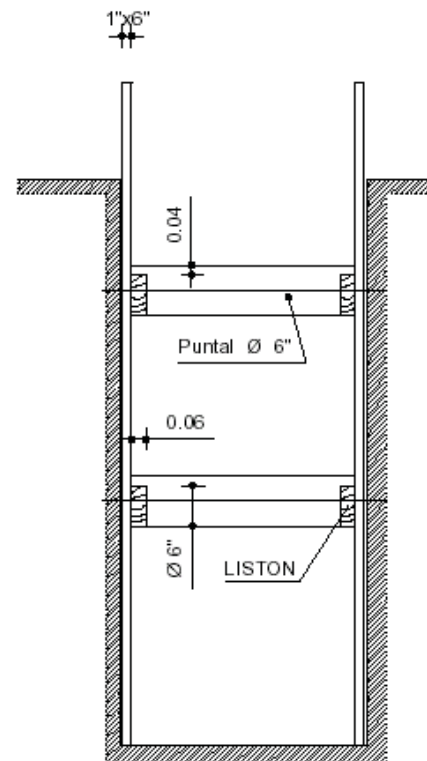


PLANTA

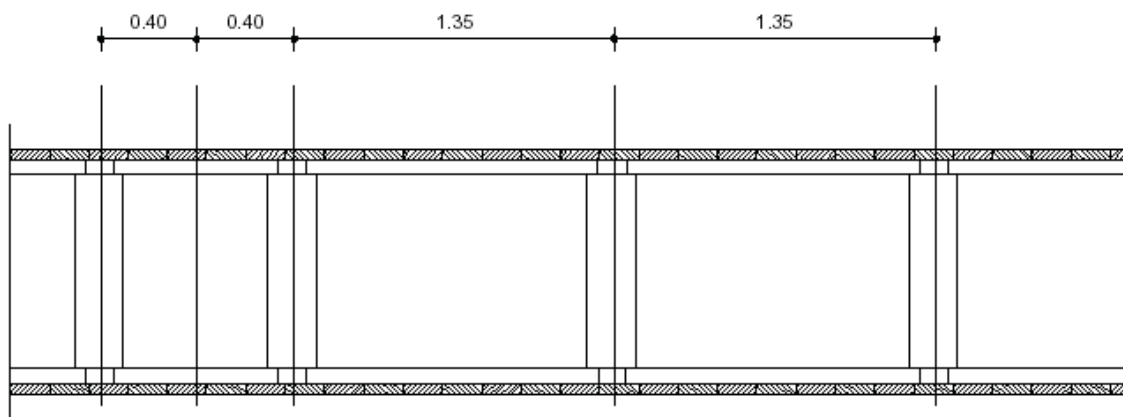
## ENTIBAMIENTO CONTINUO O CERRADO



ELEVACION

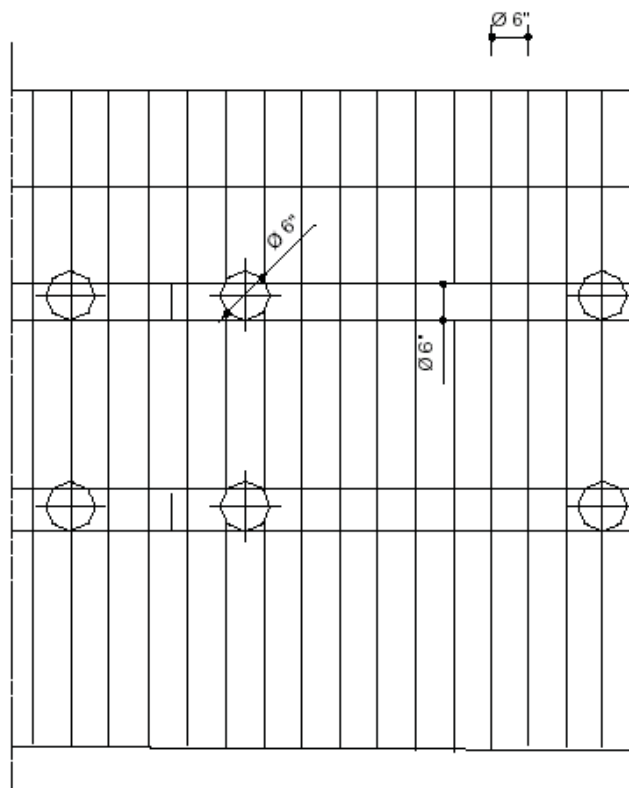


CORTE

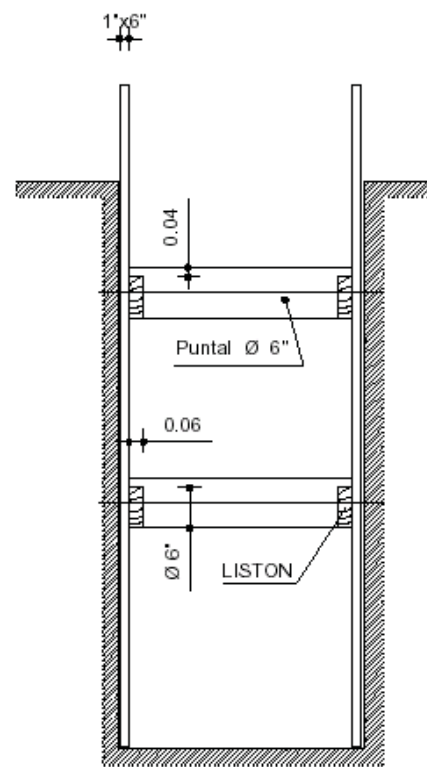


PLANTA

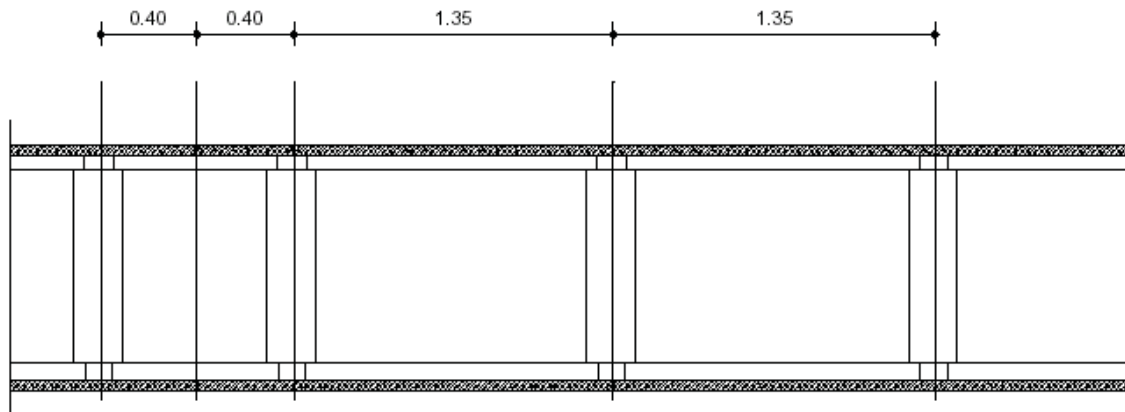
## ENTIBAMIENTO ESPECIAL



ELEVACION

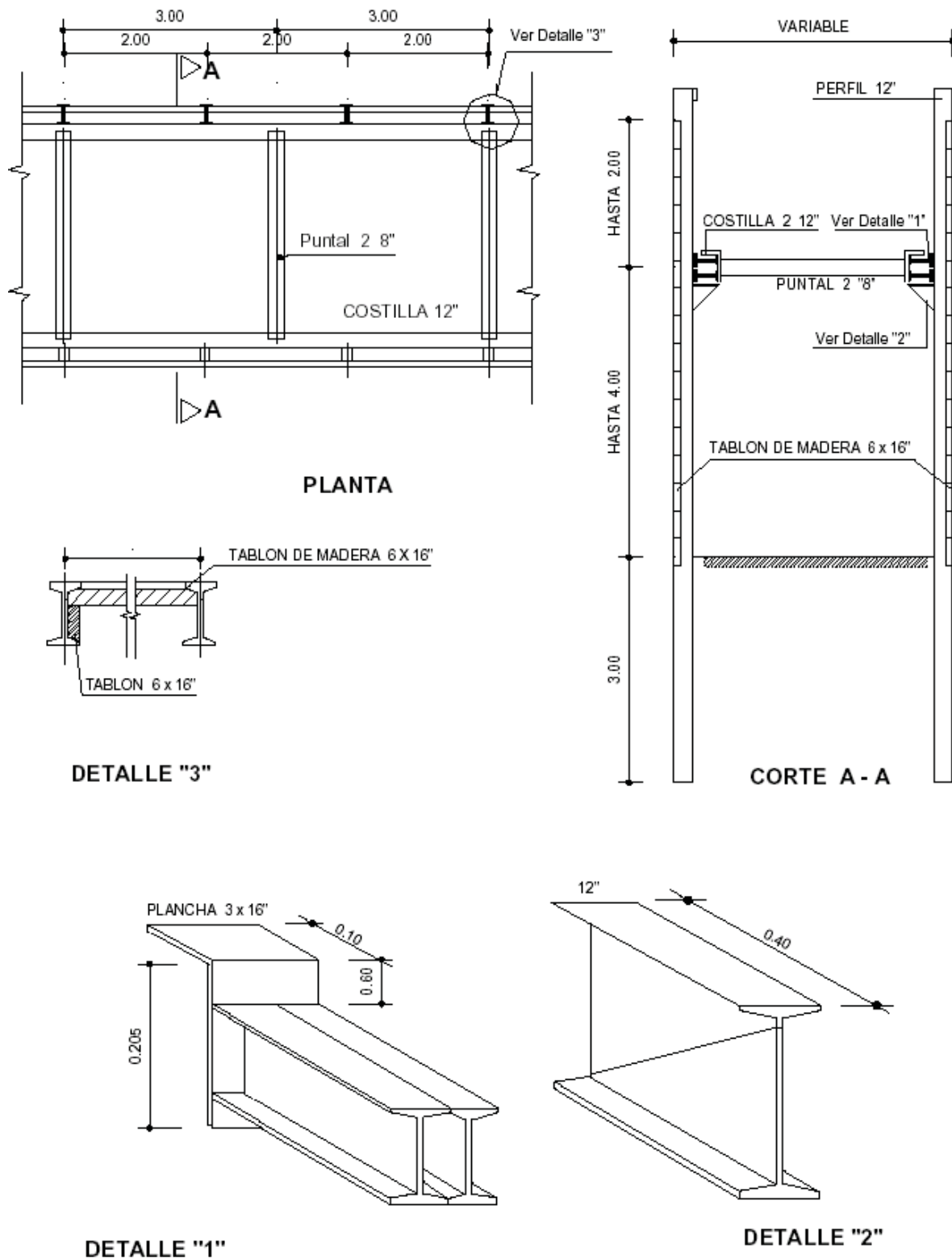


CORTE

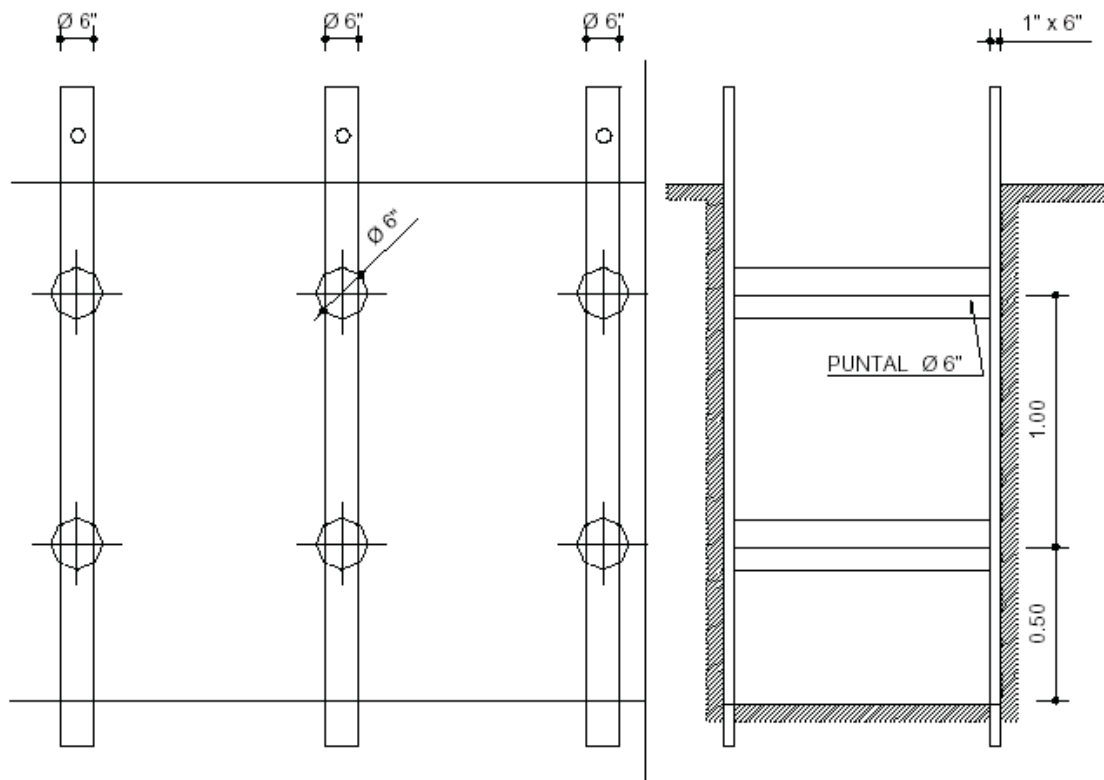


PLANTA

## ENTIBAMIENTO METALICO

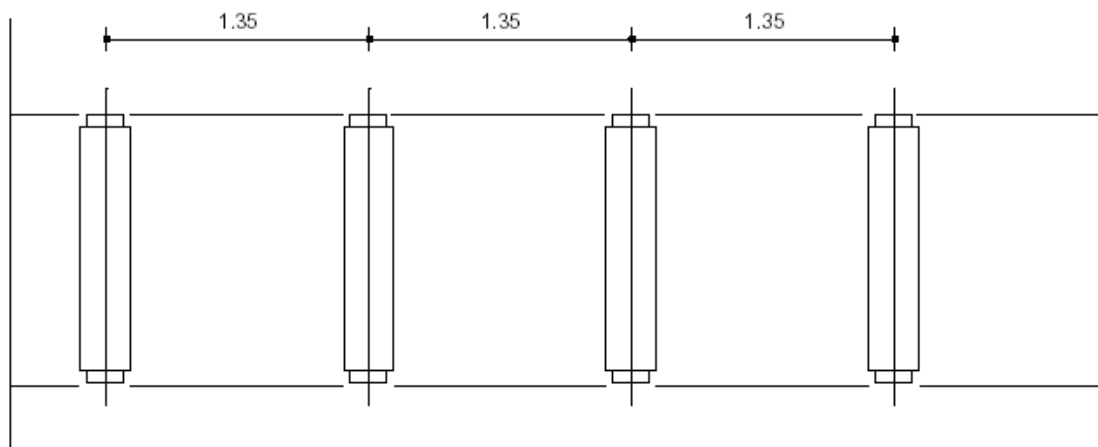


## APUNTALAMIENTO



ELEVACION

CORTE



PLANTA

## CAPITULO VIII

### CONSTRUCCIÓN Y MANTENIMIENTO DE ALCANTARILLADOS

#### 8.1. Técnicas de replanteo y excavación

##### a) Replanteo

Para la iniciación de cualquier trabajo se debe realizar un replanteo, este es un ítem que comprende el suministro de todos los materiales, herramientas, equipos, mano de obra, trabajos y servicios para el replanteo, para la localización en general y en detalle el trazado de los colectores y las obras auxiliares. El área de trabajo deberá ser despejada de troncos, malezas. Cercas y demás materiales u obstáculos. Realizar las investigaciones para determinar la localización general y en detalle de las cámaras existentes a las que se deban conectarse los colectores proyectados debiendo relevar las cotas de terreno y solera de las conducciones existentes y marcar el trazado de los colectores en el terreno. Luego efectuar una nivelación de primer orden, levantando las cotas del perfil longitudinal por donde debe pasar la tubería se debe colocar estacas cada 10 m. En este perfil deberá constar lo diferentes accidentes del terreno perfectamente ubicados y acotados. Las marcas de nivel, monumentos de levantamiento topográfico y trazos de construcción deberán ser conservados cuidadosamente (Ver Cap. II) Cuando una persona responsable (Supervisor de Obra) autorice el uso de crucetas, la orden de servicio contendrá la numeración de las estacas correspondientes al tramo, con la indicación, para cada estaca, de todos los elementos necesarios para la ejecución de los servicios o sea:

- ✎ Cota de terreno (a estaca).
- ✎ Cota de solera (generatriz inferior interna del tubo).
- ✎ Pendiente.
- ✎ Diámetro interno, más el espesor de las paredes del tubo.
- ✎ Altura de la cruceta a ser utilizada
- ✎ Altura de la capa de recubrimiento.

Concluido el replanteo para la excavación de las zanjas, se procede a lo siguiente:

- ✎ Ubicación y marcación de los ejes horizontales de las cámaras de inspección en las intersecciones de las calles. Los puntos serán asegurados con clavos y las distancias serán medidas desde las esquinas de la vereda y otros puntos fijos.
- ✎ Colocación de marcas, con pintura en ambas veredas cada 10 m, servirían como puntos de referencia para la medición de distancias en el eje.
- ✎ Nivelación, con instrumento, cada 10 m, a partir de los puntos de referencia para el levantamiento de niveles, distancias y profundidades necesarias para el programa y cálculo de la excavación
- ✎ Las reglas y crucetas deberán ser de madera de buena calidad y no presentar perforaciones, con el fin de resguardarlas contra torceduras debidas a la acción del tiempo. Las reglas y las cabezas de las crucetas deberán estar pintadas con colores vivos, a fin de que se distingan unas a otras y que sea más fácil la línea marcada.

**b) Excavación:****Figura 8.1** Excavación de zanjas

Comprende el suministro de todas las herramientas, equipos, mano de obra, trabajos y servicios para la excavación mecánica y/o manual de zanjas para la instalación de los colectores, construcción de cámaras de inspección y otros, ejecutados en la clase de terreno que se encuentre y hasta la profundidad indicada en los planos. También comprende el entubado, apuntalado y agotamiento donde fuera necesario. La profundidad máxima de excavación de la red será de 6 m en alcantarillado pluvial y en alcantarillado sanitario es 5m como mínimo 1.0 m. Las profundidades mayores solo serán permitidas con previa justificación por el cálculo de resistencias técnico económica. Para colectores situados por debajo de 4.5 m de profundidad es recomendable proyectar colectores auxiliares más superficiales, previa justificación técnico económica para poder simplificar las conexiones domiciliarias.

Las dimensiones recomendables de zanjas para diferentes diámetros se indican en el Cap. VII tabla 7.5 Para excavaciones donde se tenga que colocar dos o más colectores a la misma profundidad, el ancho de zanja será igual a la distancia entre ejes de los colectores externos más el sobredicho necesario para campo de trabajo y entubamiento fijado. En el caso de tendido conjunto de colectores a diferente nivel, al ancho de la zanja común será igual a la distancia entre ejes de los colectores según la tabla indicada (7.5), más la suma de los sobre anchos que resulten de la profundidad promedio de las zanjas de los colectores, si fueran considerados separados. Todos los trabajos involucrados en la excavación deberán sujetarse a las especificaciones técnicas generales de cada proyecto. Las excavaciones de zanjas se efectúa con maquinaria o a mano, a cielo abierto, de acuerdo a los planos del proyecto e indicaciones del Supervisor, ya que solo él puede introducir modificaciones que crea necesarias. Las excavaciones en túneles solamente se efectuarán en casos especiales. El ancho de zanja será de 0.50 m más el diámetro nominal de la tubería, excavándose hasta la profundidad indicada en los planos. En caso de entibación el ancho se incrementará en 0.10 m\*.



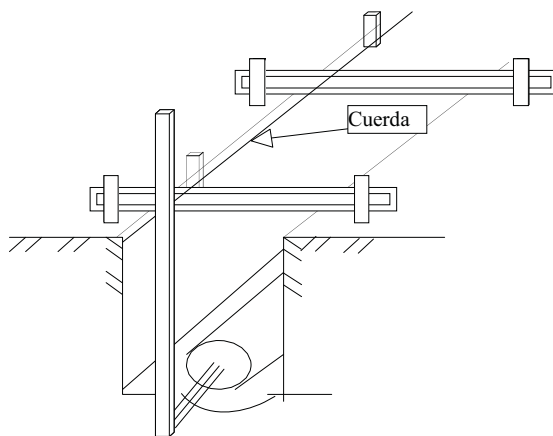
El fondo de las excavaciones de zanjas para tuberías tendrá las pendientes fijadas en los planos y deberán presentar superficies sin irregularidades. El fondo de zanja debe estar afinado y terminado manualmente, preferiblemente poco antes de que vaya a realizarse el tendido de la tubería. Se debe tener seguridad de que dicho fondo se encuentre firme y aceptable como fundación de la estructura que vaya a soportar. Cuando el material se encuentre para asiento de los tubos no sea apto, se excavará el fondo de la zanja a una profundidad adicional mínima de 0.05 m por debajo de la requerida, reemplazando este material con una capa de arena o gravilla de acuerdo a indicaciones del respectivo Supervisor. Si la excavación requiere apuntalamiento, entibado o agotamiento de agua, el sistema será proyectado por la persona responsable de la excavación y posteriormente presentado al supervisor para su aprobación.

## 8.2. Mantenimiento de la dirección y la pendiente

Para que el sistema de recolección y evacuación de aguas residuales o pluviales trabaje como fue proyectado, debe ser construido de acuerdo con los planos y las especificaciones. Es muy importante que la dirección y la pendiente de cada alcantarilla estén establecidas y mantenidas cuidadosamente de modo que las velocidades de auto-lavado sean obtenidas.

Antes de la construcción, el contratista debe establecer una dirección equivalente donde no sea interrumpida ni cubierta; luego, medir desde la dirección equivalente para proyectar la zanja en el terreno. Cuando la zanja ha sido llevada cerca de su pendiente final se colocan tablas guía transversalmente a intervalos de 10 a 15 m, como se muestra en la figura 8.2. La línea central de la alcantarilla se establece en las tablas guía al medir desde la dirección equivalente y clavar un listón vertical para que uno de sus lados esté en la línea central. La cota de cada listón se establece luego y se hace una marca sobre éste en una cota que equivale a una distancia idéntica sobre la pendiente acabada de la alcantarilla en cada tabla guía. Se coloca hacia el interior de cada listón en la marca de la pendiente y se extiende una cuerda de clavo a clavo. Dicha cuerda está en la pendiente de la alcantarilla y directamente sobre su línea central.

La dirección se establece al bajar una plomada desde la cuerda, y la pendiente se verifica con un calibrador en forma de L marcado en la distancia equivalente al desplazamiento vertical entre la cuerda y la soleta de la alcantarilla. Cuando el calibrador se instala en la alcantarilla la marca debe igualar la cuerda. La pendiente se verifica de esta manera en cada longitud de tubería.



**Figura: 8.2.-** Establecimiento de dirección y pendiente de una alcantarilla

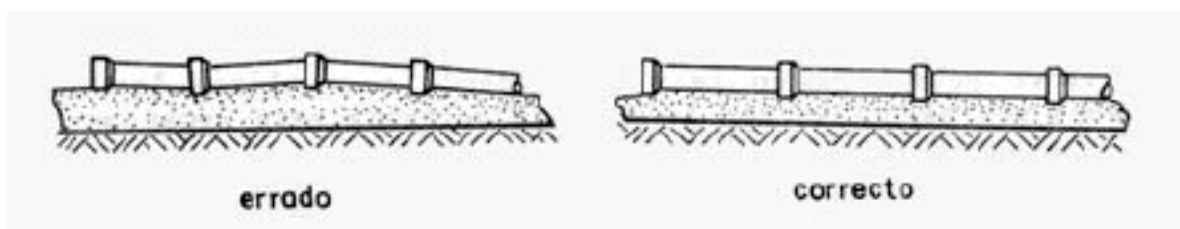
### 8.3. Provisión y tendido de tuberías de hormigón

Comprende el suministro de todas las tuberías de hormigón simple o armado, material de las juntas, herramientas, equipos, mano de obra, trabajos y servicios requeridos para la instalación de los colectores, conexiones de los sumideros y bocas tormenta. Las tuberías así como todos los materiales necesarios, deberán ser provistos y almacenados en una bóveda próxima a la obra.

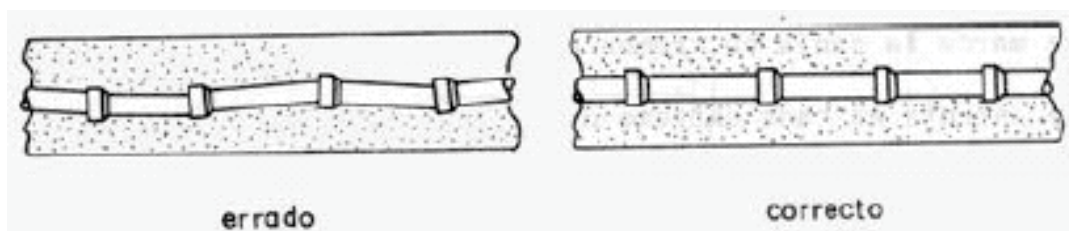
El material deberá ser adquirido al comenzar la obra y será provisto en las cantidades indicadas o no en las listas de los planos y que sean necesarias para su correcta instalación. El material deberá estar disponible con antelación a la ejecución de los trabajos. La colocación de los tubos se hará de aguas abajo hacia aguas arriba, de tal manera que la campana quede situada hacia la parte alta del tramo y cuidando de que el cuerpo de los tubos esté íntegramente en contacto con el lecho de apoyo. A medida que los tubos se colocan, deberán limpiarse las juntas. Cada vez que se interrumpa la colocación de los tubos, la boca de extremo será protegida convenientemente para evitar el ingreso de animales o elementos ajenos.

#### 8.3.1 Asentamientos de Tuberías:

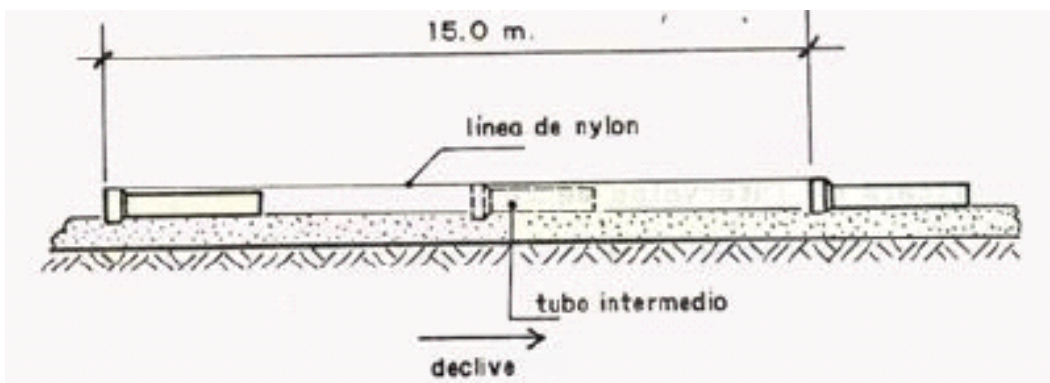
El asentamiento de tuberías debe estar controlado muy cuidadosamente para prevenir problemas posteriores, cuando las tuberías estén ya funcionando. Ver los siguientes gráficos.



Vista lateral



Vista Superior



**Figura 8.3** Asentamientos de Tuberías

#### 8.4. Construcción de cámaras de inspección



**Figura 8.4.-** Construcción de cámara de inspección

La norma de construcción para pozos o cámaras de inspección estándar, serán sin entibado, y deberán tener las dimensiones de la proyección en planta de los muros y serán ejecutadas hasta la profundidad necesaria para alcanzar la cota de desplante de la base, indicada en los planos de construcción respectivos. El mínimo diámetro interno será de 1.2 m. El mínimo diámetro de la boca de ingreso a la cámara de inspección, será de 0.6 m. En fondo de las cámaras de inspección, se construirán canaletas media caña, que permitan el escurrimiento del flujo en dirección aguas abajo. Su ejecución deberá evitar la turbulencia y la retención de material en suspensión.

Estas canaletas tendrán sus aristas superiores a nivel de las claves de los colectores a las que sirven.

### 8.4.1. Ubicación

- ✎ Ubicar en los arranque de colectores.
- ✎ En los cambios de dirección,
- ✎ En los cambios de diámetro,
- ✎ En cambios de pendiente,
- ✎ Para vencer desniveles,
- ✎ En las intersecciones de colectores,
- ✎ En tramos largos, de modo que la distancia entre dos cámaras consecutivas varíe entre 70 a 150 m.
- ✎ En cada cámara de inspección se admite solamente una salida de colector.

### 8.4.2. Separaciones

Las separaciones recomendables entre cámaras de inspección son las siguientes:

- ✎ 100 metros para colectores menores de 400 mm de diámetro y si la limpieza de los colectores es manual.
- ✎ 120 a 150 metros para colectores de 400mm a 1200 mm de diámetro dependiendo de las condiciones hidráulicas del colector.
- ✎ 200 metros para colectores mayores a 1200 mm de diámetro y si la limpieza de los colectores es mecánica o hidráulica.
- ✎ La distancia máxima entre cámaras de inspección debe incrementarse en función del tipo de mantenimiento la cual es del orden de 200 metros.

En cuanto al diámetro de las tapas de las cámaras de inspección se recomienda:

- ✎ Para tuberías de diámetros iguales o menores a 600 mm - tapa de 0.60 m de fierro fundido.
- ✎ Para tuberías de diámetros mayores a 600 mm – tapas de 0.90 m de fierro fundido.

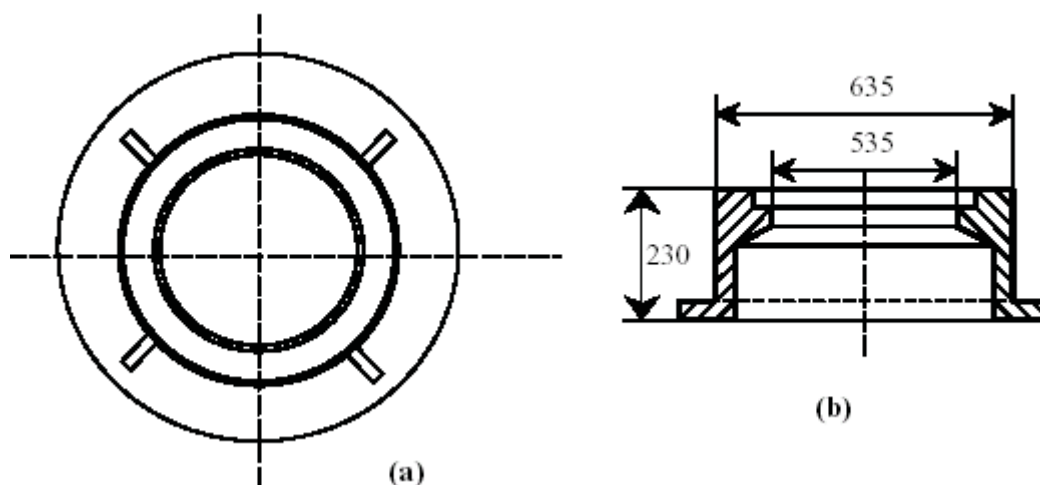
Las cámaras de inspección y limpieza se ubican sobre el eje de las alcantarillas o con ligera desviación y su diámetro debe tener como dimensión mínima 0.60 m y 0.60 x 0.60 m para cámaras rectangulares. El acceso a la cámara puede ser de forma cónica con un diámetro de 0.60 m o cuadrada con dimensiones de 0.60 x 0.60 cm. Las cámaras de inspección circulares, debería tener 1.2 m de diámetro en su base inferior aunque actualmente se acepta hasta 1.0 m. La base de las cámaras puede ser de concreto o de mampostería, en todo caso debe tener una altura mayor o igual a 15 cm. La base se apoya sobre capa de hormigón pobre o gravilla con espesor de 5.0 cm. Los canales de conducción contruidos en la base deben ser de sección semicircular, de manera que permitan el flujo de las diferentes conexiones. La superficie del fondo de la cámara debe tener un pendiente hacia los canales de enlace no menor al 2 % para evitar acumulación de depósitos orgánicos y no mayor al 10 % por razones de seguridad para el personal de limpieza.

### 8.4.3. Aspectos constructivos de los pozos de inspección

Las cámaras de inspección se construyen en concreto simple y armado, mampostería de piedra y mampostería de ladrillo. Pueden ser de sección circular o cuadrada. Las paredes en mampostería tendrán un espesor mínimo de 20 a 25 cm, las juntas se realizarán con mortero de cemento y arena fina en proporción 1:3 ó 1:4, las paredes internas deben ser enlucidas con una capa de 2.0 cm de espesor con mortero de cemento-arena fina 1:2 ó 1:3. Las tapas de las cámaras de inspección, preferentemente serán de hierro fundido, sin embargo, por razones económicas pueden ser también de concreto armado, debiendo ser el diámetro libre de 0.60 m. Existen diversos tipos de tapas de hierro fundido que incluyen variaciones con o sin articulación, su elección depende de la carga a la que estarán sometidas, aspecto que se relaciona con la importancia de la vía o avenida donde será instalada. Las tapas y armaduras más pesadas pesan alrededor de 340 Kg. (750 lb.); las destinadas a las calles de ciudad, alrededor de 245 Kg. (540 lb.); y las más livianas, alrededor de 70 Kg. (150 lb.). Las armaduras livianas y pesadas son ilustradas en la figura 8.2.

### 8.4.4. Cámaras de inspección con caída.

En los pozos de inspección o visita, pueden existir desniveles en la entrada y salida de las alcantarillas de 30 cm o excepcionalmente hasta de 100 cm. para caudales pequeños, estos desniveles se absorben en los canales semicirculares de enlace mediante pendiente uniforme. Para mayores desniveles que provocan velocidades elevadas, se procede a utilizar los pozos con caída con elementos de enlace. Los niveles entre 20 y 40 cm pueden solucionarse incluyendo los mismos en los canales semicirculares. Para desniveles mayores 0.75 m, se deben instalar tuberías de caída que unan el colector con el fondo de la cámara empleando un codo de 90°, además la cámara deberá ser ampliada en el sector inferior del cuerpo de la misma. Para mayores desniveles se procede a utilizar pozos de caída con accesorios de enlace.



**Figura: 8.5.** Armaduras de pozos de inspección. (a) Planta; (b) sección de armadura pesada

## 8.5. Sumideros de aguas de lluvia

Los sumideros o bocas de tormenta son las estructuras hidráulicas encargadas de captar el agua que fluye por las cunetas de las vías con el mínimo de interferencia para el tráfico vehicular y peatonal, evitando se introduzca a los colectores materiales de arrastre.

### 8.5.1. Características de los sumideros

Los sumideros pueden tener o no una capacidad establecida para interceptar el caudal que corre por la cuneta. Todos los tipos de sumideros captan más agua a medida que aumenta la altura de agua en la cuneta, pudiendo parte del caudal, sobrepasar el sumidero. Un sumidero ubicado en un punto bajo de una cuneta, captará eventualmente toda el agua que alcance (siempre que no quede completamente ahogado), pero la altura de agua puede tornarse excesiva si el sumidero no tuviese una altura suficiente. En los casos más comunes, de cuneta con pendiente uniforme en un único sentido longitudinal, las dimensiones significativas son el ancho de la reja normal y el ancho de abertura libre paralela al sentido de escurrimiento en la cuneta.

### 8.5.2. Ubicación de sumideros

Se debe justificar la ubicación, el número y tipo de sumideros de acuerdo a las características de la zona, de tal manera que se garantice que el agua no rebalse. Los sumideros se deben colocar en las vías vehiculares o peatonales, en la intersección de vías y en los puntos intermedios bajos. Existe una serie de reglas y criterios para determinar la correcta ubicación de los sumideros, lo detallamos a continuación:

- ✎ Ubicar los sumideros en puntos bajos y depresiones de la cuneta.
- ✎ En lugares donde se produzca la pendiente longitudinal de las calles
- ✎ Ubicar justo antes de puentes y terraplenes
- ✎ Preferiblemente antes de los cruces de calles (esquinas) o de pasos de peatones.
- ✎ Ubicar en vías de longitud considerable y cuando el escurrimiento puede sobrepasar la capacidad de la cuneta se instala un sumidero intermedio.

### 8.5.3 Construcción de sumideros:

También es necesario tener en cuenta un conjunto de recomendaciones que deben llevarse a la práctica durante la etapa de la construcción, las cuales son:

- ✎ Analizar el esquema geométrico de cada calle, particularmente su sección transversal, de tal forma de decidir si se debe o no construir un sumidero a cada lado, o solo en el lado bajo.
- ✎ En las intersecciones de calles y en especial cuando se deba impedirse el flujo transversal, pueden crearse pequeñas depresiones para garantizar la completa captación de las aguas.
- ✎ No se deben ubicar sumideros en lugares donde no puedan interferir otros servicios públicos como electricidad y teléfonos.

### 8.5.4. Separación entre sumideros

Esta determinado en función de la intensidad de la precipitación, el tipo de calzada y del área de aporte. Sin embargo, en general se mantienen distancias fijas como ser:

**Tabla: 8.1** Distancias entre sumideros

Distancia fija	Zonas
25 m	Centros comerciales y centrales con pavimento de de concreto
30 m	Para vías de tienen 15 m de ancho.
50 m	Para pavimento de adoquín o zonas de baja velocidad de transito

**Fuente:** Reglamento técnico de diseño para sistemas de alcantarillado

Se establece como norma de referencia el espaciamiento máximo entre sumideros en función a la pendiente de la calle según:

**Tabla: 8.2** Pendientes y distancias





Pendiente	Espaciamiento (m)
0.4%	50
0.4% a 0.6%	60
0.6% a 1.0%	70
1.0% a 3.0%	80

**Fuente:** Reglamento técnico de diseño para sistema de alcantarillado

### 8.5.5. Tipos de sumideros

La selección del tipo de sumidero apropiado es importante, ya que de ello depende la capacidad de captación del caudal y en consecuencia del caudal que ingresa al colector.

En general los sumideros se dividen en cuatro tipos:

-  Sumideros de ventana o acera
-  Sumideros de reja o calzada
-  Sumideros mixtos o combinado
-  Sumideros especiales



**a) Sumidero de ventana o acera**

**Figura: 8.6.-** Grafica de un sumidero tipo ventana o acera

Consiste en una abertura a manera de ventana practicada en el bordillo o cordón de la acera, generalmente deprimida con respecto a la cuneta. El sumidero posee además de la ventana, un canal lateral de desagüe, una pequeña cámara de recolección de sedimentos y una tubería de Conexión con el colector público. La longitud de la ventana normalmente es de 1.50m con una depresión mínima de 2.5cm.

El funcionamiento hidráulico de este sumidero es *ineficiente*, en especial cuando no existe la depresión o se encuentra en calles con pendiente pronunciada. Su mayor ventaja radica en su poca interferencia con el tránsito vehicular, al margen de ello son costosos y captan fácilmente desperdicios (basuras), que perjudican su normal funcionamiento.

Para decidir la utilización de este tipo de sumideros debemos considerar las siguientes recomendaciones:

- ✍ Razones de tipo vial en función a una prioridad de la vía
- ✍ Es recomendable su uso en puntos bajos
- ✍ No deben ser utilizados cuando existe la posibilidad de acarreo cuantiosos de sedimentos y desperdicios



**b) Sumidero de reja o calzada**

**Figura 8.7.-** Grafica de un sumidero tipo reja o calzada

Consiste en la ejecución de una cámara donde penetran las aguas pluviales, esta se cubre con una reja para impedir la precipitación de vehículos, personas u objetos de cierto tamaño. Generalmente consta de una reja propiamente dicha, la cámara de desagüe y la tubería de conexión al colector.

Existen numerosos tipos de rejass, tales como de barras paralelas a la dirección del flujo (mas común) en la calzada, de barras normales a dicha dirección. Existen diferentes formas de barras siendo las más comunes las rectangulares y las redondas.

La mayor ventaja de este sumidero, es su capacidad hidráulica bastante superior al de *ventana*, en especial con pendientes pronunciadas. Su mayor desventaja son los inconvenientes que causa el tránsito y la facilidad de captación de desperdicios que taponan el área útil de la reja, además del ruido que se produce cuando un vehículo pasa sobre ella.

Las recomendaciones para la utilización de este tipo de sumidero a continuación:

- Utilizarlos preferentemente en calles o avenidas de pendientes pronunciadas (de un 3% o más)
- Las rejass de barras dispuestas en forma diagonal, por su uso generalizado y por su ventaja para la circulación de bicicletas.
- No se deben utilizar sumideros deprimidos de rejass cuando estos ocupen parte o la totalidad de la Calzada
- No se deben utilizar en puntos bajos, salvo cuando no sea posible colocar los de tipo ventana

### c) Sumidero mixto o combinado



**Figura 8.8.-** Grafica de un sumidero combinado

Es una combinación de los dos anteriores, tratando de tomar de cada uno de ellos lo más positivo, mejorando la eficiencia del sumidero de ventana y reduciendo la ocupación de la calzada para el sumidero de rejillas.

Las recomendaciones prácticas para su utilización son las siguientes:

- Utilizarlos en lugares donde sería en principio, preferibles los sumideros de ventana, pero donde la eficiencia de captación de estos sea menor del 75%
- Es recomendable suponer un área efectiva del 67% del área total de la rejilla y la ventana.

### d) Sumideros especiales

Son aquellos que tienen una configuración algo diferente de los anteriores. Son utilizados en los siguientes casos:

- Conexión de calles con canales abiertos o caudales naturales
- Colección de aguas superficiales de áreas extensas
- Conexión directa entre colectores y pequeñas calles naturales

Para el cálculo de los diferentes tipos de sumideros, ver el capítulo de referente al “Diseño del alcantarillado pluvial”

## e) Diseño de los sumideros (ver capítulo VI)

### 8.6. Sifones

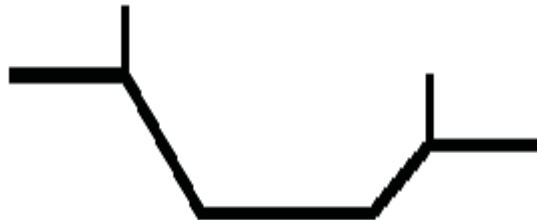
En el proyecto de los sistemas de la evacuación de las aguas residuales, la topografía local puede exigir la ejecución de obras especiales denominadas Sifones Invertidos con el fin de evitar obstáculos tales como quebradas, ríos, canalizaciones de aguas pluviales, carreteras, etc. **Es decir** accidentes topográficos. Tales alcantarillas fluirán llenas y estarán bajo alguna presión, de modo que deben ser diseñadas para resistir presiones internas bajas, así como también cargas externas. Así mismo es importante que la velocidad sea mantenida relativamente alta (al menos 0.9 m/s) para evitar la deposición de sólidos en lugares que serán muy difíciles o imposibles de limpiar.

Los sifones invertidos deben estar conformados por dos o más tuberías, dependiendo del caudal de diseño que se necesite conducir. El diámetro mínimo es de 150 mm (6") Las estructuras de entrada y salida para los sifones invertidos deben estar instaladas en pozos de inspección u otros accesos que deben ser construidos para su mantenimiento y limpieza.

#### 8.6.1. Tipos de Sifones

Los principales tipos de sifones son los que se indican a continuación:

**8.6.1.1 Ramas oblicuas,** se emplea para cruces de obstáculos para lo que se cuenta con suficiente desarrollo, y en terrenos que no presentan grandes dificultades de ejecución.



**8.6.1.2 Pozo vertical,** con una o dos ramas verticales, son preferidos para emplazamientos de poco desarrollo o en caso de grandes dificultades construidas. Sus características; de fácil limpieza y reducido espacio, los hacen muy aconsejables.



### 8.6.1.3 Ramas verticales, similar al inciso b



### 8.6.1.4 Con cámaras de limpieza, tiene su aplicación en obras de cruce de vías subterráneas



El sifón invertido es una obra de costo relativamente elevado y presenta dificultades de limpieza y desobstrucción, razón por la cual debe ser utilizado solamente después de un estudio comparativo con otras alternativas.

## 8.6.2 Velocidades

Para obtener una buena auto-limpieza en el sifón, el objetivo fundamental de un proyecto consiste en garantizar una condición de escurrimiento tal, que por lo menos una vez por día propicie la auto-limpieza de las tuberías a lo largo del periodo de proyecto. Para esto, es necesaria la determinación minuciosa de los caudales de aguas Residuales afluentes al sifón.

Un criterio de dimensionamiento, que está siendo adoptado con gran éxito en Brasil, es el de garantizar una velocidad igual o superior a 0.60 m/s, para el caudal medio, a lo largo de todo el periodo de proyecto. Este criterio, da resultados próximos a aquellos obtenidos por el uso del criterio considerado racional de garantizar la auto-limpieza con velocidad de 0.9 m/s para el caudal máximo de una día cualquiera. Esto ocurre porque éste caudal máximo de Aguas Residuales es obtenido multiplicando el caudal medio (excepto el de infiltración) por el coeficiente de la hora de mayor contribución,  $K_2$ , que normalmente es admitido igual a 1.5.

La velocidad máxima, es función de las características del material del sifón y de la carga disponible, de un modo general, la misma no debe ser mayor a 3.0 ó 4 m/s.

## 8.6.3 Diámetro mínimo

Considerando que para tuberías de menor dimensión es mayor la posibilidad de obstrucción, es recomendable que el diámetro mínimo del sifón tenga un valor similar al fijado para los colectores, esto es, 150mm.

Por tanto se recomienda un diámetro de 150 mm como diámetro mínimo.

#### 8.6.4. Número de tuberías

El sifón invertido deberá tener, como mínimo dos líneas, a fin de hacer posible el aislamiento de una de ellas sin perjuicio del funcionamiento, cuando sea necesaria la ejecución de reparaciones y/o desobstrucciones. En el caso de existir grandes variaciones de caudal, el número de líneas debe ser determinado convenientemente para garantizar el mantenimiento de la velocidad adecuada a lo largo del tiempo.

#### 8.6.5. Perfil de sifón

La facilidad de limpieza y las pérdidas de carga son dos aspectos que deben ser considerados para la definición del perfil del sifón. El perfil de mayor uso es el que se asemeja a un trapecio con la base menor para abajo y sin la base mayor. Así la elección del perfil sea función de las condiciones locales y del espacio para su implantación, es de importancia fundamental que se procure proyectar el sifón con ángulos suaves que permitan la utilización de equipos simples para la limpieza y desobstrucción.

#### 8.6.6. Cámaras visitables

El sifón invertido debe ser proyectado con dos cámaras visitables, cámara de entrada y cámara de salida.

##### 1.- Cámara de entrada

La cámara de entrada debe ser proyectada de manera de orientar el escurrimiento hacia las tuberías que constituyen el sifón propiamente dicho, debe prever además dispositivos que permitan:

- El aislamiento de cualquiera de las líneas para su limpieza.
- El desvío del caudal afluente para cualquiera de las líneas, aisladamente o en conjunto con otra.
- El desvío o by – pass directamente para un curso de agua o galería.
- La entrada de un operador o equipos para desobstrucción o agotamiento.

Los dispositivos para aislamiento de tuberías pueden ser compuertas de madera, que deslizan en ranuras apropiadas, o vertederos adecuadamente dispuestos para permitir la entrada en servicio de la nueva tubería después de alcanzar el límite de la capacidad de la anterior. Generalmente han sido utilizadas compuertas que tienen la ventaja de poder distribuir mejor los caudales, de modo de mantener siempre una velocidad mínima de auto limpieza; sin embargo, ésta alternativa tiene la desventaja de requerir la entrada de personas en la cámara para efectuar la operación de las compuertas.

La utilización del vertedor lateral tiene la ventaja de evitar la entrada frecuente de personas en la cámara, sin embargo ocasiona mayor pérdida de carga, pues es considerado un obstáculo sumergido, cuando el escurrimiento pasa sobre él. Cuando es utilizado el vertedor lateral, deben ser tomados los debidos cuidados en relación a las velocidades para atender las condiciones de auto-limpieza.

## 2.- Cámara de salida

Debe ser también adecuadamente proyectada de modo de permitir la inspección, al aislamiento y la limpieza de cualquier línea del sifón. Las soleras de los tubos afluentes y de la tubería de salida quedarán rebajadas, en relación a la tubería de llegada en la cámara de entrada, en  $1/3$  del valor correspondiente a la pérdida de carga a lo largo del sifón, más las pérdidas localizadas.

Las cámaras de Entrada y Salida deben ser proyectadas con dimensiones adecuadas, de modo que permitan al acceso y movimiento de personas y equipos, en forma cómoda durante las operaciones que se realicen en las mismas.

### 8.6.7. Ventilación

Considerables cantidades de aire y gases son arrastrados por el escurrimiento de Aguas Servidas en los colectores que funcionan en lámina libre. En cambio, éste flujo es interrumpido en la cámara de salida del sifón, ya que el escurrimiento en el sifón se efectúa en conducto forzado.

Debido a esa interrupción, se produce una acumulación de aire y gases que origina una presión positiva en la cámara de entrada, y puede provocar el escape de gases con olor desagradable a través de orificios y aberturas en las tapas de acceso a las cámaras. Si la cámara de entrada fuese completamente hermética, los gases efectuarían un camino en sentido inverso al escurrimiento hasta conseguir salir por las cámaras de inspección aguas arriba del sifón.

En éste caso, todo el oxígeno extraído de la cámara y los gases (principalmente el sulfhídrico que se desprende del líquido debido al aumento de turbulencia) se concentran pudiendo ocasionar serios problemas de olor. Con la acumulación de los sulfatos en la cámara de entrada, el ambiente se torna altamente tóxico, y puede ocasionar la muerte de los operadores que visiten la cámara sin la debida máscara de protección. Para minimizar este problema, se puede interconectar las cámaras de entradas y salida por medio de una tubería, de modo que los gases sean transferidos para la cámara de salida y arrastrados por el flujo de aguas residuales aguas abajo del sifón. Dependiendo de la ubicación de la cámara de entrada, los gases pueden ser lanzados a la atmósfera siempre que las condiciones ambientales locales no sean afectadas.

La evacuación de aire y gases se produce a través de una tubería con diámetro que varía desde un décimo hasta la mitad del diámetro del sifón. Cuando se interconectan las cámaras, esta tubería generalmente es ubicada en forma paralela a las tuberías del sifón.

### 8.6.8. Técnica de construcción

La técnica de construcción siempre que el obstáculo a salvar éste constituido por un arroyo o río, con un caudal de volumen apreciable, sigue alguno de los siguientes métodos:

1. Se monta un andamio perpendicular a la dirección de la corriente; el sifón se instala sobre el andamio y luego se produce su descenso en bloque hasta que repose en un canal excavado con anterioridad para éste propósito.
2. El sifón, previamente montado, se suspende mediante grúas flotantes y se sumerge luego hasta reposar en la zanja excavada para tal fin.
3. El sifón se monta en tierra; se obturan ambos extremos; se recubre el exterior del sifón con hormigón proyectado o encofrado, hasta que el peso del sifón compense su flotabilidad en el agua; de esta forma se consigue una protección suplementaria contra la corrosión; se conduce el sifón haciéndolo flotar mediante boyas, hasta que

esté situado sobre el canal excavado previamente, se sueltan las boyas y se sumerge el sifón llenándolo con agua.

4. Se ejecuta el montaje del sifón en la orilla del río que constituye el obstáculo. Desde la orilla opuesta y mediante cables, éste es remolcado hasta su emplazamiento definitivo, por vehículos que circulan sobre una vía dispuesta en la prolongación teórica del eje del sifón.

## **8.7. Acometidas a edificios**

### **8.7.1. Ramales principales de las acometidas.**

Denominase acometida al ramal principal de enlace de un edificio, desde el pozo de registro principal a la alcantarilla oficial o, de no existir esta a la instalación depuradora domestica correspondiente. Estos ramales principales deben clasificarse en no visitable y visitables.

En estos ramales los pozos de registro puede sustituirse por arquetas, que de ser de dos clases: general y de registro. La general deberá recoger todos los ramales secundarios, debe ponerse lo más próxima posible al pozo de registro principal. Este pozo puede ser de planta circular, cuadrada o rectangular, y revestirse de fábrica o de hormigón enlucido y bruñido de cemento. Sus dimensiones deben ser análogas a las de los registros de los ramales públicos. Estará enlazado a la arqueta general por un ramal. Las de registro deben instalarse en las base de las bajantes y en los encuentros con ramales, así como los quiebras de la red horizontal. Su separación no debe pasar de 30 m y, desde luego, colocarse en todos los cambios de dirección del ramal y en la unión con otros ramales, así como en el entronque de la red vertical con la red horizontal. Deben ser de 60 cm de lado como mínimo, para profundidades inferiores a 1 m, y de 80 cm para los superiores

### **8.7.2. Red vertical de saneamiento.**

Está integrada por los ramales superficiales o verticales que evacuan las aguas de las instalaciones de las viviendas hasta la red horizontal. Los tubos de bajada habrán de ser situados por el técnico constructor lo más próximo posible a los aparatos sanitarios que se han de desaguar. El alzado deben de colocarse en los lugares que no perturben la estructura del edificio, y encajados en los muros exteriores de las fachadas. O adosados y sujetos adecuadamente a las paredes de los patios interiores. Su diámetro debe ser de 0.08 a 0.01 m, ya que las mayores superficies pueden producir depósitos.

Las tuberías de ventilación deben hacerse de 10 cm. Las tuberías de gres y fibrocemento pueden sujetarse con anillos metálicos clavados a las paredes, o bien soportes de fabrica. Las salidas de lavados, bidets, urinario y puestos de agua deben ser de 30 mm, y las bañeras y uniones con las tuberías de bajada de 40 mm. La tubería general de evacuación puede estar instalada en el sótano de la casa (y, por tanto, enterrado), o en canal abierto o suspendidos de las vigas del techo. Los dos últimos sistemas tienen mayor accesibilidad. Si la profundidad de la alcantarilla fuera inferior a la de los sótanos de los edificios, y estos no pueden desaguar directamente, debe recurrirse a una instalación, disponiendo de un pocillo de recogida del sótano un sistema de elevación que vierta el agua recogida en un sumidero empalmado a la tubería principal de evacuación.



## **8.8. Conexiones domiciliarias**

Las conexiones domiciliarias son gestionadas, a través de las entidades responsables (Entidad de Saneamiento Municipal), debiendo prohibirse cualquier obra por intervención de particulares en la red pública. Estas conexiones deben realizarse bajo control Municipal. Como regla de seguridad de utilización adecuada de la red interna domiciliaria (privada), la sección adoptada de conexión debe tener un diámetro inferior a la del colector público, buscando que en caso de producirse una obstrucción por uso indebido, el efecto se produzca en el tramo de conexión o en el interior de la edificación.

### **8.8.1. Alternativas de conexión**

Son tres las alternativas que se pueden considerar:

#### **1.- Alternativa “A”**

Es el caso más común en nuestro medio, en el cual el colector público es existente y se procede a efectuar una conexión de la última cámara de inspección del inmueble con la tubería de servicio público, a través de la acometida que tiene un alineamiento con una deflexión de  $45^\circ$  con la línea de la edificación. Para este efecto se realiza una perforación de diámetro similar al tubo de la acometida y, luego se procede a la unión de ambas tuberías, en forma cuidadosa, empleando para ello mortero de cemento.

Esta alternativa que prácticamente resulta en una unión tubo a tubo, tiene el inconveniente que requiere un excesivo cuidado, además afecta la sección hidráulica del tubo, ya que su ejecución casi siempre presenta dificultades por las rebabas (resalto formado por la materia sobrante en los bordes) que se producen en la unión y que pueden originar un taponamiento del colector público, especialmente si este es de diámetro mínimo de 6”.

En todos los casos es recomendable realizar esta unión con un accesorio o codo Ver Anexo 7.

#### **2.- Alternativa “B”**

Su utilización es práctica cuando el colector público será recién construido y la urbanización tiene definidos los frentes de los lotes de terreno. En este caso es factible prever la instalación, en el colector público de una ramal en “Y”, cuyo diámetro de derivación sea igual al de la tubería domiciliaria para luego ser extendido hasta la cámara de salida de la edificación. Tiene el inconveniente de que muchas veces, la prolongación del ramal de conexión no coincide con la dirección requerida por la última cámara domiciliaria por lo que se debe modificar y/o forzar su dirección.

Por lo tanto, en caso de adoptar esta alternativa, es recomendable complementar la conexión ejecutando la acometida y la cámara de salida de la edificación.

#### **3.- Alternativa “C”**

Presenta una nueva modalidad mediante el uso de Conectores, con los cuales se pretende simplificar y garantizar la ejecución de las conexiones domiciliarias con el cuidado necesario que requiere la red pública cuyo control de calidad pasó por diversas pruebas. Para este efecto, se hace uso de una pieza



adicional prefabricada ramal o dado conector (Selín) que se coloca en forma lateral o en la clave del colector público.

La conexión en esta alternativa puede ser efectuada en ramal a  $45^\circ$  o en forma perpendicular al colector público. Esta alternativa elimina la posibilidad de formación de resaltos dentro del colector público, y además se mantiene intacta la sección hidráulica de escurrimiento del colector.

Por otra parte, esta alternativa permite ejecutar con un solo conector, hasta 3 conexiones domiciliarias

## **8.9. Emisarios**

Colector que tiene como origen el punto más bajo del sistema y conduce las aguas al punto de descarga en el curso receptor o al sitio donde se someten a tratamiento. Se caracteriza porque a lo largo de su desarrollo no recibe contribución alguna.

Teniendo en cuenta que en los sistemas unitarios los grandes volúmenes de agua de lluvia aportados conjuntamente con las aguas negras, se observa la necesidad de buscar algún sistema que disminuya al máximo posible su sección, dado que las longitudes de estos emisarios suelen ser importantes. Dos son los sistemas normalmente utilizados:

- Aliviaderos
- Depósito de retención

### **8.9.1. Aliviaderos o vertederos**

Son estructuras del sistema de alcantarillado combinado principalmente y del sanitario en ciertos casos, empleados para desviar el caudal o caudales parciales que puedan sobrecargar las plantas de tratamiento o emisarios. Estas estructuras derivan parte del caudal que se supone es de escorrentía pluvial a drenajes que usualmente son naturales o almacenamientos temporales. Los aliviaderos son ubicados aguas debajo de las redes, en sitios donde el caudal excedente puede ser drenado fácilmente.

### **8.9.2. Tipos de aliviaderos**

#### **a) Aliviaderos Ordinarios**

No son los más frecuentes, pues en general la longitud del aliviadero será mayor que el colector de llegada, lo que da origen a los aliviaderos laterales.

#### **b) Aliviaderos laterales**

Se presentan dos tipos de aliviaderos:

**1.- Aliviaderos normales a la dirección de la corriente**, se clasifican en: canal contraído y canal uniforme

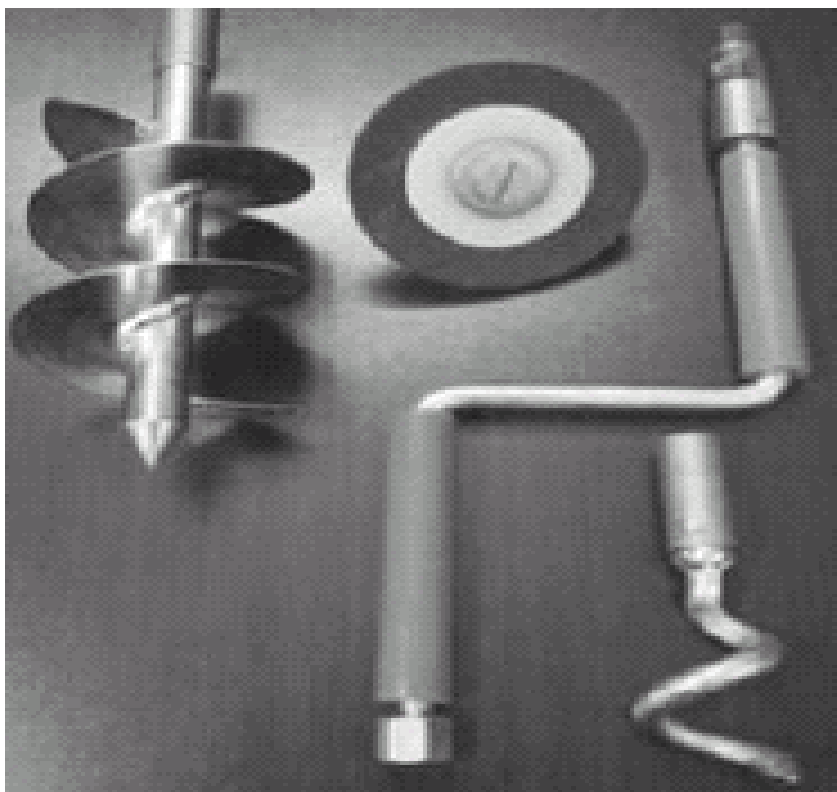
**2.- Aliviaderos transversales**, son los más utilizados en los sistemas de alcantarillado, dando origen a dos formas constructivas, la primera que desvía el colector de llegada hacia la descarga final (planta de tratamiento) y la segunda cuando el colector de llegada continúa en línea recta hacia la descarga final (planta de tratamiento).

- c) **Aliviaderos de fondo.-** Son estructuras que consisten en una abertura en el fondo del colector de llegada donde las variaciones de los tirantes por incremento del gasto, hacen que el agua salte la abertura y pueda dirigirse hacia otro destino. Por las variaciones indeterminadas del tirante que dificultan el cálculo de una abertura determinada, se construyen placas móviles susceptibles de variación.

### 8.9.3. Depósitos de retención

El depósito de retención permitirá evacuar lentamente el volumen de agua acumulado durante el periodo de aportación de las aguas de lluvia. Las emisiones encomendadas a un depósito de retención pueden ser varias, Fig.8.11.

### 8.10. Mantenimiento de alcantarillas



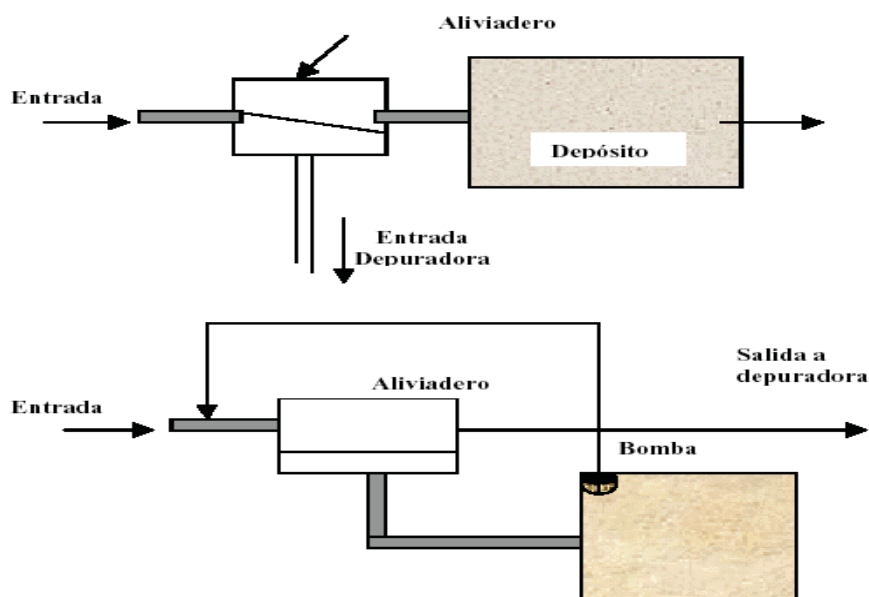
**Figura 8.9.-** Dispositivos para limpieza se usan conectados a varillas de acción mecánica.

El mantenimiento de sistemas de alcantarillas depende no sólo del diseño y la construcción adecuados y de la disponibilidad de una mano de obra competente, sino también de la protección del sistema contra materiales dañinos que pueden ser descargados por la población.



**Figura 8.10.-** Dispositivo especial usado para la eliminación de arenas en las tuberías

El mantenimiento de alcantarillas exige cierto equipo especializado para conductos completa o parcialmente taponados. Las alcantarillas domésticas pueden ser tapadas por raíces que entran a través de pequeñas grietas o por depósitos de grasa. Las alcantarillas pluviales son comúnmente bloqueadas por objetos grandes, por arena y otros sedimentos. La limpieza rutinaria de algunos conductos de alcantarillas puede ser necesaria si sus pendientes o caudales son particularmente bajos.



**Figura: 8.11.-** depósitos de retención

Una bola de caucho suave inflada a un tamaño escasamente menor que el diámetro de la alcantarilla ayuda en la remoción de depósitos de cascajo y grasa. La bola se ajusta por sí misma a las irregularidades de la tubería mientras el agua retenida detrás escapa alrededor de sus bordes a alta velocidad, lavando los depósitos. Las raíces hasta de 6 mm (1/4 pulg.) pueden ser rotas por la bola. La operación es más efectiva cuando la cabeza atrás de la bola es de 0.3 a 1.2 m (1 a 4 pies), pero debe ser satisfactoria a cabezas de mínimo 50 mm (2pulg.) en circunstancias donde cabezas más altas podrían causar el regreso de flujo hacia el interior de propiedades contiguas.

Las inspecciones de rutina de alcantarillas son beneficiosas para evitar bloqueos severos. Las alcantarillas en pendientes planas o con una historia de problemas pueden ser examinadas cada tres meses mientras que aquellas que no presentan ninguno son verificadas una o dos veces al año. Las inspecciones son hechas visualmente, de pozo a pozo de inspección; la luz brillante es colocada en el pozo hacia el que el inspector está mirando. Un espejo en una vara bajada dentro del pozo permitirá a menudo que el examen sea hecho desde el nivel de la calle. Las alcantarillas también son inspeccionadas, a veces, pasando pequeñas cámaras de televisión a través de ellas, lo cual permite un examen en primer plano de las uniones y la detección de cualquier rompimiento u otro daño, así como también la localización de bloqueos.

#### **8.10.1. Gases en alcantarillas**

Las explosiones en alcantarillas no son poco comunes y algunos trabajadores han muerto por inhalación de gases tóxicos producidos por actividad biológica o descargas industriales. La causa más común de explosiones en alcantarillas es gasolina que ha escapado de tanques de almacenamiento sub-superficiales corroídos o que ha sido descargada deliberadamente por estaciones de servicio. Fuentes adicionales de gases explosivos son los químicos industriales tales como el carburo de calcio, que puede reaccionar con el agua, y el sulfuro de hidrógeno y metano, producidos biológicamente.

#### **8.10.2. Ventilación en alcantarillas y colectores**

Para garantizar las condiciones aerobias en las aguas que circulan por los colectores, para evitar la retención de gases en los puntos altos de sumideros, afectando a los habitantes de la zona, se hace preciso pensar en la instalación de chimeneas de ventilación. Por diferencia entre la temperatura casi constante en el colector y las temperaturas exteriores se establecen una corriente de aire que garantiza la ventilación adecuada. La altura de las chimeneas debe ser de 9 m sobre la calzada, siendo su diámetro interior de 20 cm.

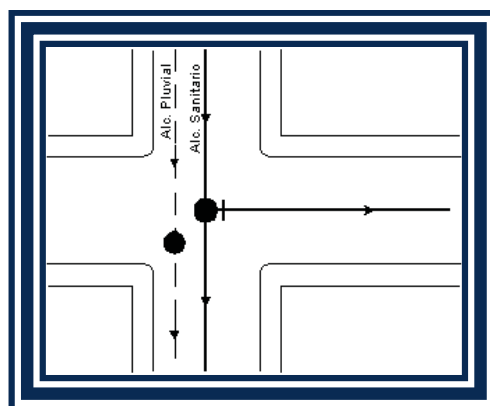
Su colocación cada 250 m se considera suficiente. Estas chimeneas pueden ser disimuladas en fachadas de edificios o en elementos decorativos, como columnas. Este elemento es imprescindible en depósitos o locales en relación con las aguas residuales, como en depósitos de bombeo, zonas de entradas a estaciones depuradoras, depósitos de lodos de las depuradoras, etc.

### **8.11.- Reglamentación para el diseño Alcantarillado Sanitario**

#### **8.11.1.- Localización de los colectores.-**

Las tuberías del alcantarillado pluvial deben extenderse por el eje de las calzadas, en la parte lateral derecha de las vías, en dirección del escurrimiento de las aguas. Mientras que las del alcantarillado sanitario por el centro de la calzada. Debido a que la localización está gobernada por razones de un

servicio económico a los usuarios de ambos frentes de un manzano, lo que obliga a que las distancias de conexión sean equidistantes.



**Figura 8.12.-** localización de los colectores

#### **8.11.2.- Profundidades de instalación de los colectores.-**

La profundidad mínima de instalación de una tubería será definida en función de los siguientes aspectos:

#### **8.11.3.- Recubrimiento mínimo.-**

La profundidad del recubrimiento será definida por el cálculo estructural de la tubería instalada en zanja, considerando que los esfuerzos a la que está sometida dependen de las características del suelo, cargas de relleno y vehicular, tipo de material de la tubería, cama de asiento, ubicación y trazado en el terreno. El cálculo estructural deberá cumplir con las recomendaciones de las normas bolivianas correspondientes al material empleado. Se podrán utilizar diferentes tipos de materiales para tuberías y accesorios, siempre que cuenten con la certificación normativa del organismo competente autorizado en el país. El colchón para evitar rupturas de tuberías ocasionadas por cargas vivas debe ser de 0.90 m para diámetros iguales o menores a 450 mm. Para diámetros mayores en cambio este colchón, será 1.00 a 1.50 m. Determinado mediante cálculos de la seguridad estructural de la tubería. Para sistemas de alcantarillado pluvial, el recubrimiento mínimo deberá ser de 1.00 m pudiendo aceptarse, por requerimientos de proyecto hasta 0.50 m, debiendo justificar debidamente esta situación.

#### **8.11.4.- Conexión de descargas domiciliarias.-**

La profundidad mínima del colector deberá permitir la correcta conexión de las descargas domiciliarias a la red pública de alcantarillado. La norma vigente de instalaciones domiciliarias de alcantarillado, establece una pendiente mínima del 2% desde la cámara de inspección domiciliaria hasta la tubería de recolección.

#### **8.11.5.- Clases de plantillas o camas.-**

La cama de arena fina es donde descansa la tubería, se clasifica según el factor de carga:

**Clase “a”.-**

La parte externa inferior de la tubería debe apoyarse en concreto simple de espesor mínimo, de  $\frac{1}{4}$  del diámetro Interior. En la parte más baja del tubo, se extiende hacia arriba por ambos lados hasta una altura mayor o menor que el diámetro Exterior y mínimo de  $\frac{1}{4}$  de este.

El factor de carga varía de 2.25 a 3 tomándose 2.25 normalmente. La cama de arena húmeda compactada, produce, en la tubería efectos comparables al que se obtiene con la de concreto simple.

**Clase “b”.-**

La tubería se apoya en un piso de material fino colocado sobre el fondo de la zanja que previamente ha sido arreglado con la concavidad necesaria para ajustarse a la superficie externa inferior de la tubería, en un ancho cuando menos igual al 60% de su diámetro Externo. El resto de la tubería deberá ser cubierto hasta una altura cuando menos de 30 cm. Arriba de su lomo, con material granular fino colocado cuidadosamente a mano y perfectamente compactado, llenando todos los espacios libres bajo y adyacentes a la tubería. Ese relleno se hará en capas que no excedan los 15 cm. De espesor. El factor de esta cama es de 1.90.

**Clase “c”.-**

La constituye el encamado en el que el fondo de la zanja ha sido previamente arreglado para ajustarse a la parte inferior de la tubería en un ancho aproximado al 50 % de su diámetro Externo. El resto de la tubería será cubierto hasta una altura de cuando menos 15 cm. Por encima de su lomo con material granular fino colocado y compactado a pala hasta llenar completamente los espacios de abajo y adyacentes a la tubería. El factor de carga de esta cama es de 1.50.

**Clase “d”.-**

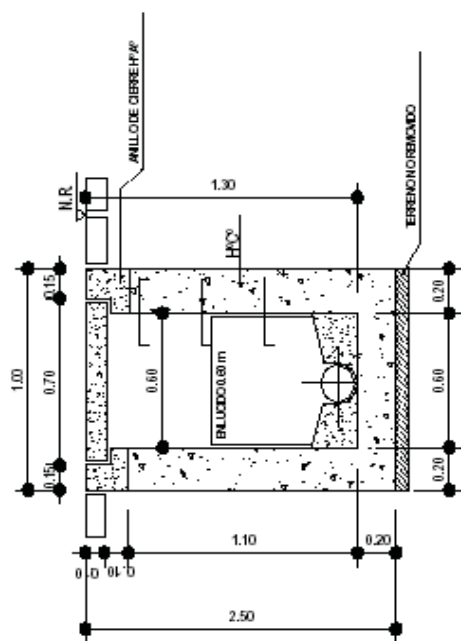
Es el encamado en el cual no se toma ningún cuidado especial para conformar el fondo de la zanja a la parte inferior de las tuberías ni en lo que respecta en los espacios por debajo y adyacentes a las mismas. Su factor de carga es de 1.10.

En Bolivia, la plantilla o cama de arena empleada es la “Clase b”, tendrá una profundidad mínima de 10 cm. En los puntos 8.2.1, 8.2.2 y 8.2.3, se observa la profundidad de excavación mínima de los colectores, a continuación se tiene la tabla de profundidad mínima de excavación dependiendo del diámetro del colector.

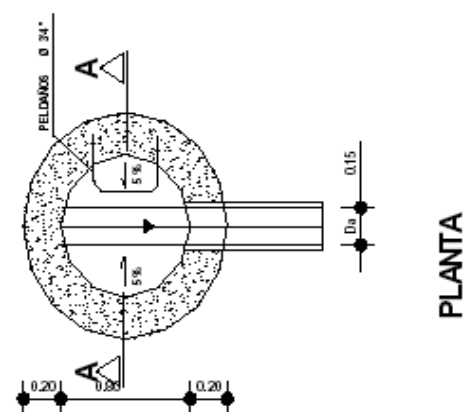
## CAMARAS DE INSPECCION

TIPO	ESQUEMA	OBSERVACIONES
A		<p><u>CONEXION DIRECTA</u> Da. 150 a 400 mm.</p> <p><math>\Delta H = (Dc - Da)</math></p>
B		<p><u>CONEXION CON CAIDA INTERIOR</u> CONECTA DIRECTAMENTE Da. 150 a 400 mm.</p> <p><math>\Delta H = (Dc - Da) &lt; 0.80</math></p>
C	C-1	<p><u>CONEXION CON CAIDA EXTERIOR</u> Da. 150 a 200 mm.</p> <p><math>0.80 &lt; (\Delta H = (Dc - Da)) &lt; 2.00</math></p>
	C-2	<p><u>CONEXION CON CAIDA EXTERIOR</u> Da. 250 a 400 mm.</p> <p><math>0.80 &lt; (\Delta H = (Dc - Da)) &lt; 2.00</math></p>

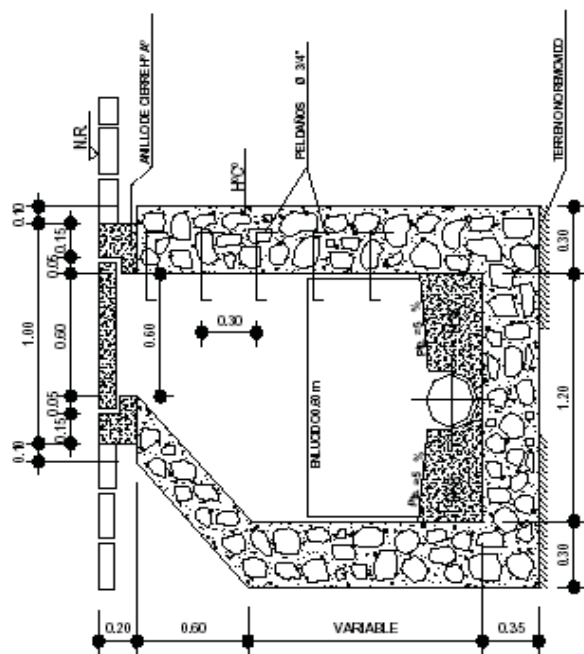
CAMARAS DE ARRANQUE T - 1 C/TUBERIA Ø 150 mm.



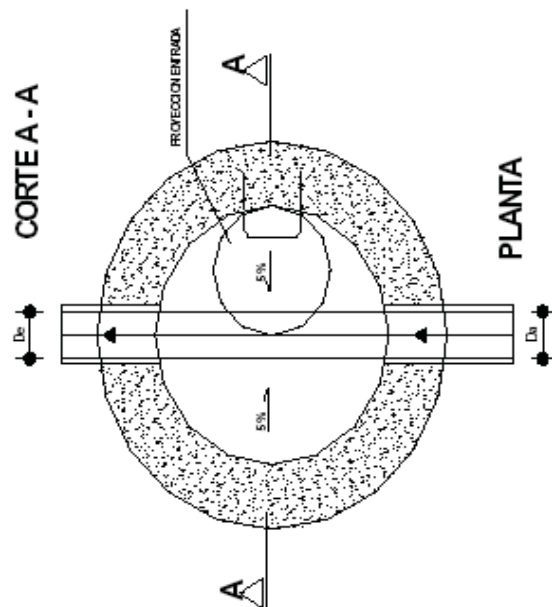
CORTE A - A



CAMARA TIPO FLUJO DIRECTO

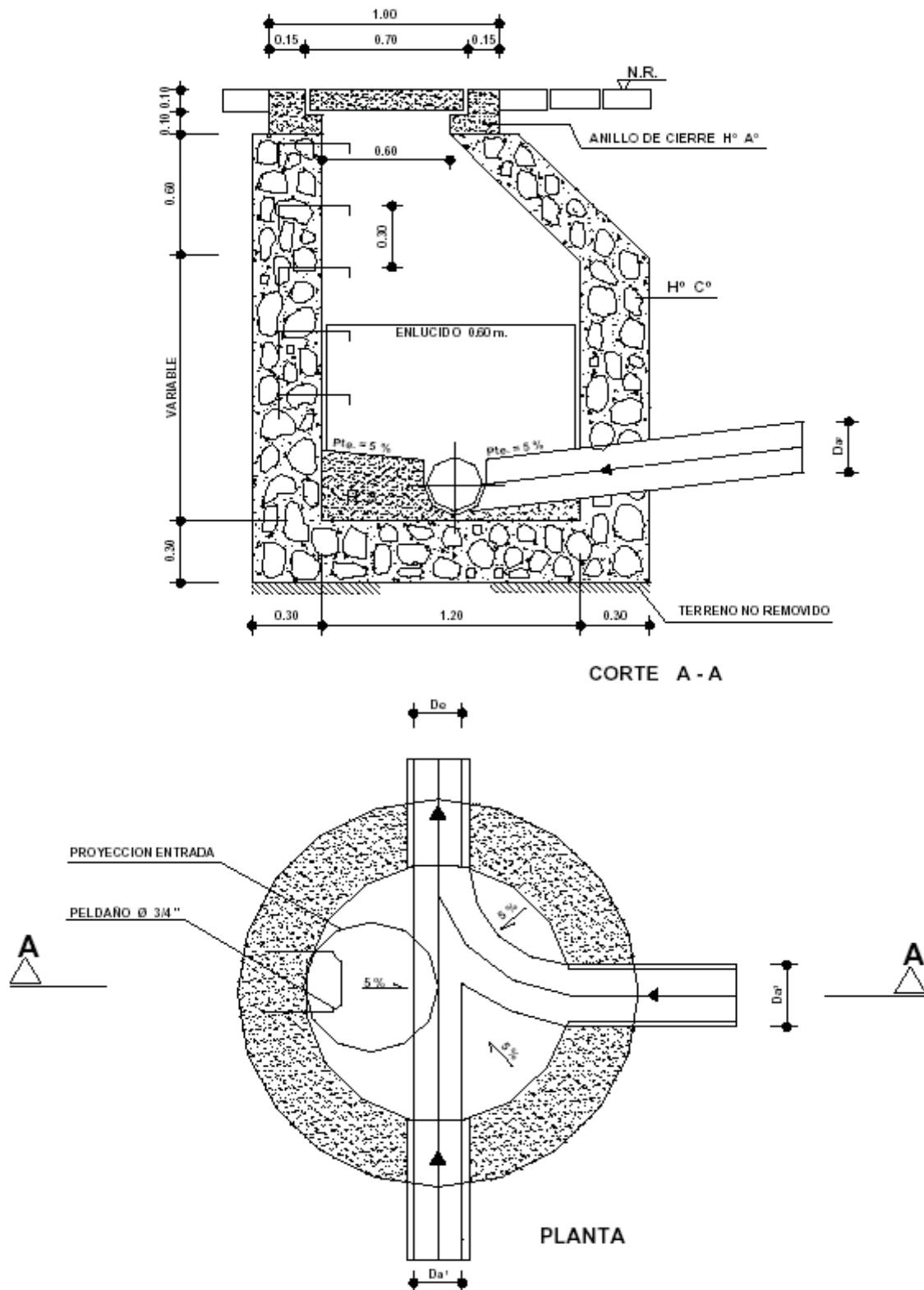


CORTE A - A



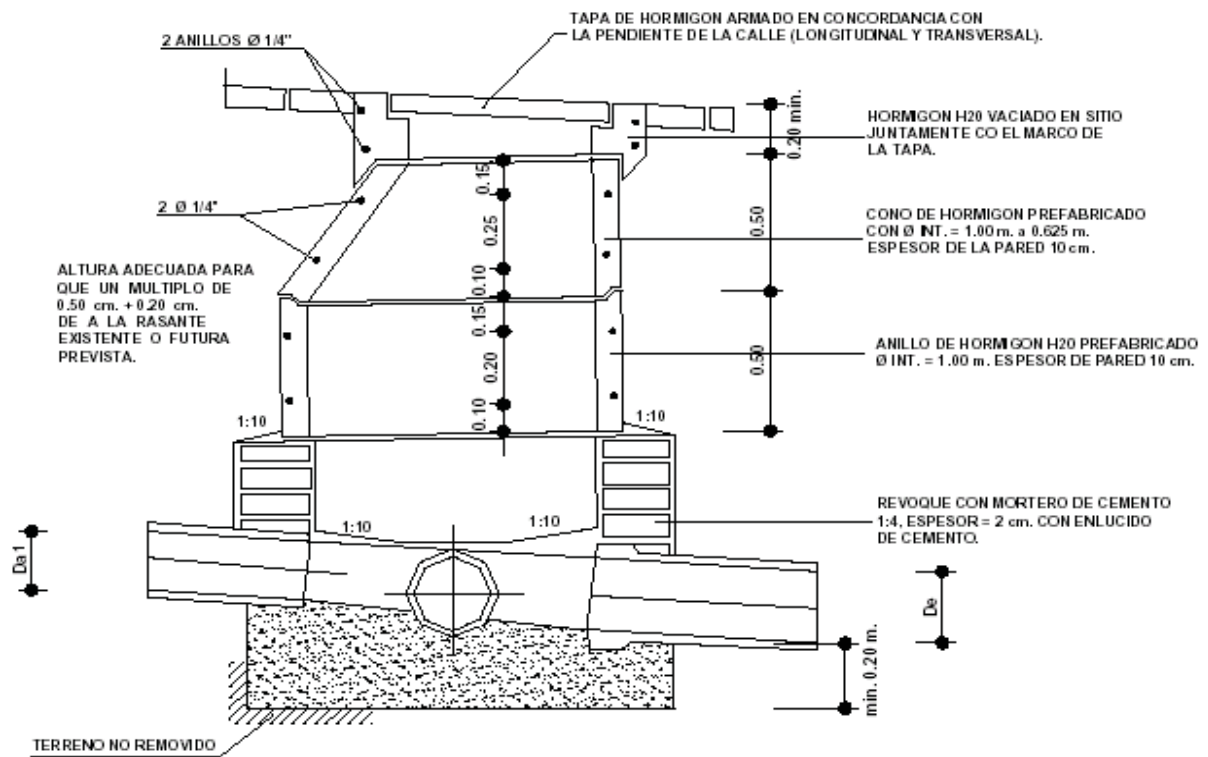


## CÁMARA- TIPO FLUJO DIRECTO CON CONEXIÓN LATERAL

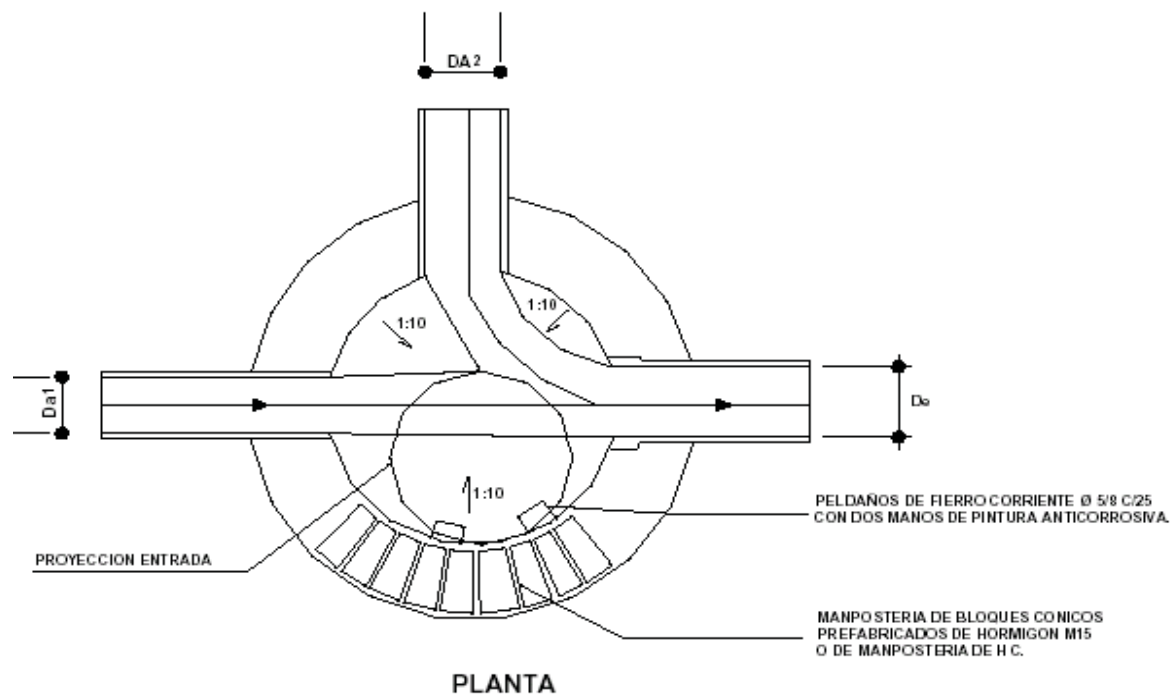


## CÁMARA TIPO- FLUJO DIRECTO CON CONEXIÓN LATERAL

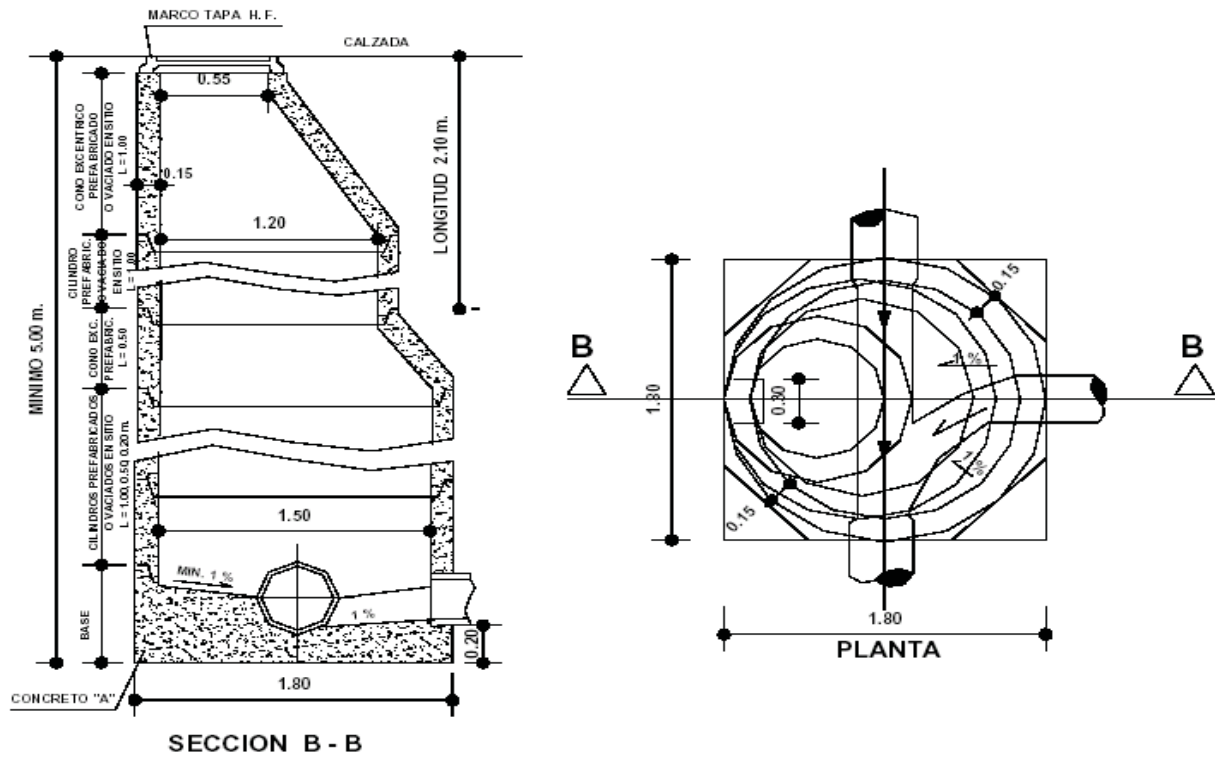
## TIPO 2A



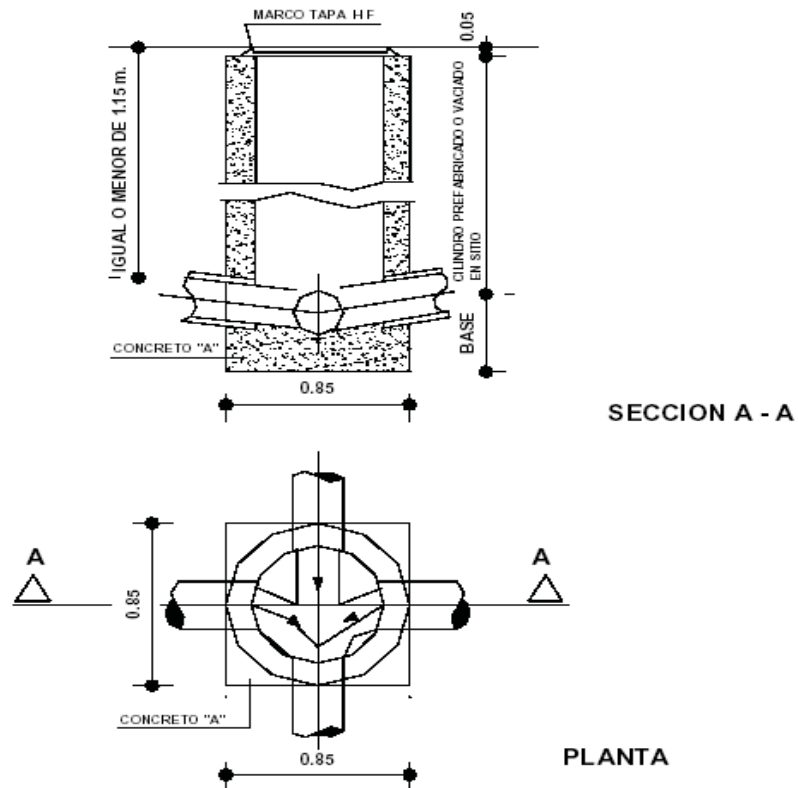
## CORTE



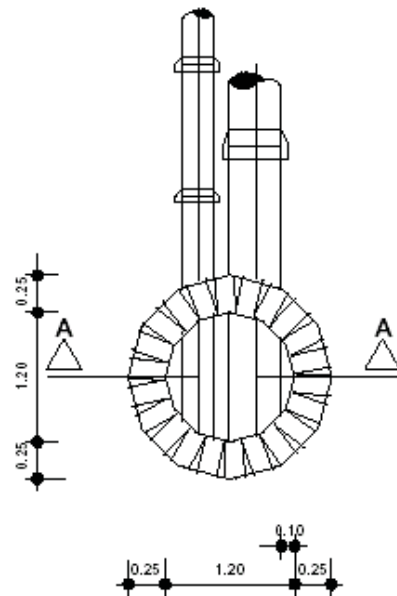
## CÁMARA DE INSPECCIÓN TIPO



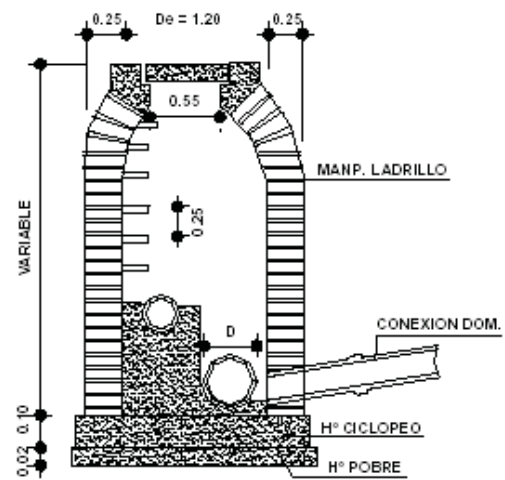
## CAMARA DE INSPECCION TIPO 1



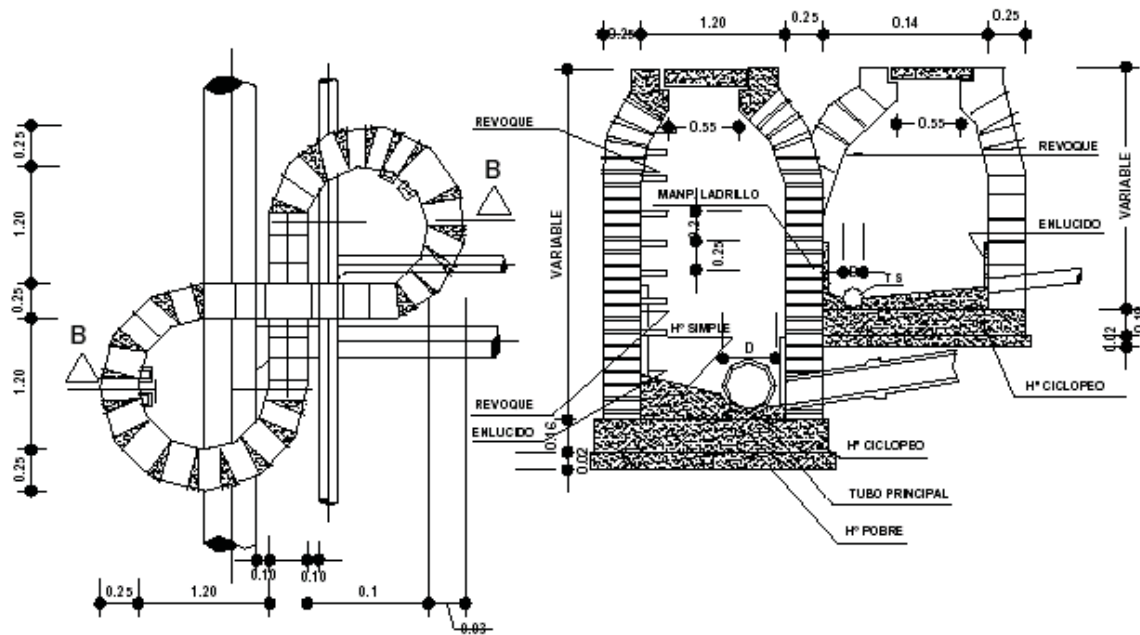
## CÁMARA DE INSPECCIÓN



PLANTA



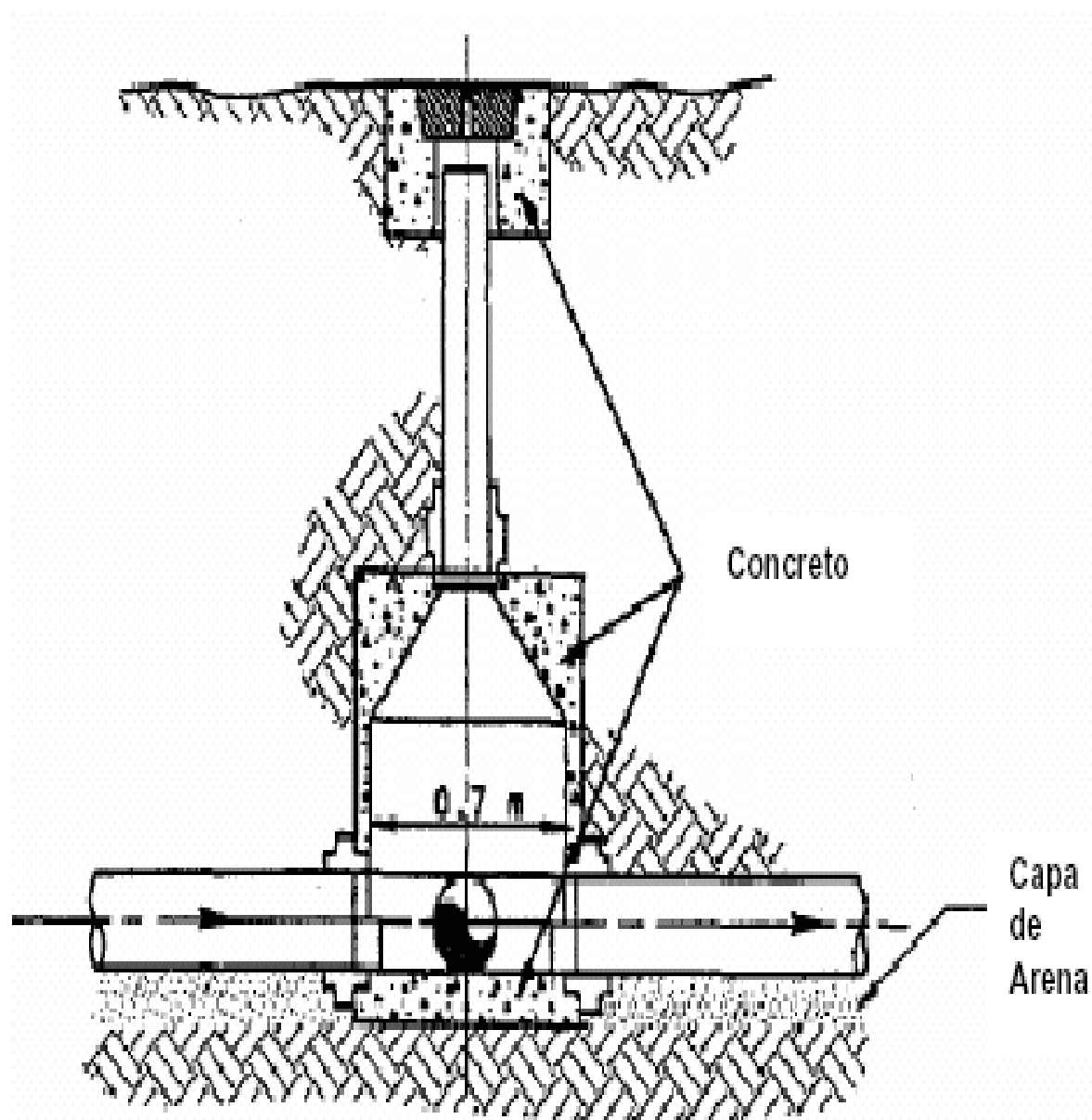
CORTE A A



PLANTA

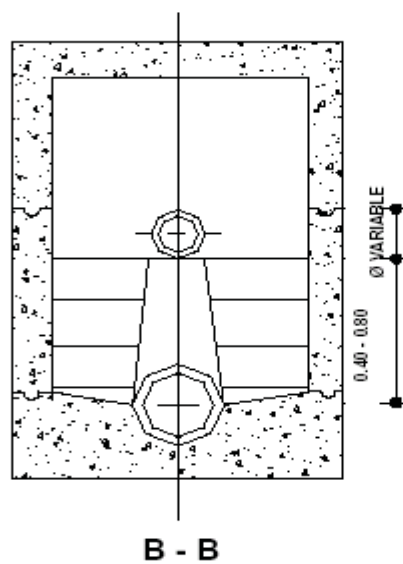
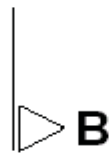
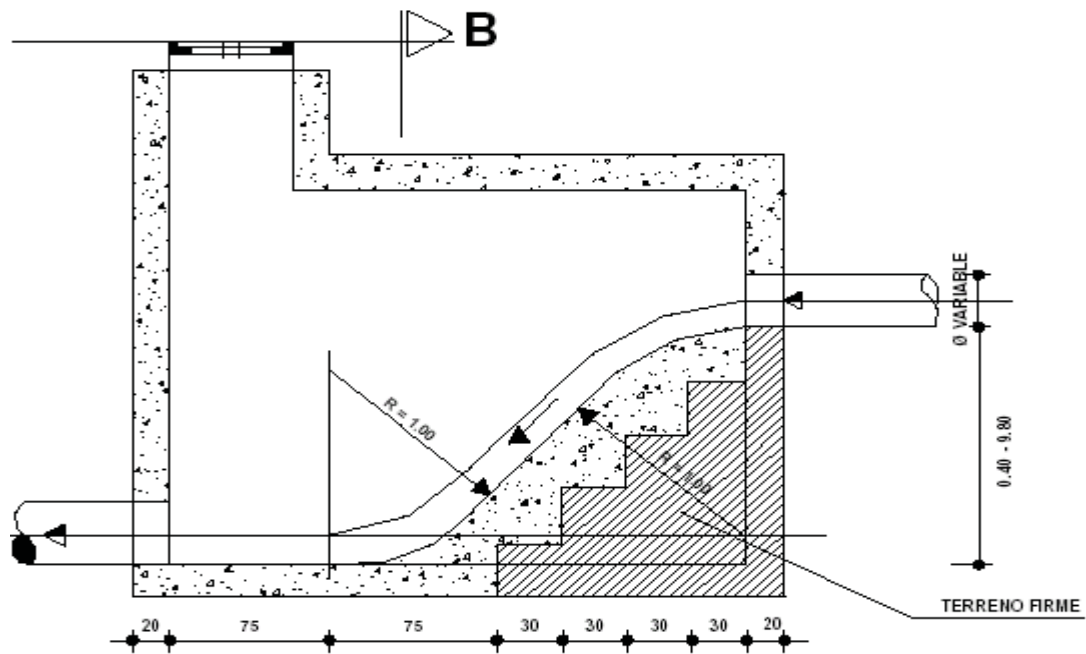
CORTE B B

## TUBO DE INSPECCIÓN Y LIMPIEZA

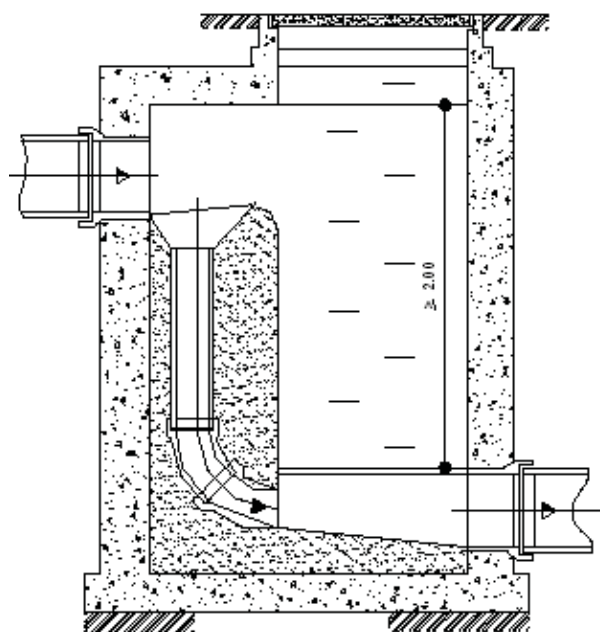


# CÁMARA CON CAÍDA

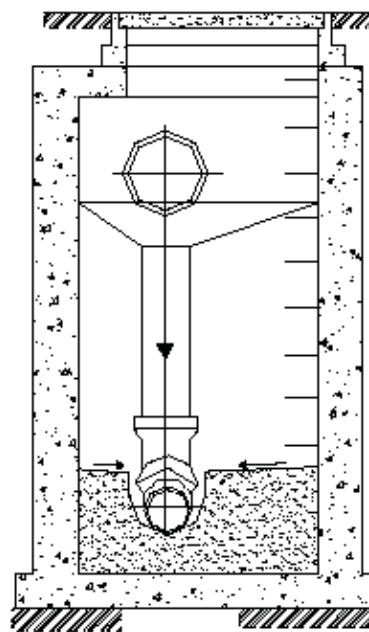
(Para desniveles entre 0.40 - 0.80)



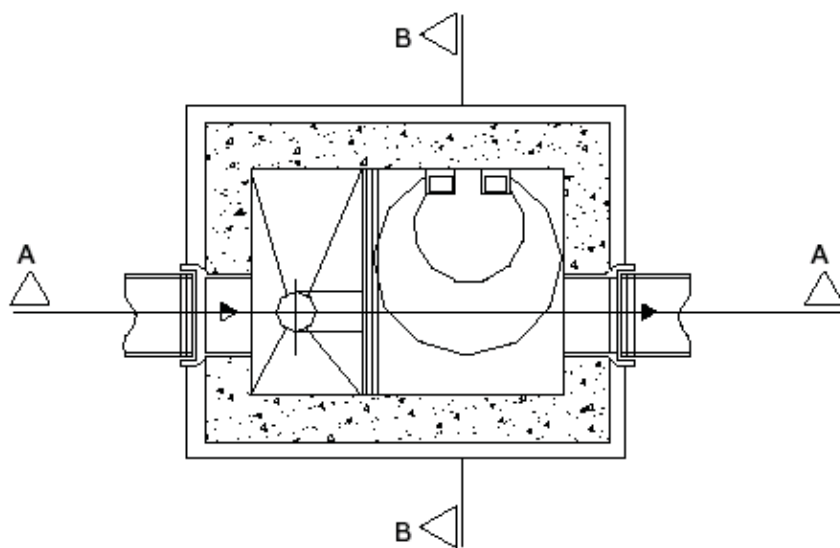
## CÁMARA CON CAÍDA



CORTE A - A

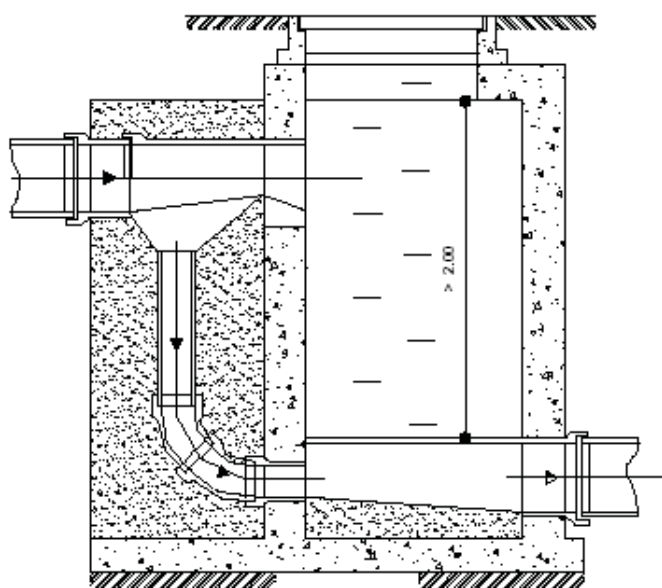


CORTE B - B

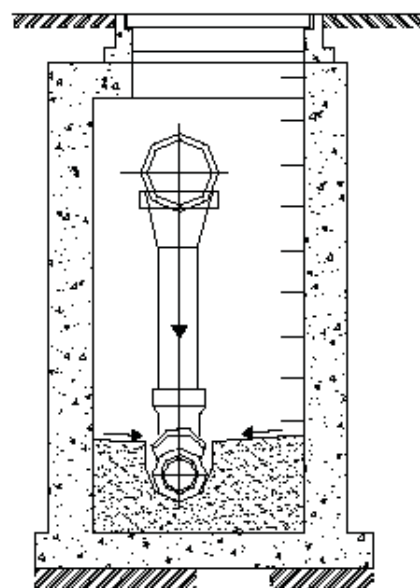


PLANTA

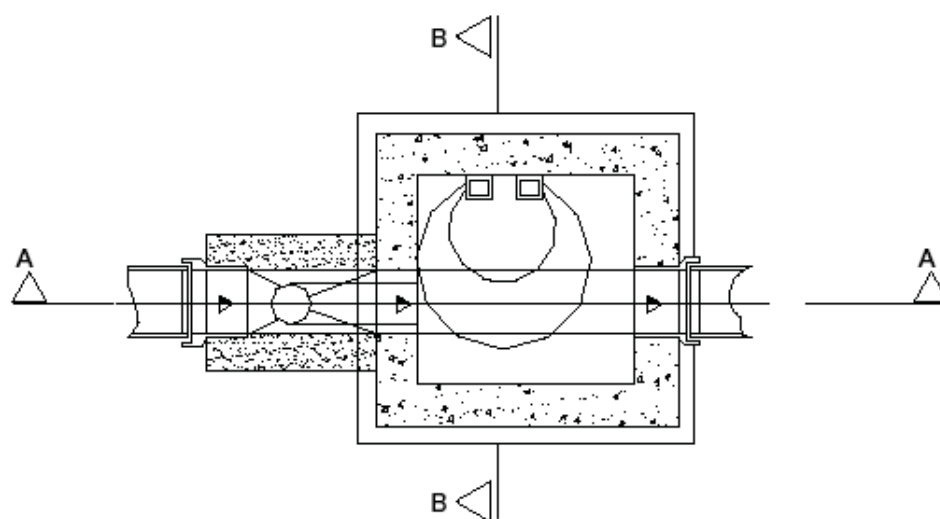
## CÁMARA CON CAÍDA



CORTE A - A



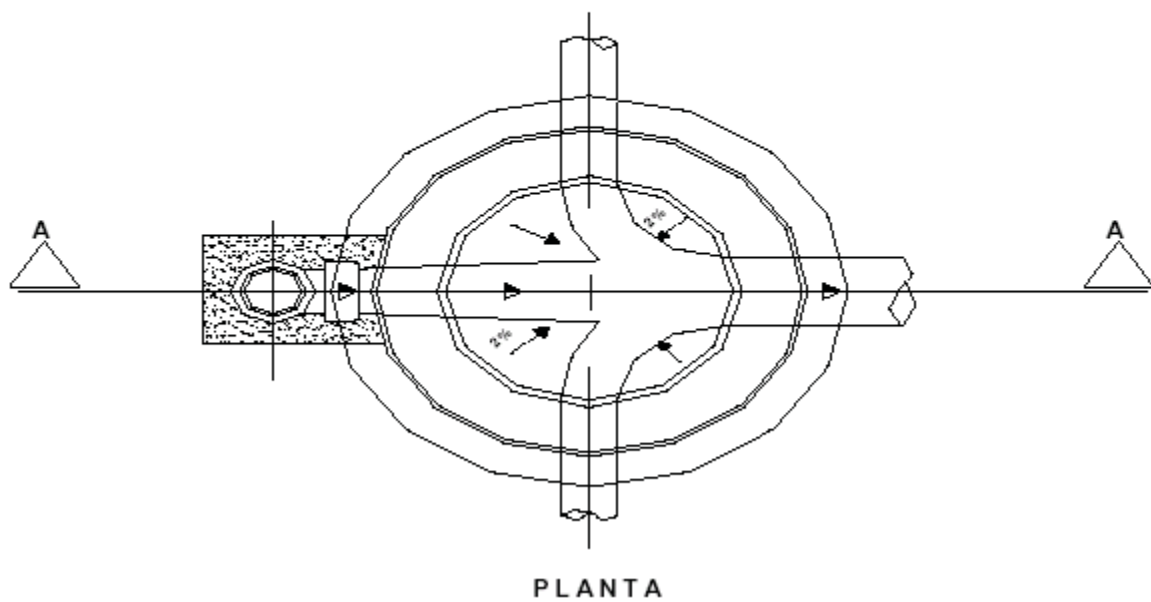
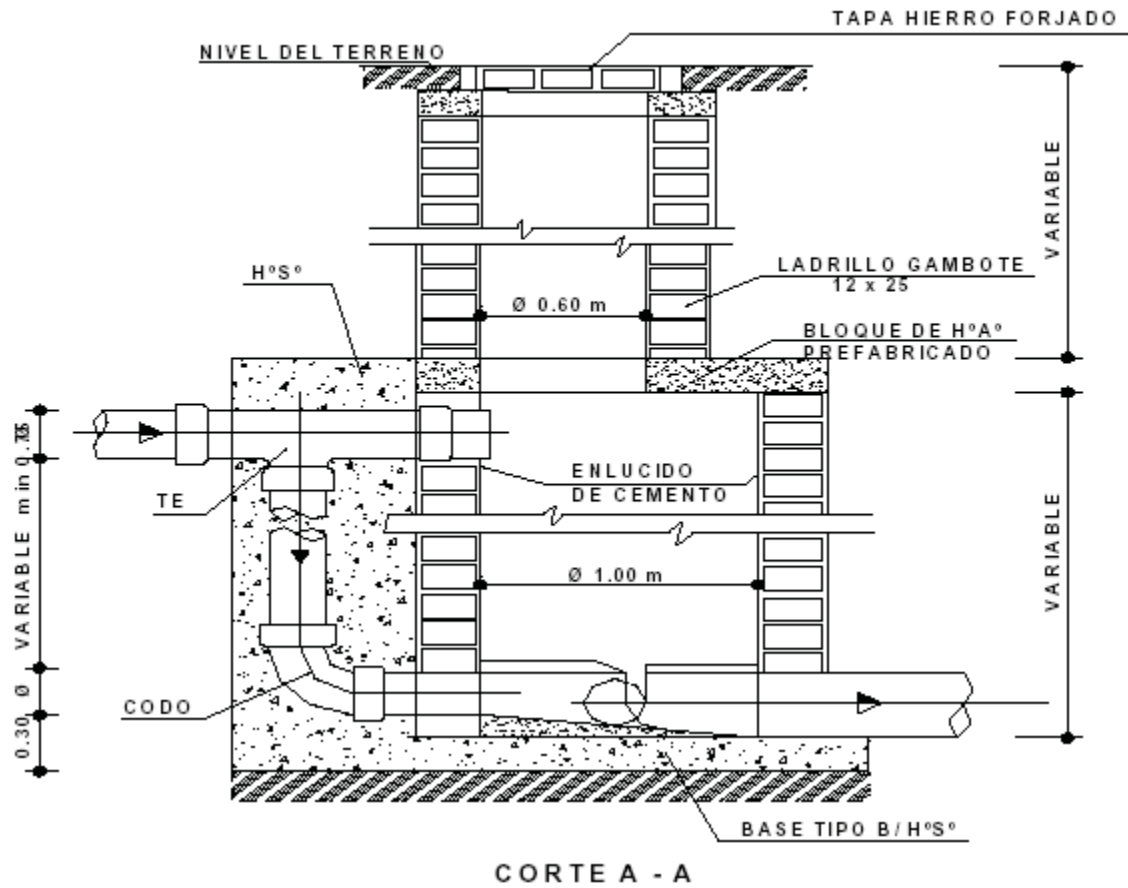
CORTE B - B



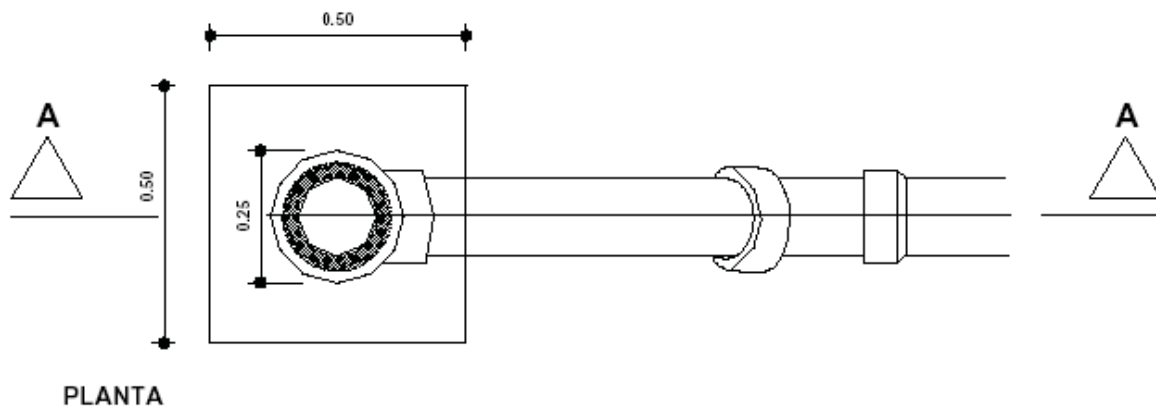
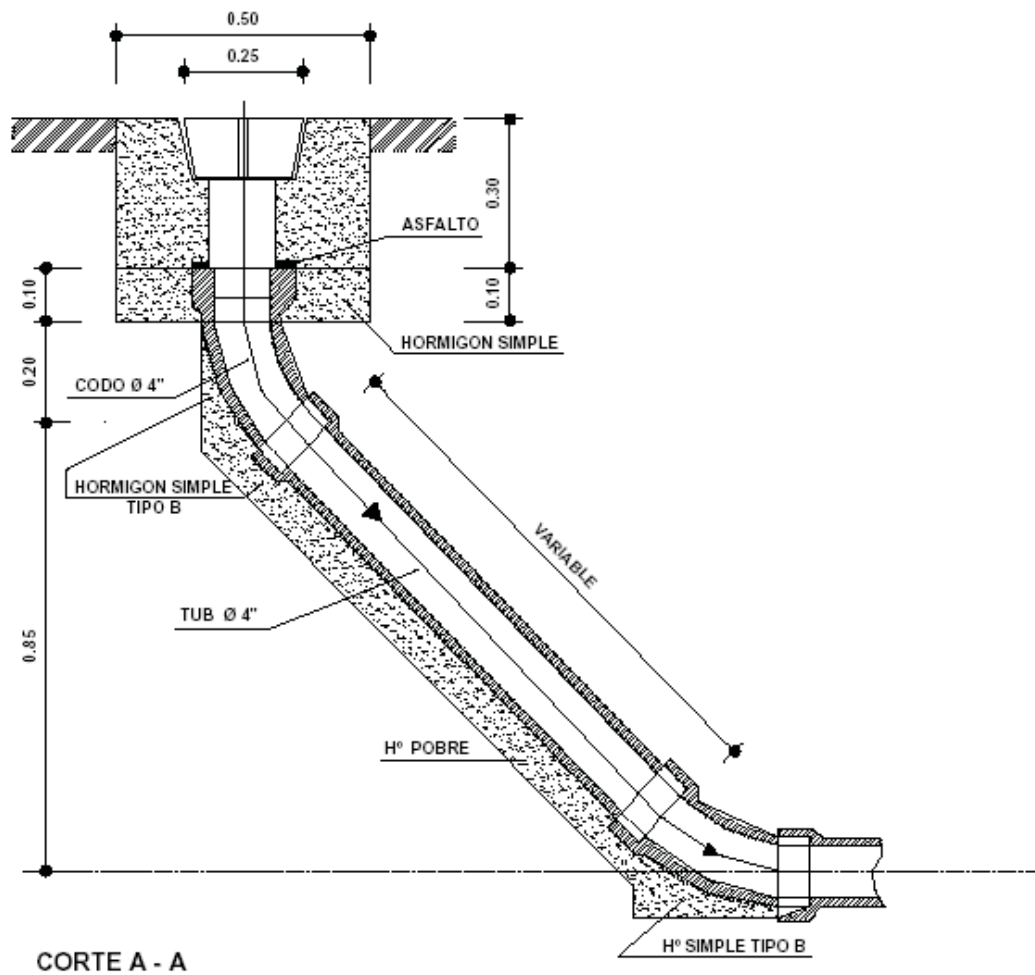
PLANTA



## CÁMARA CON CAÍDA

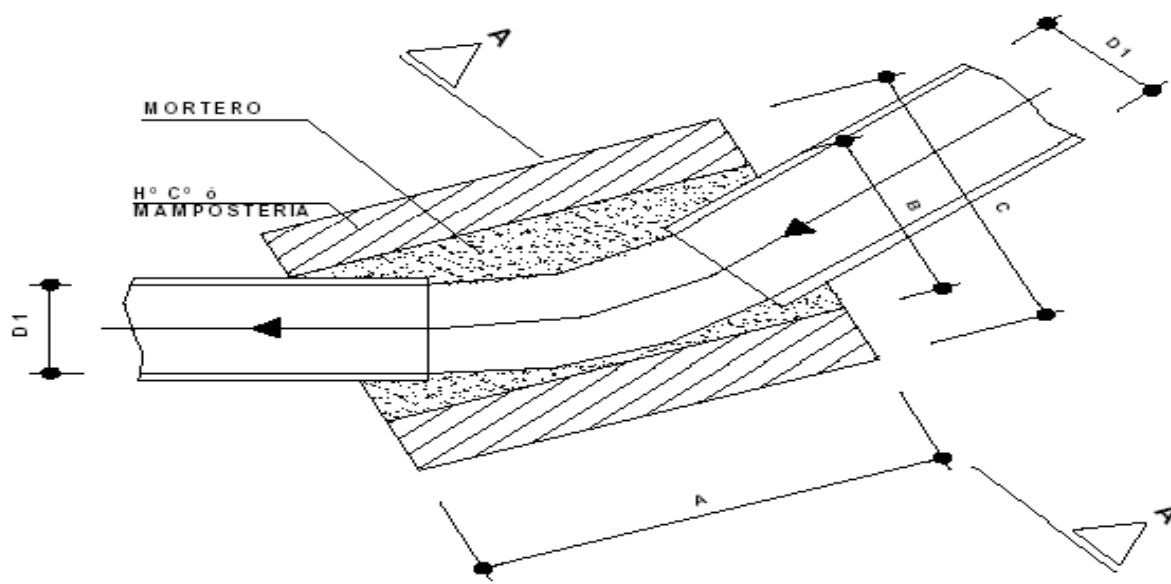


## TUBO DE LIMPIEZA (TL)

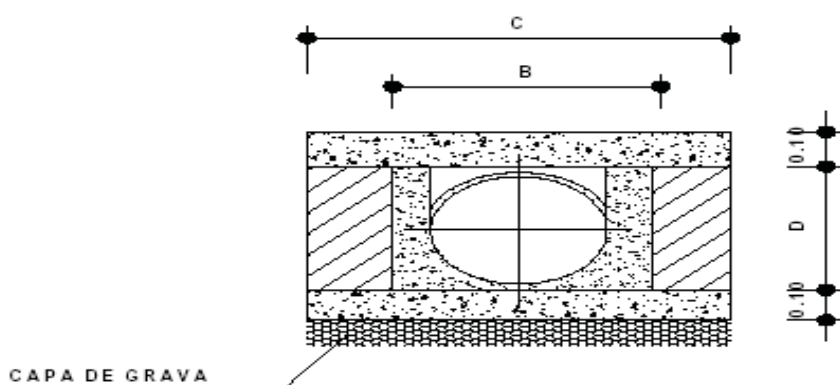




## CAJA DE CAMBIO DE DIRECCIÓN 45°



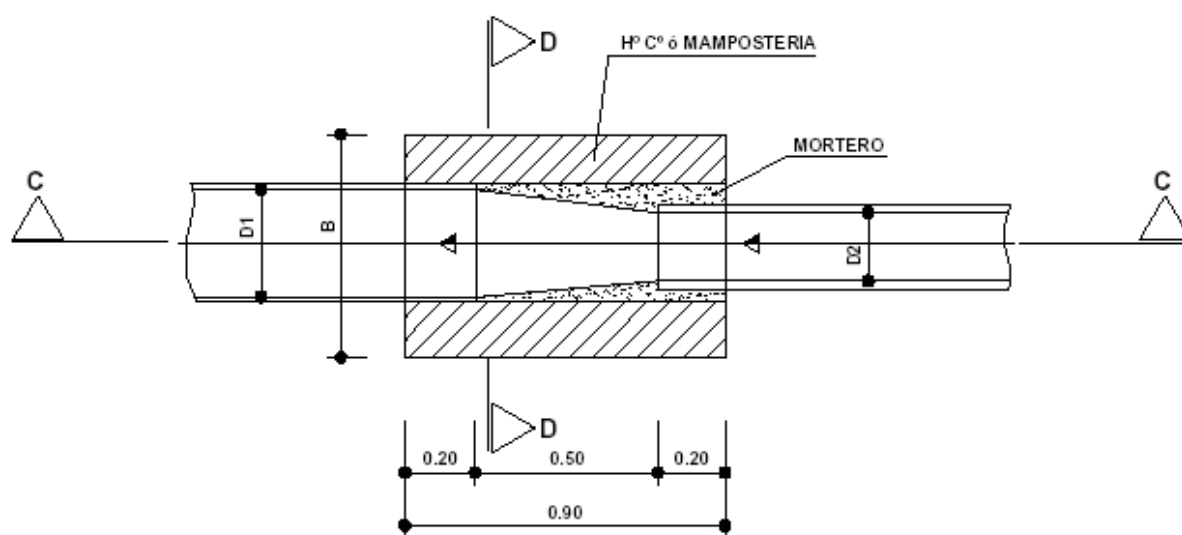
PLANTA



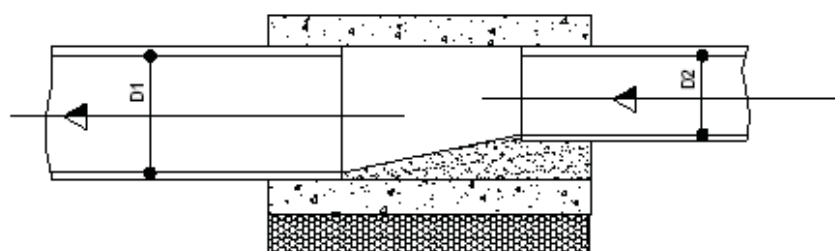
CORTE A - A

D 1 (m m .)	A (m .)	B (m .)	C (m .)	D (m .)
150	0.45	0.23	0.53	0.18
200	0.60	0.30	0.60	0.23
250	0.75	0.38	0.68	0.30
300	0.90	0.45	0.75	0.36
375	1.10	0.56	0.80	0.43
450	1.35	0.68	0.98	0.51

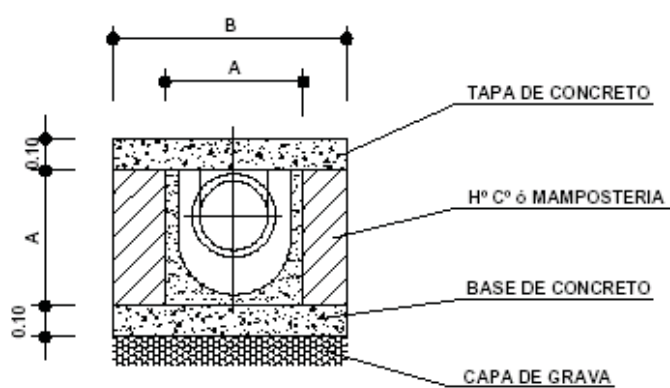
## CAJA DE CAMBIO DE DIÁMETRO



PLANTA



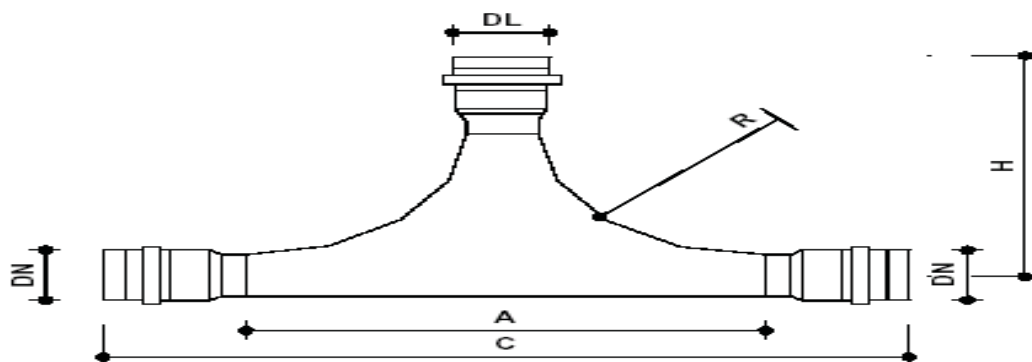
CORTE C - C



CORTE D - D

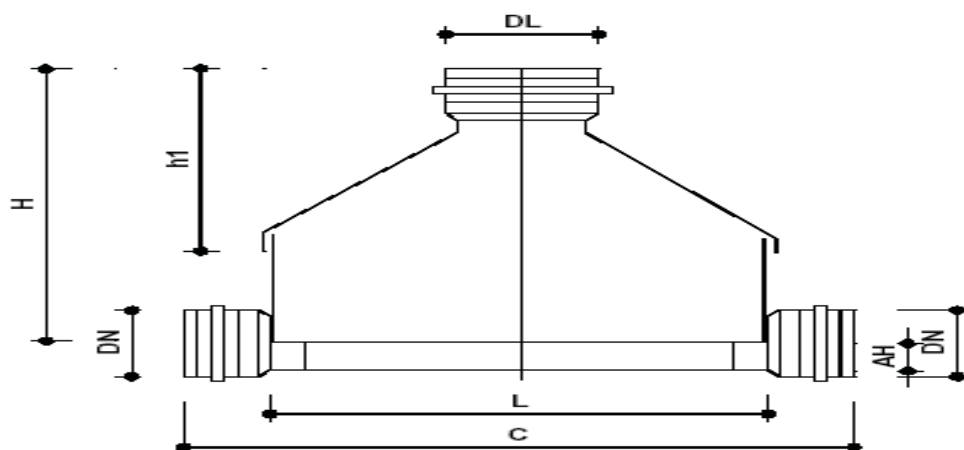
D1 (mm.)	A (m.)	B (m.)
150	0.20	0.48
200	0.25	0.53
250	0.32	0.60
300	0.38	0.66
375	0.45	0.73
450	0.53	0.81

## TUBO DE INSPECCIÓN Y LIMPIEZA (TL)



DN N°	DL N°	DIMENSIONES				PESO Kg
		A mm.	C mm.	H mm.	R mm.	
100	100	705	915	513	300	3695
125	125	720	956	542	300	4309
150	150	753	1039	600	300	5296
200	250	753	1101	639	300	7833
250	150	753	1183	686	300	11133
300	150	753	1263	749	300	15220

- SUPERFICIE REVESTIDA CON MATERIAL ADHERENTE O CONCRETO

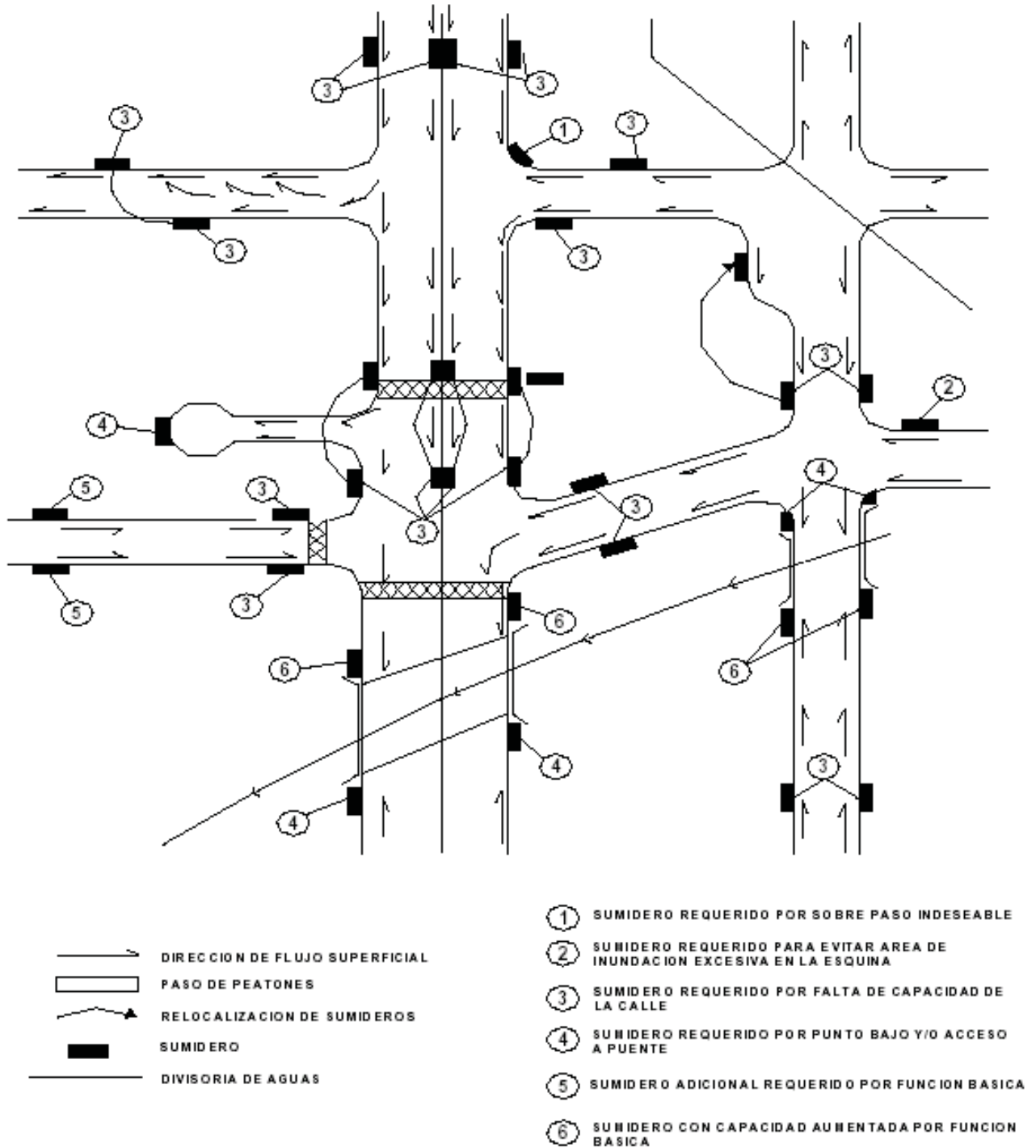


DN N°	DL N°	DIMENSIONES					PESO Kg
		L mm.	H mm.	h1 mm.	AH mm.	C mm.	
125	200	700	778	453	37	880	14200
150	200	720	778	453	25	920	14800
200	200	700	778	453	18	955	15900
250	200	700	778	453	13	1025	18700
300	200	700	778	453	9	1065	22800

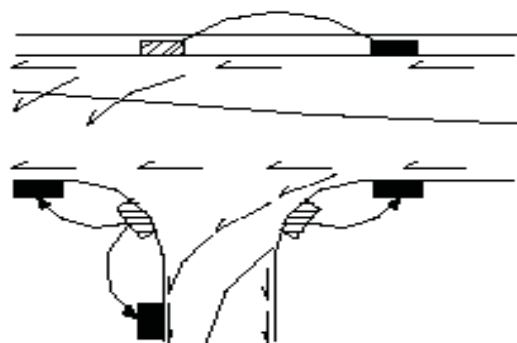
- SUPERFICIE REVESTIDA CON MATERIAL ADHERENTE O CONCRETO

## SUMIDEROS

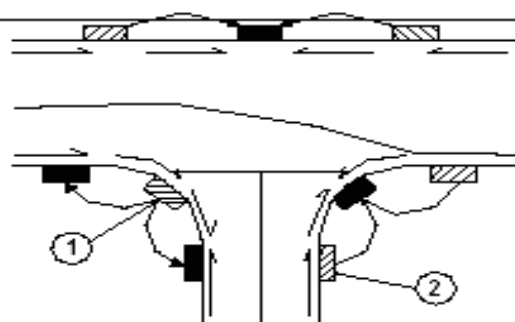
### LOCALIZACION DE SUMIDEROS



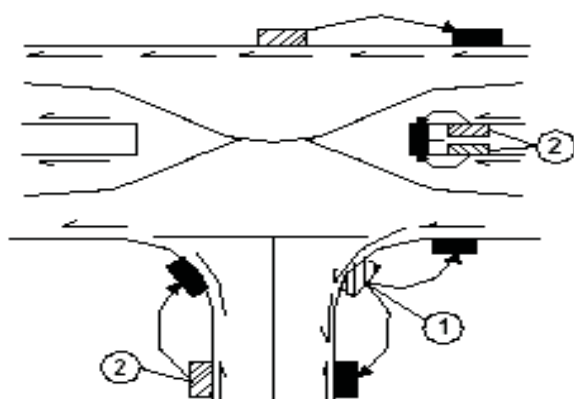
## LOCALIZACIÓN FINAL DE SUMIDEROS



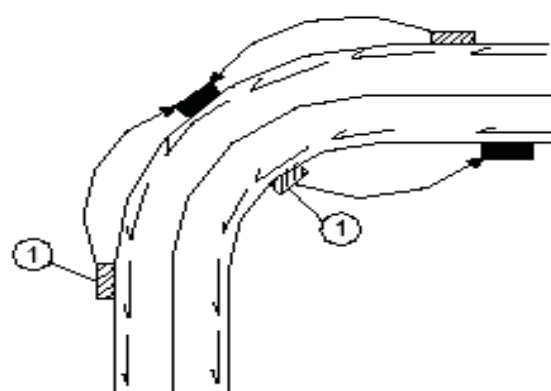
a) CRUCE CALLES LOCALES



b) CRUCE CALLE LOCAL Y DISTRIBUIDORA



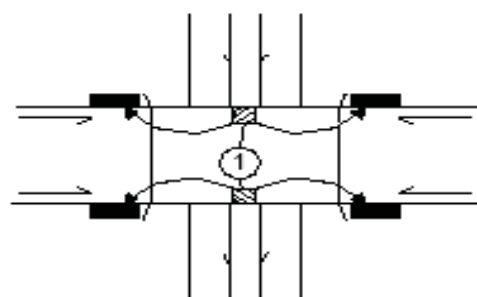
c) CRUCE CALLE LOCAL Y ARTERIAL



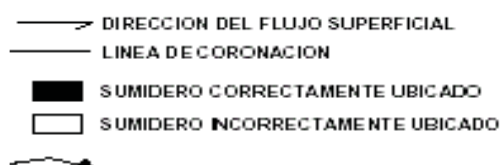
d) CURVA EN CALLE LOCAL



e) ENSANCHAMIENTO EN CALLE LOCAL



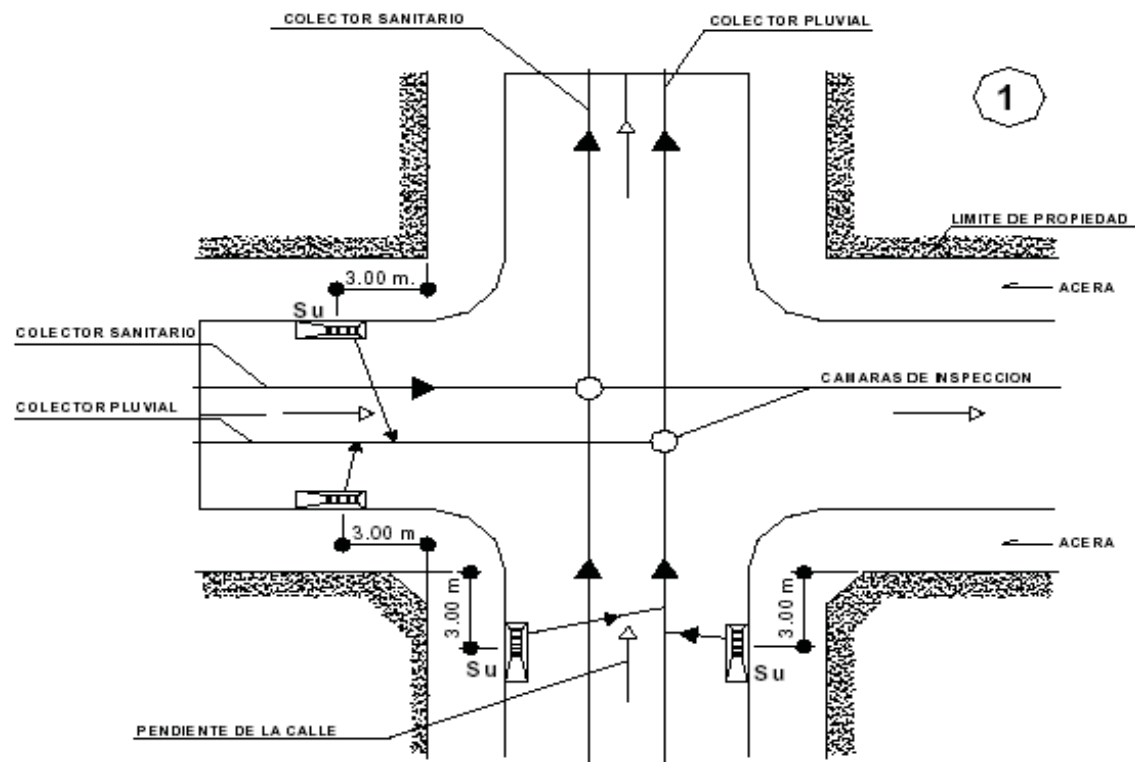
f) CALLE LOCAL CON PUENTE SOBRE CANAL O RIO



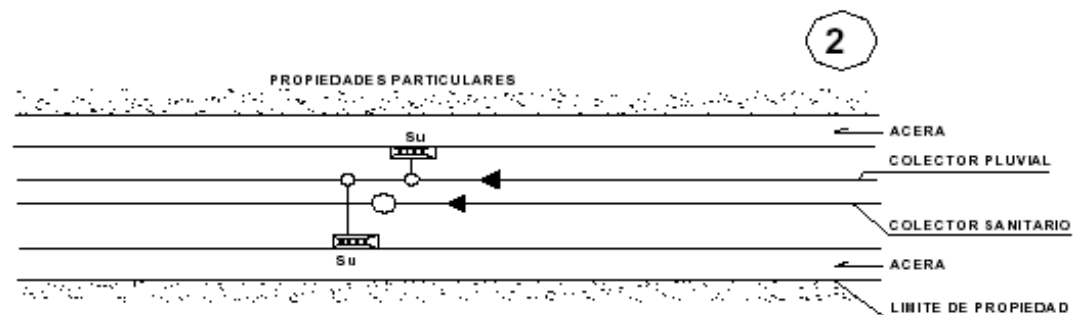
- ① SUMIDERO NECESARIO SOLO SI HAY SOBREPASO INDESEABLE
- ② SUMIDERO NECESARIO EN EL AREA INUNDADA REMANENTE ES EXCESIVA



## CONEXIÓN AL COLECTOR PÚBLICO MEDIANTE UNA PIEZA ESPECIAL

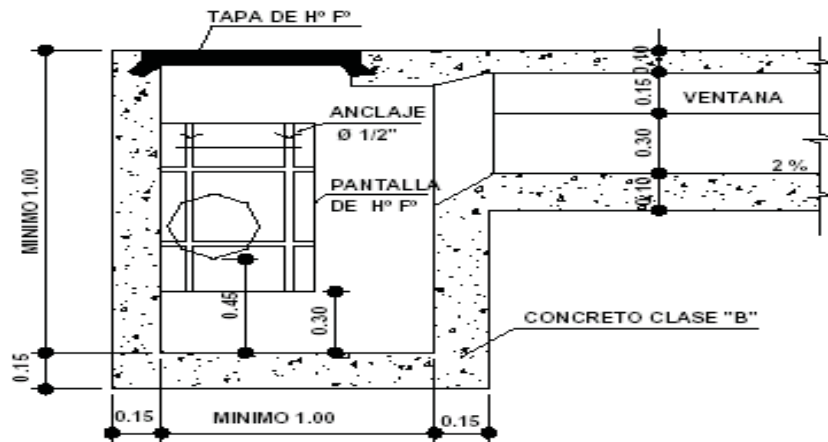


## CONEXION DE SUMIDERO EN UN CRUCE DE CALLES

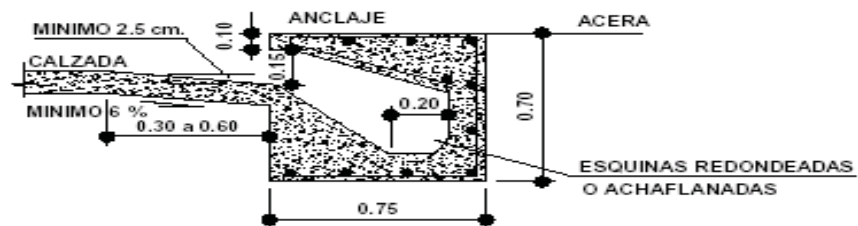




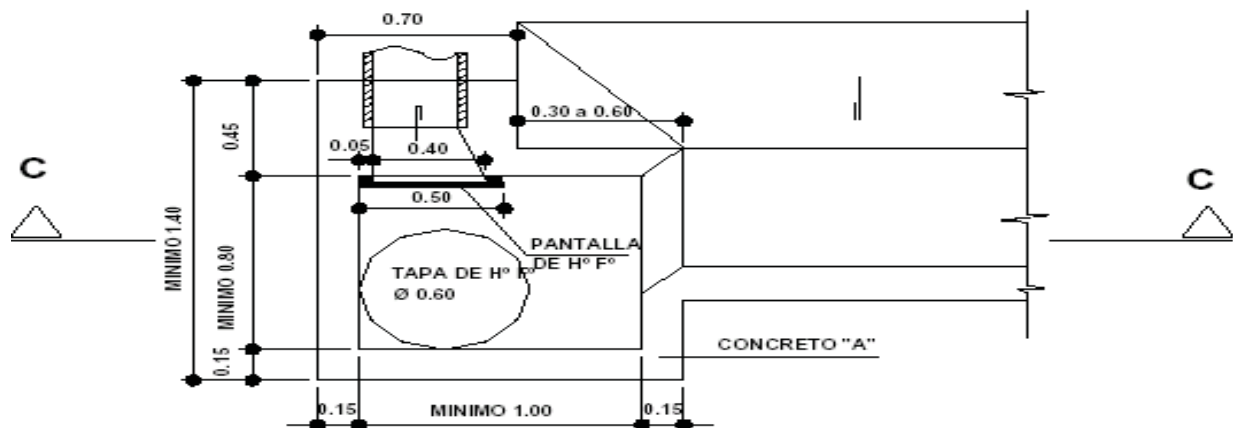
## SUMIDERO TIPO VENTANA CON SELLO



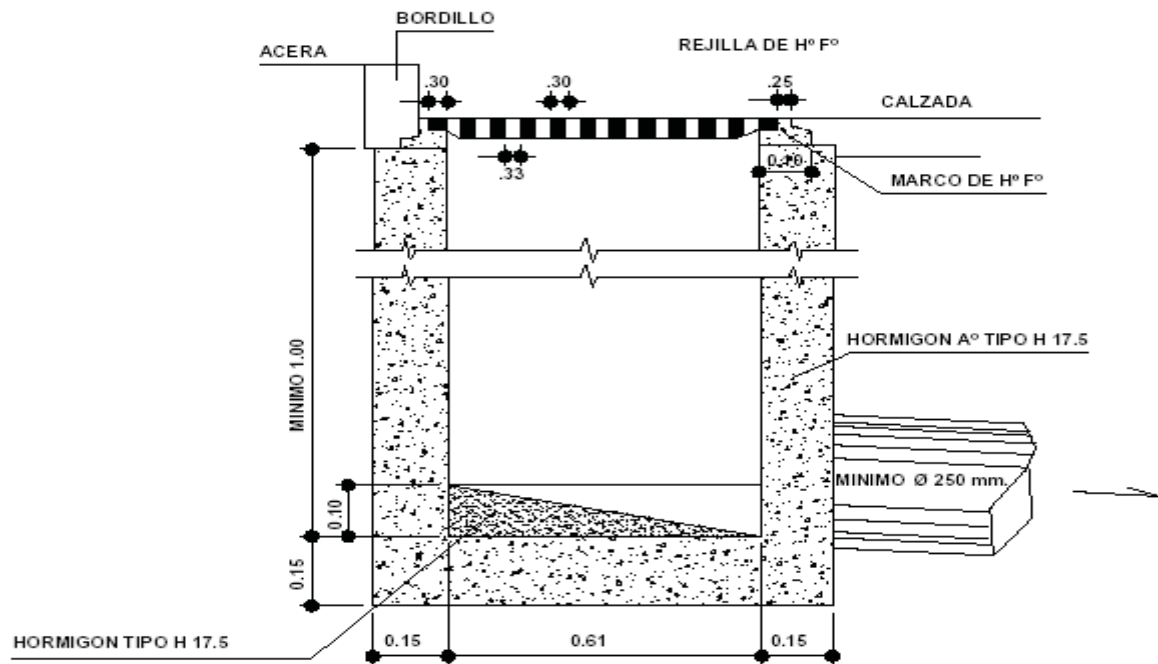
### CORTE C - C



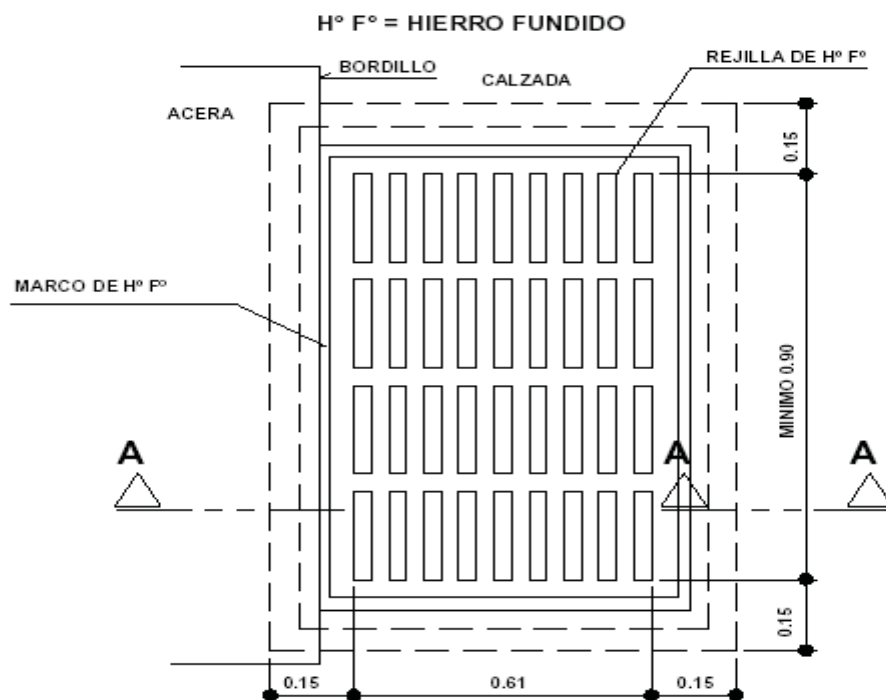
### PLANTA



## DRENAJES SUMIDEROS DE REJILLA EN CUNETA SIN SELLO

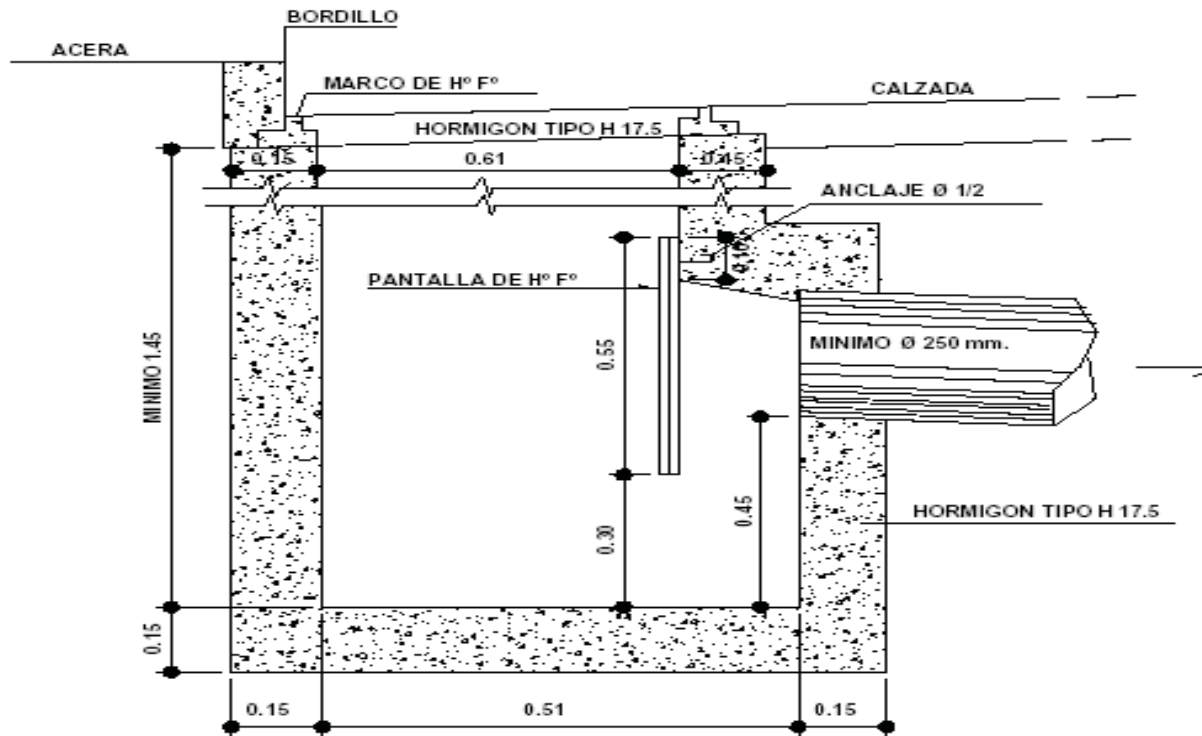


**SECCION A - A**



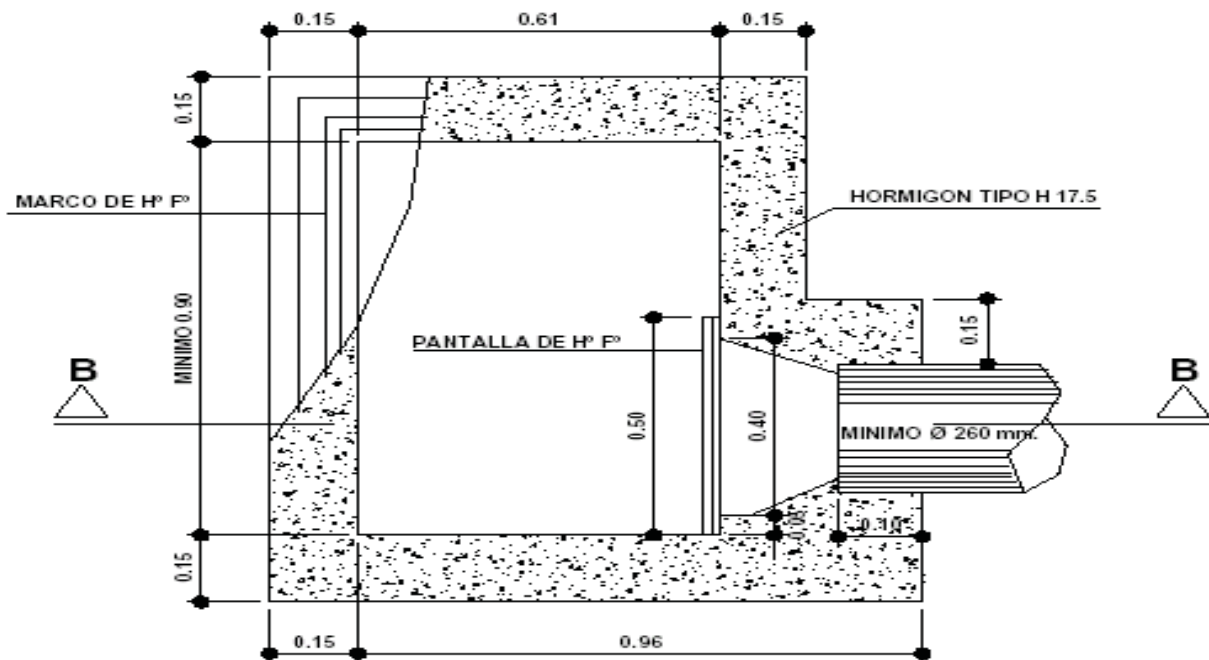
**PLANTA**

## DRENAJE SUMIDERO DE REJILLA EN CUNETA CON SELLO



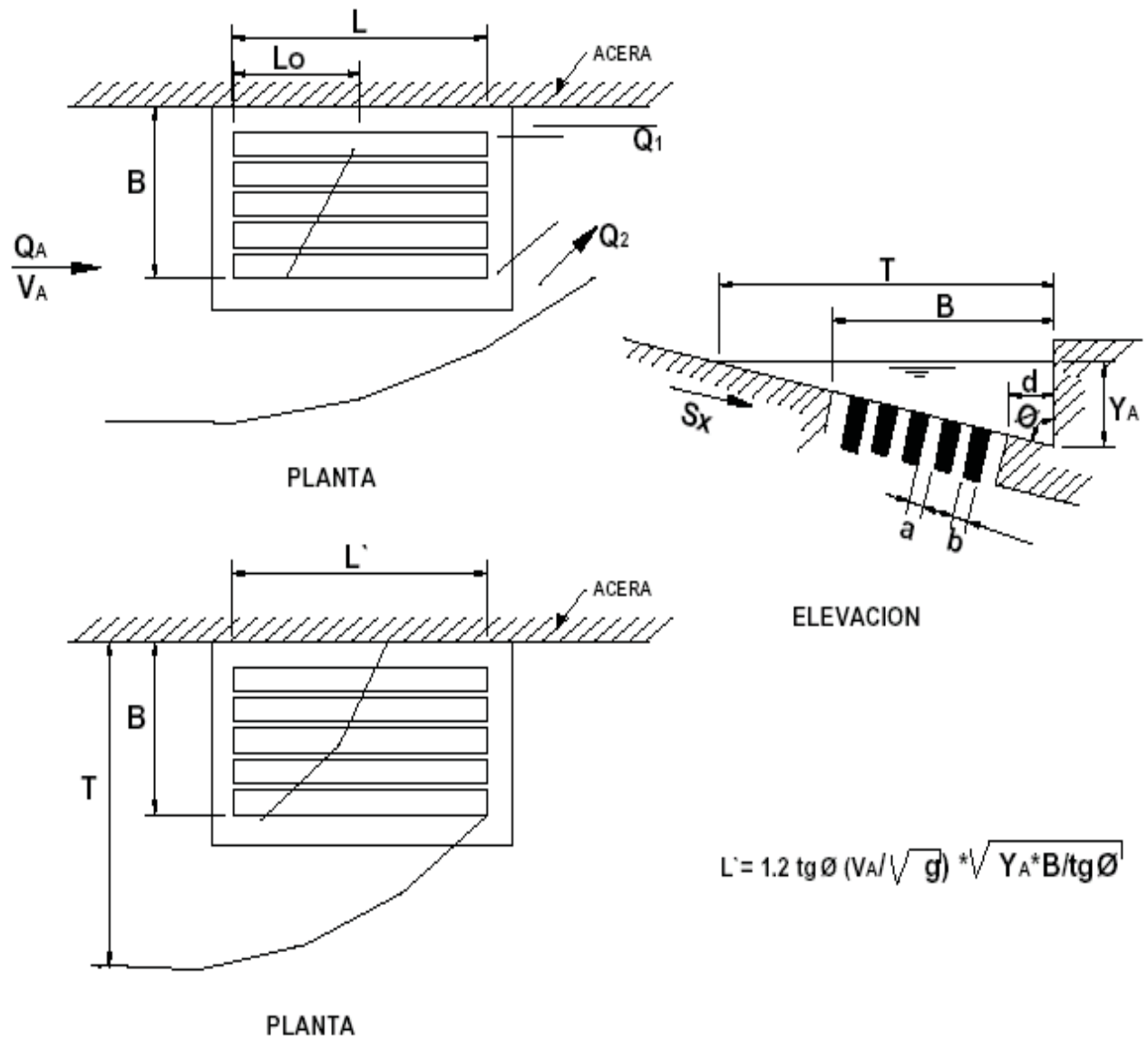
**SECCION B - B**

**Hº Fº= HIERRO FUNDIDO**

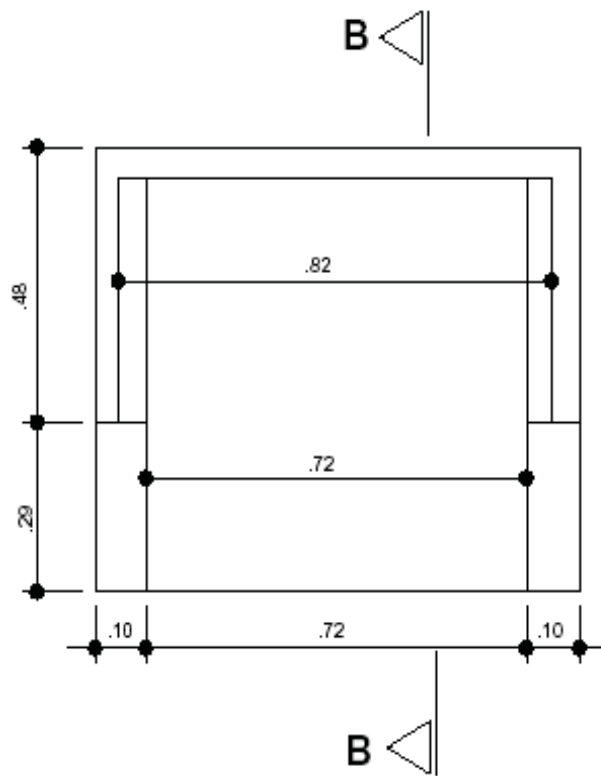


**PLANTA**

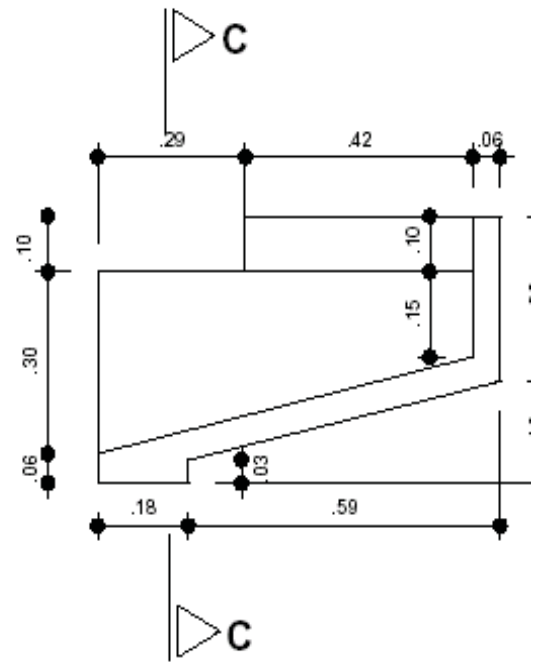
## SUMIDERO DE REJAS



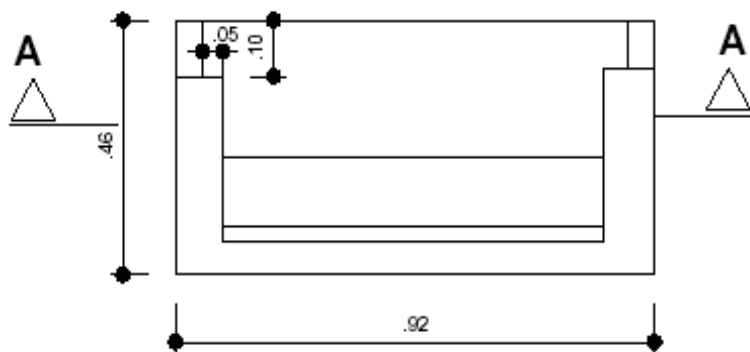
## SUMIDERO PARA PENDIENTES DE 0 – 8%



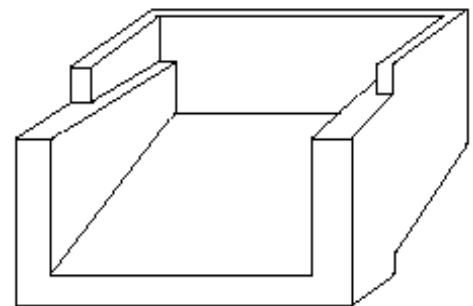
CORTE A - A



CORTE B - B

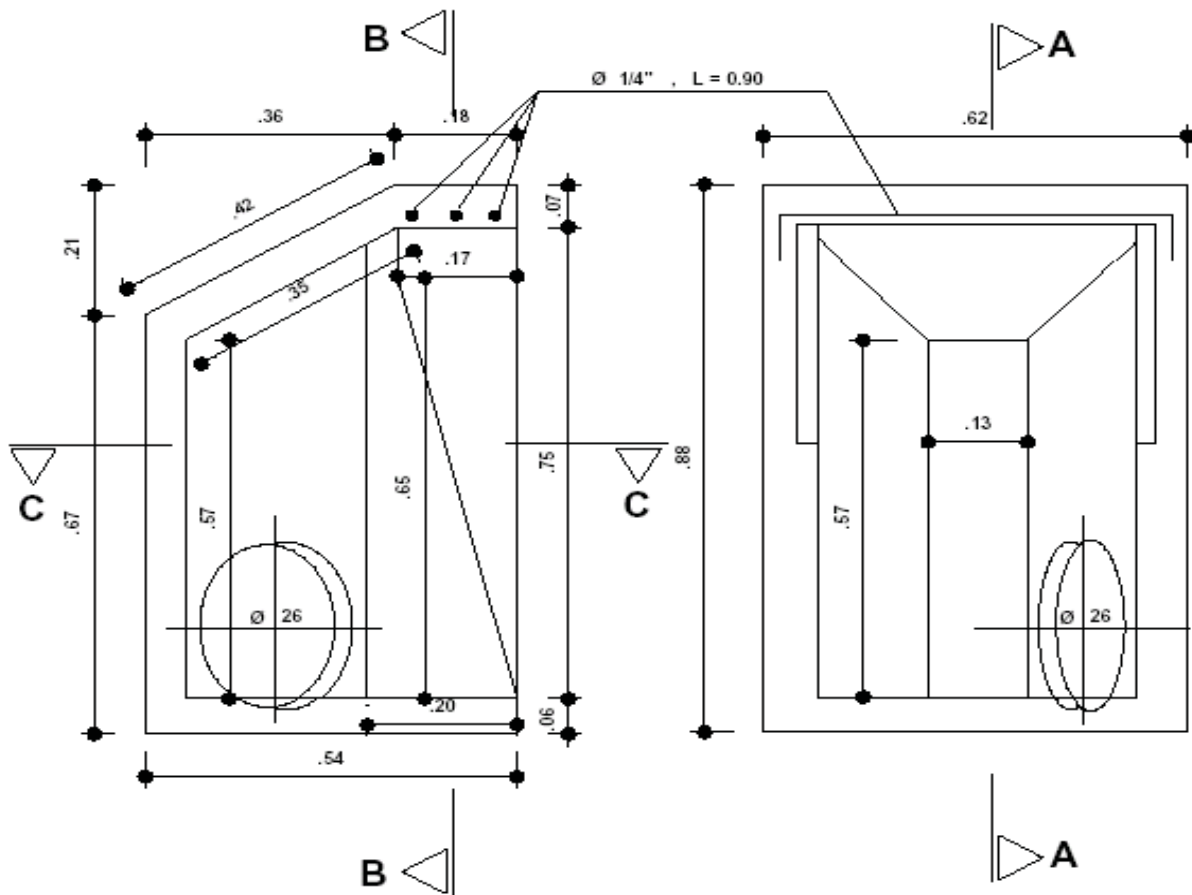
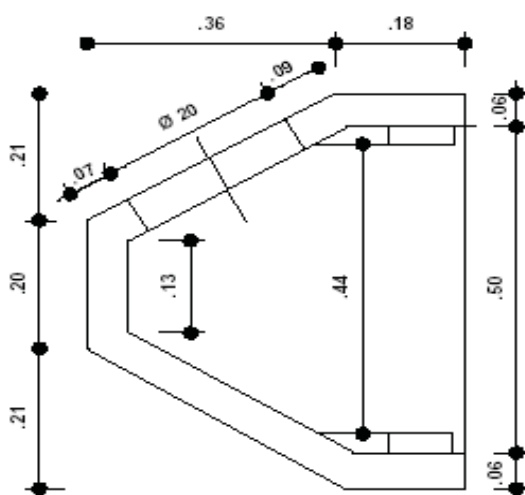
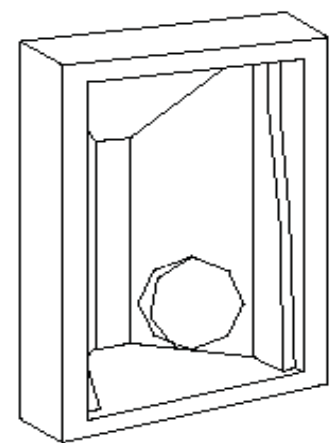


CORTE C - C



PERSPECTIVA

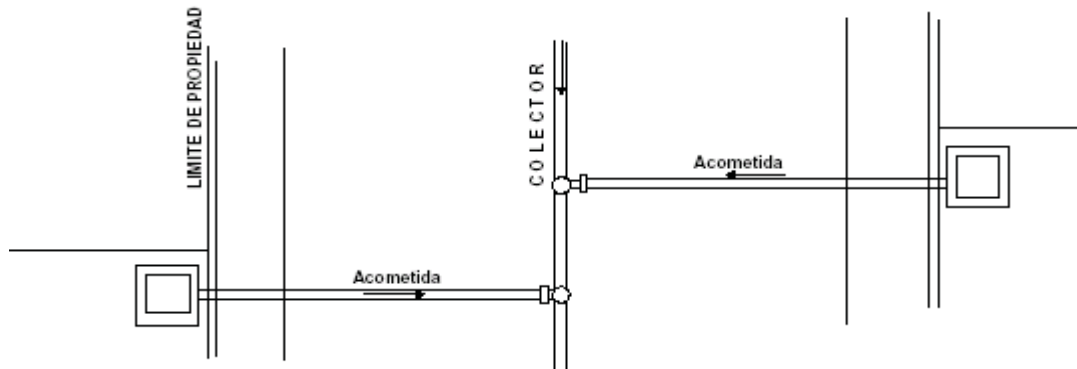
## CÁMARA DE SALIDA

CORTE A - ACORTE B - BCORTE C - CPERSPECTIVA

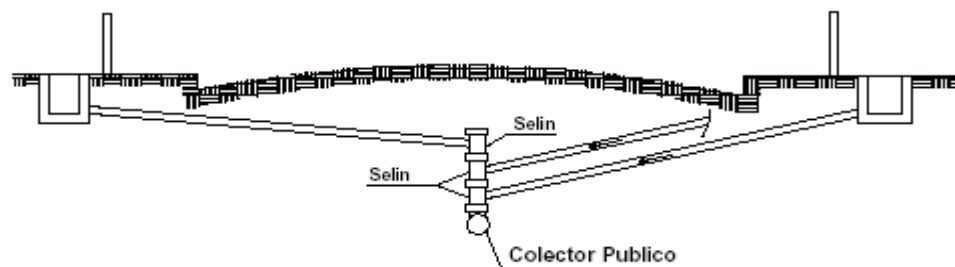
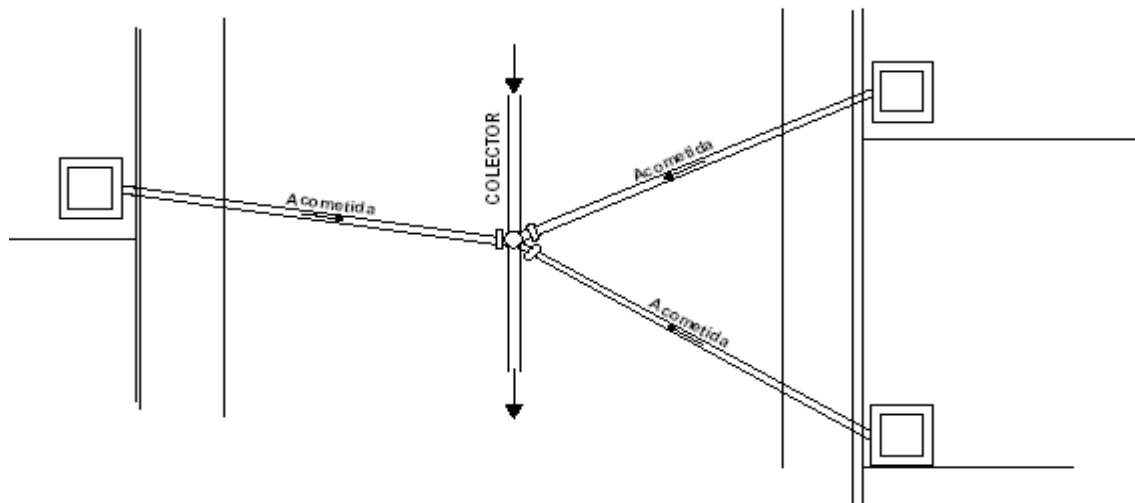




## TIPOS DE CONEXIONES DOMICILIARIAS



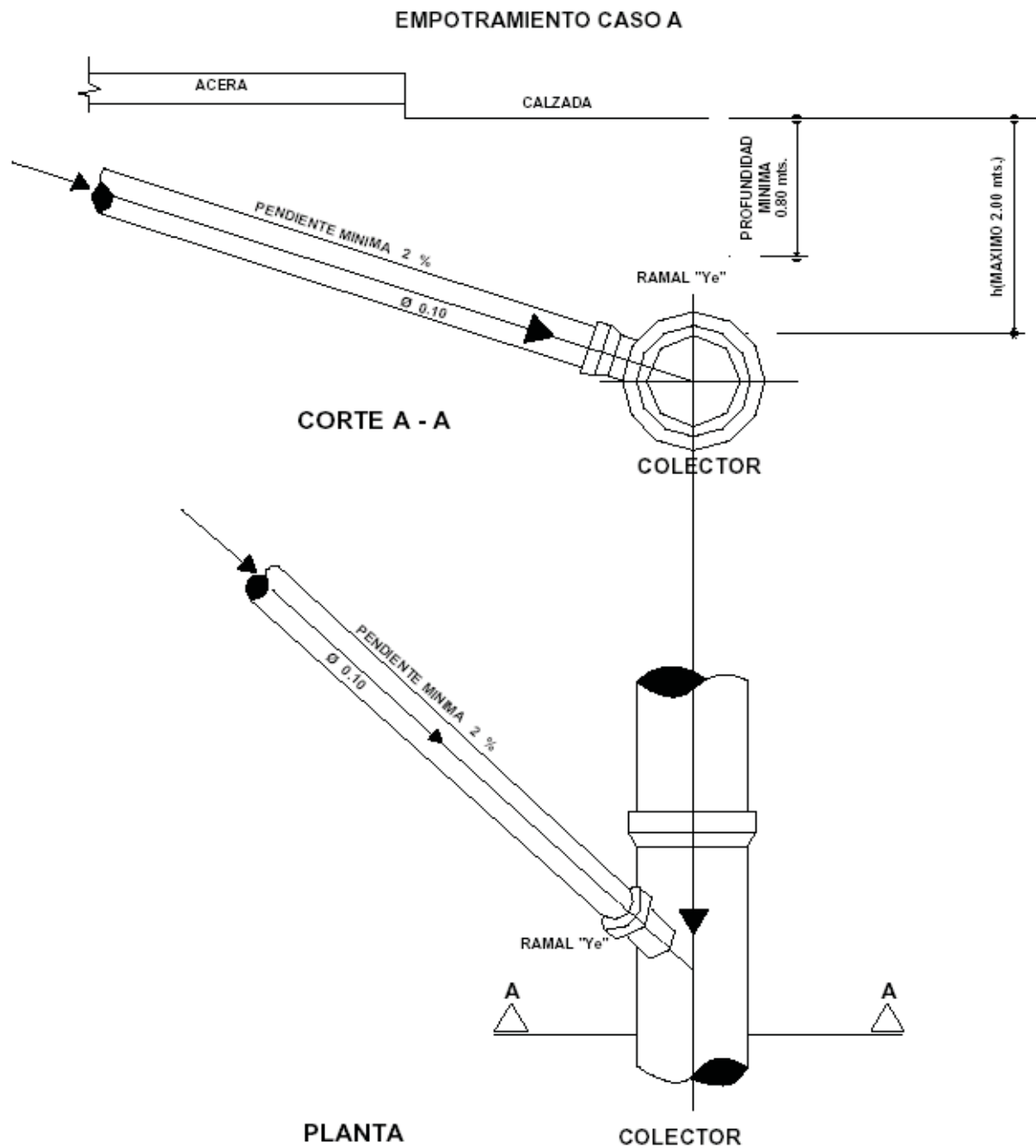
**SISTEMA ORTOGONAL**



**SISTEMA RADIAL**

## CONEXIÓN DOMICILIARIAS CASO A

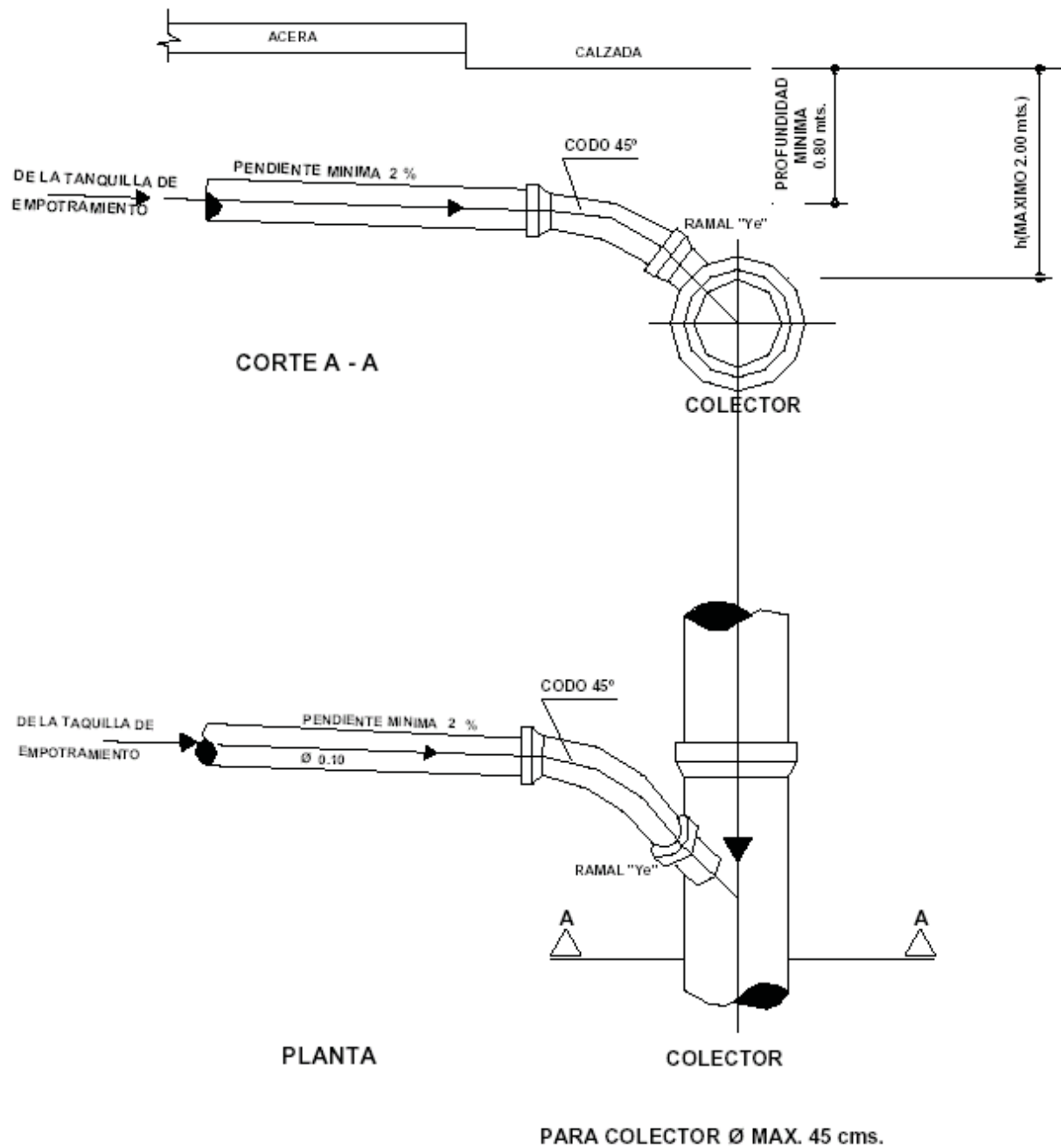
### EMPOTRAMIENTO CASO A



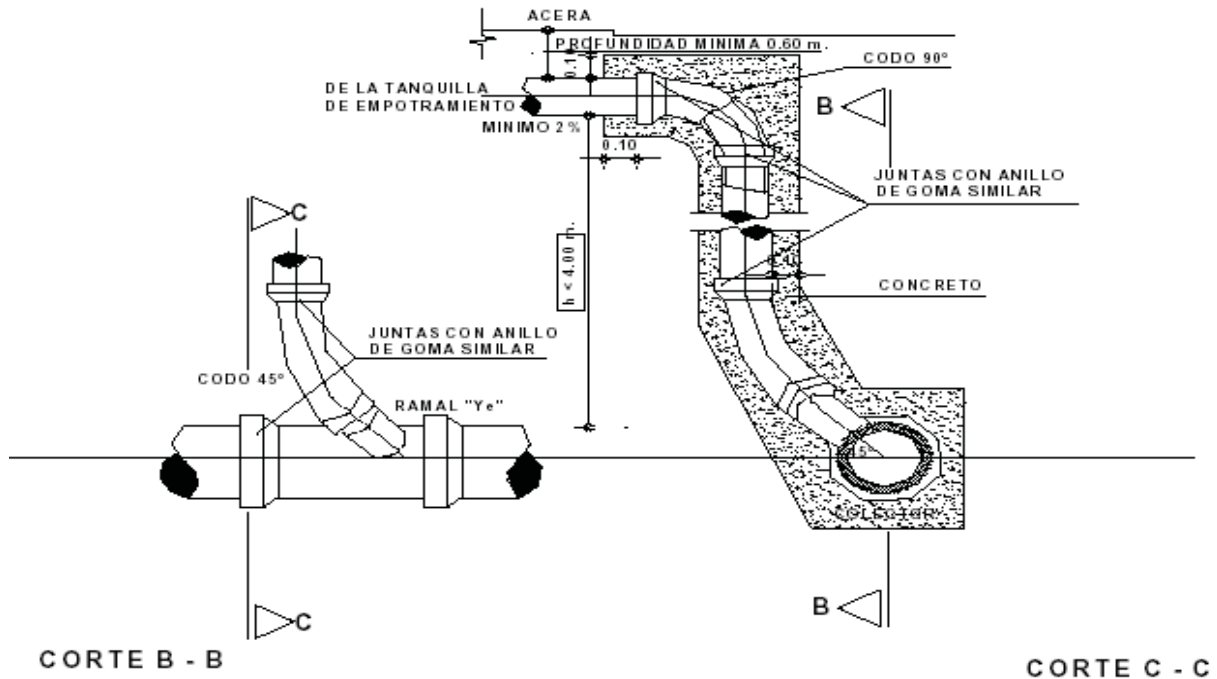
PARA COLECTOR Ø MAX. 45 cms.

## CONEXIÓN DOMICILIARIAS CASO B

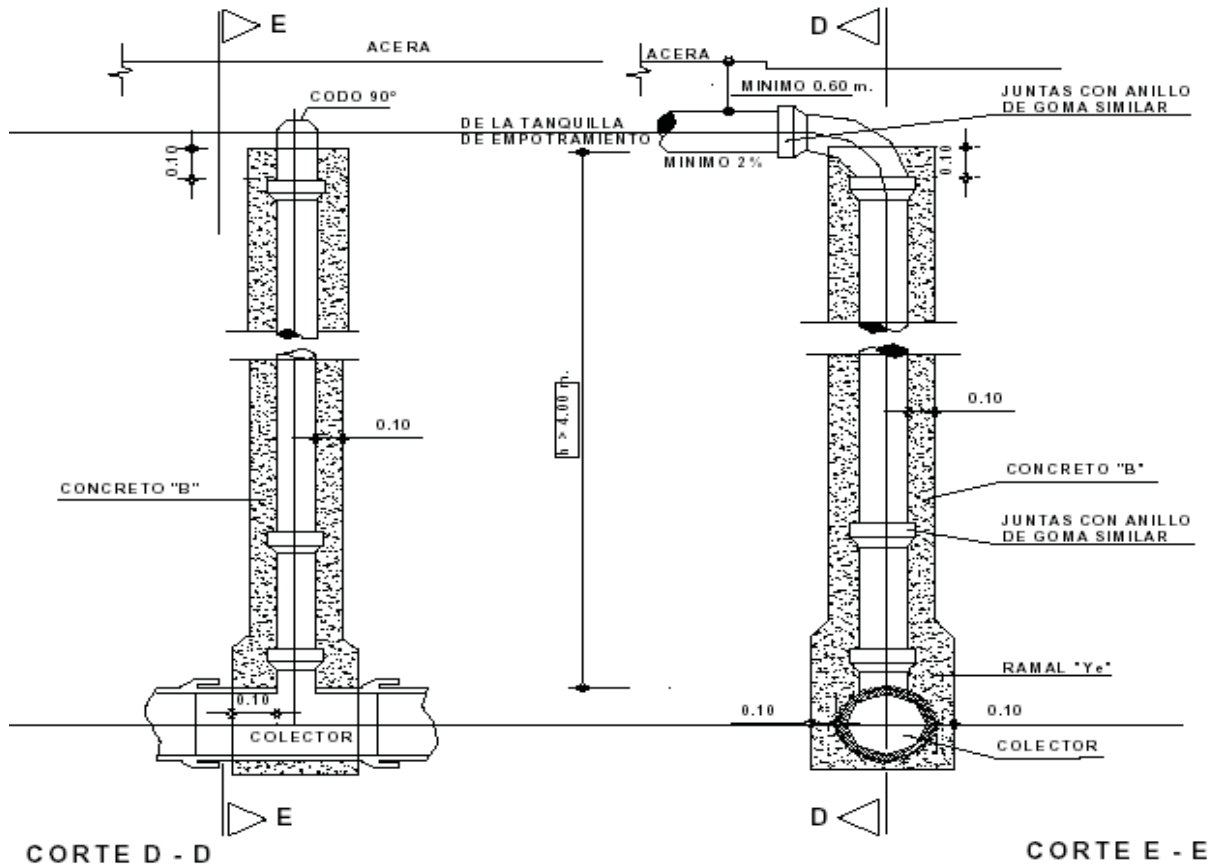
### EMPOTRAMIENTO CASO B



## EMPOTRAMIENTO CASO C

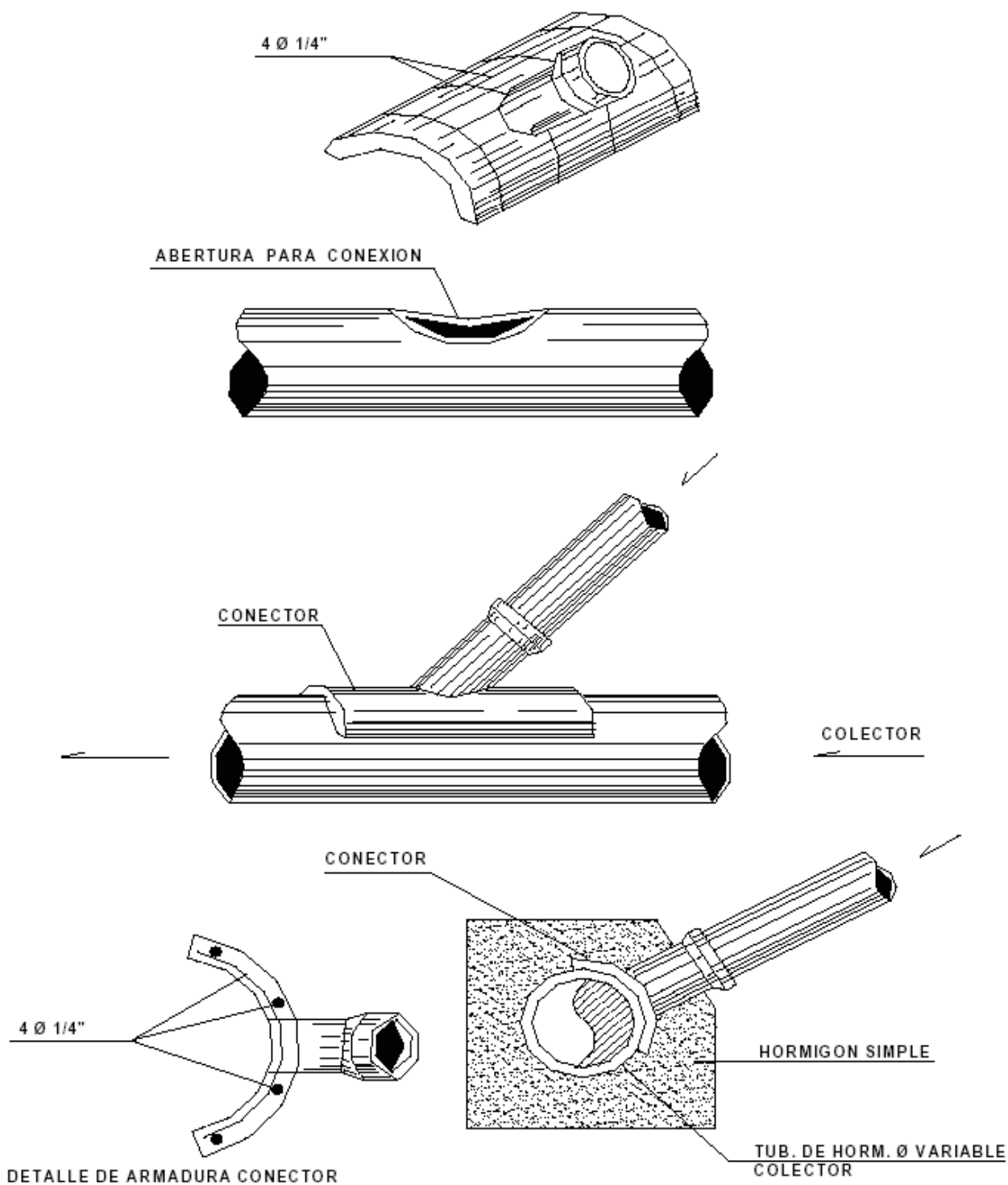


## EMPOTRAMIENTO CASO D

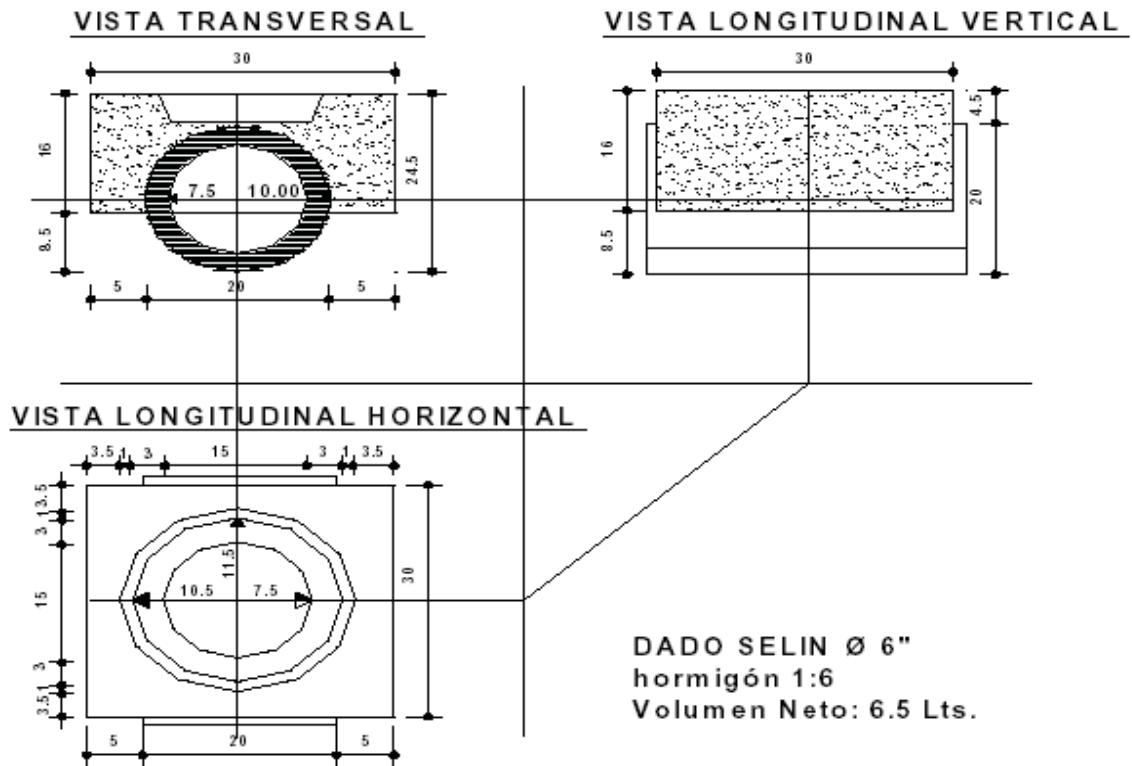


## CONECTOR LATERAL PARA PROFUNDIDADES MENORES

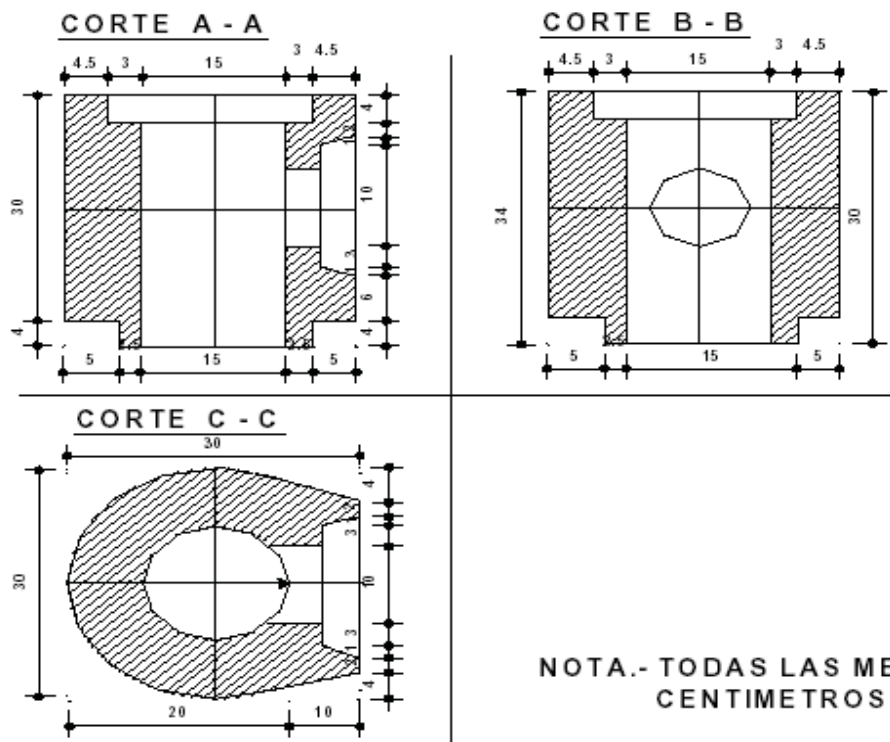
A 1.20 m.



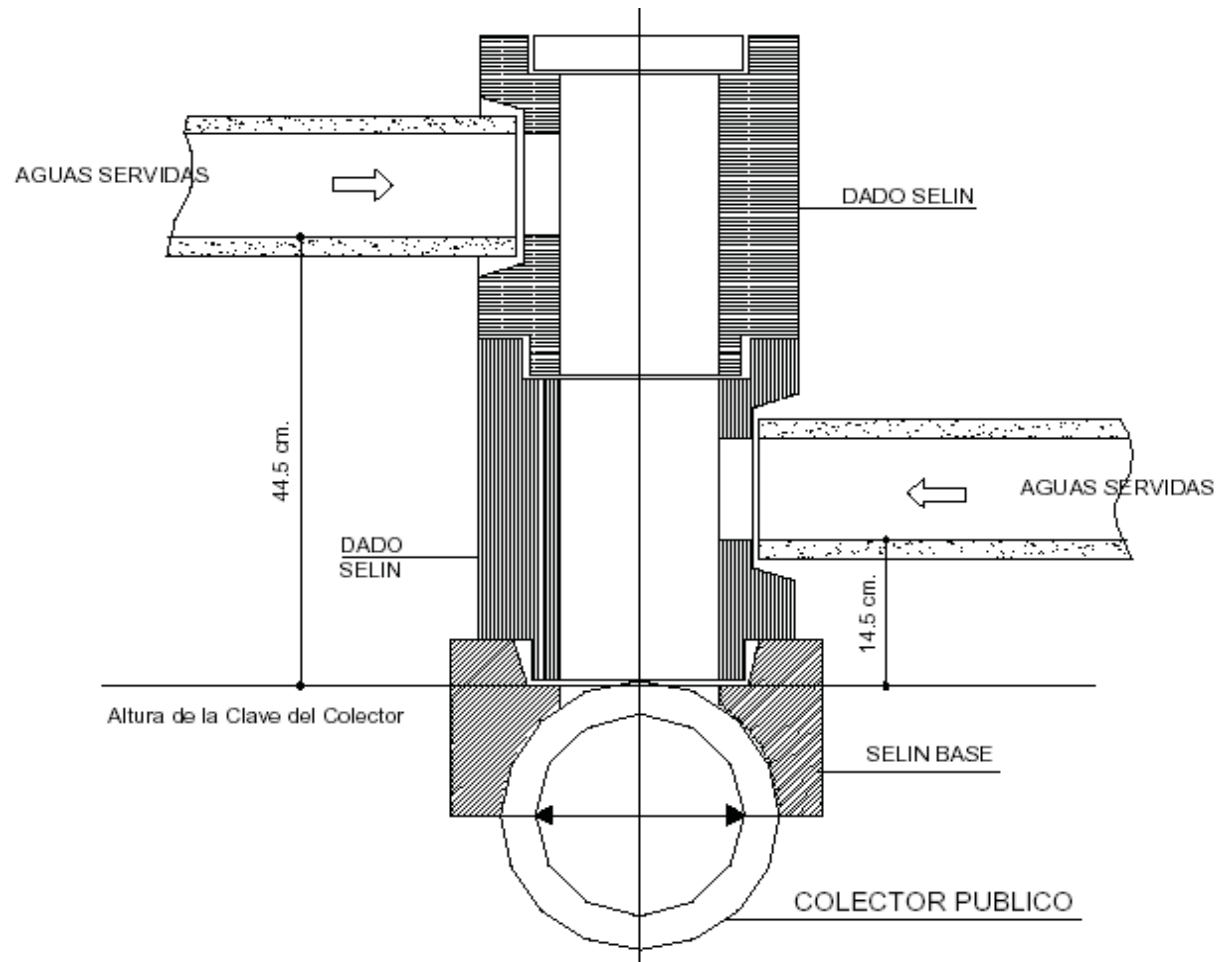
## DADO SELIN BASE



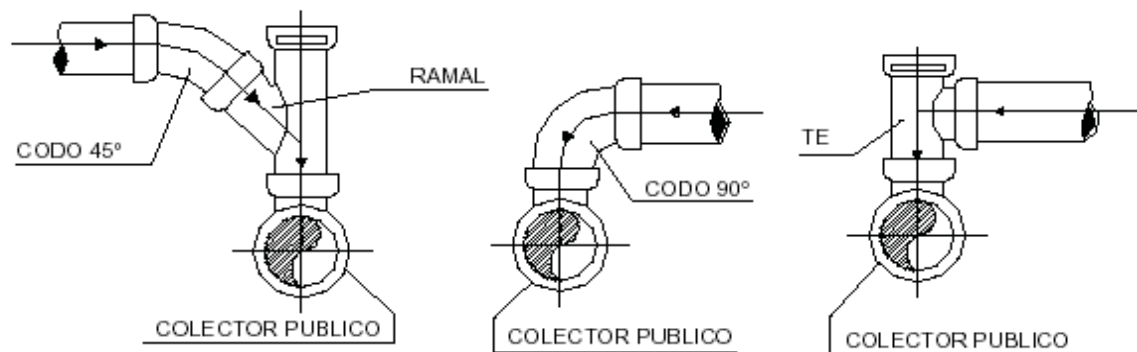
## DADO CONECTOR



## CONEXION DOMICILIARIA CON DADO SELIN

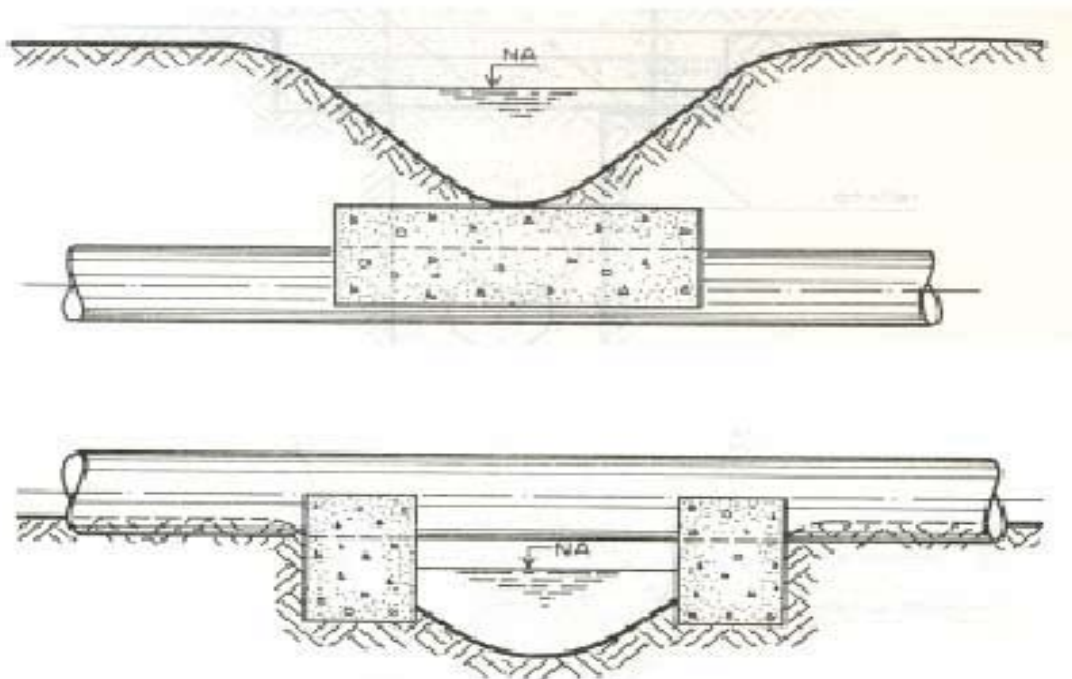
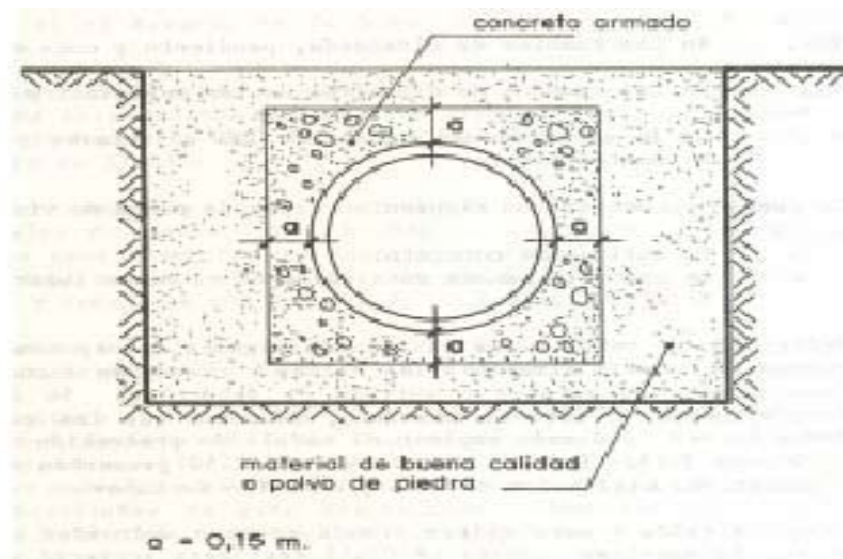


### FORMAS DE CONEXION AL COLECTOR

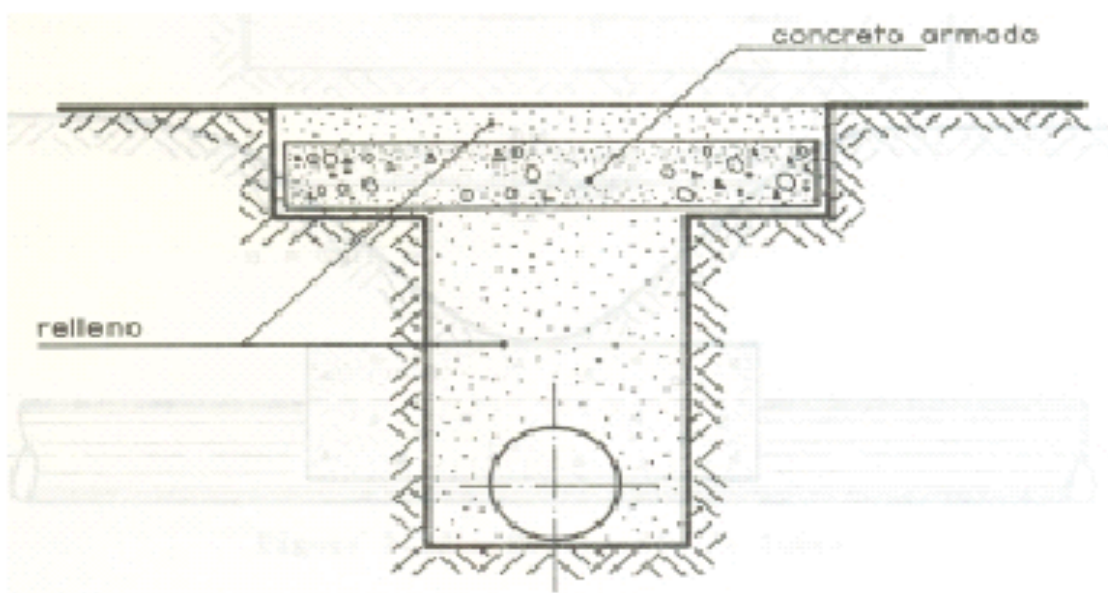
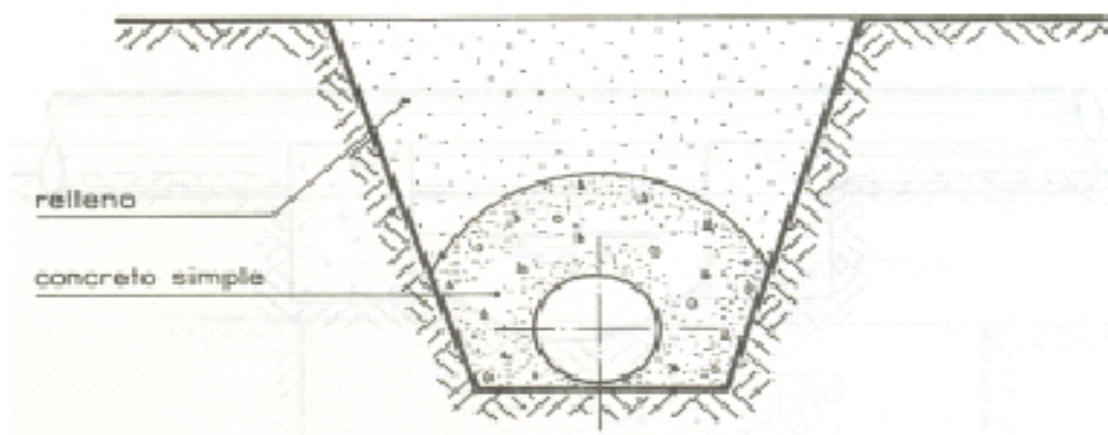


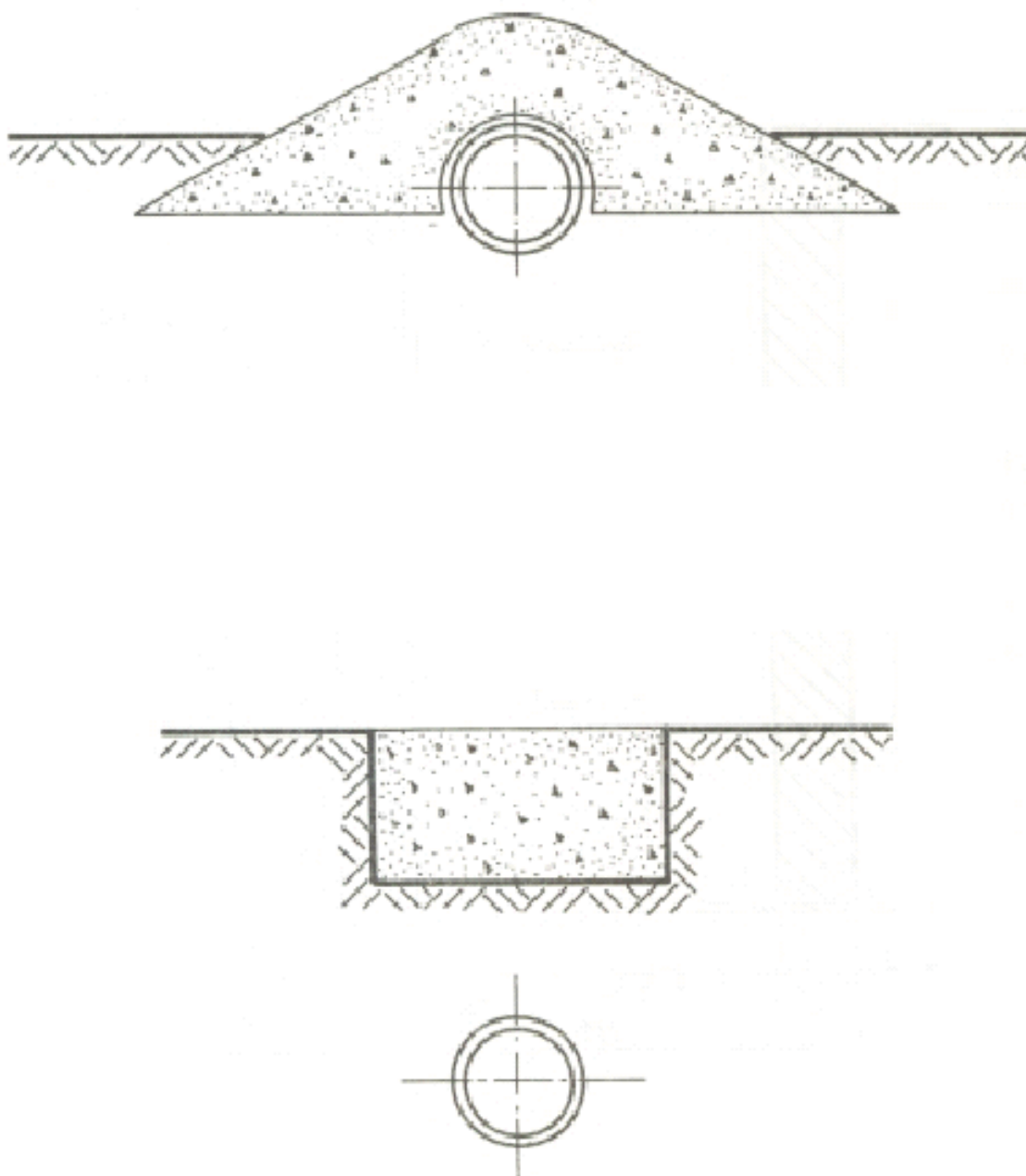


## DISPOSITIVOS PARA LA PROTECCIÓN DE TUBOS

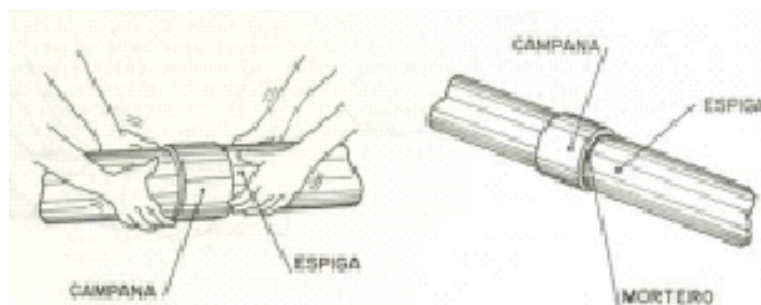
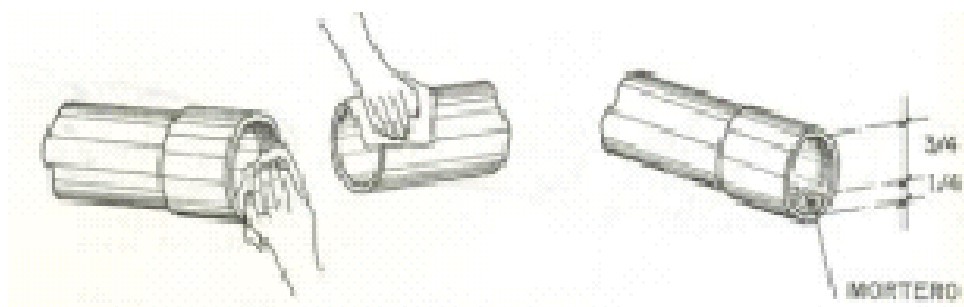
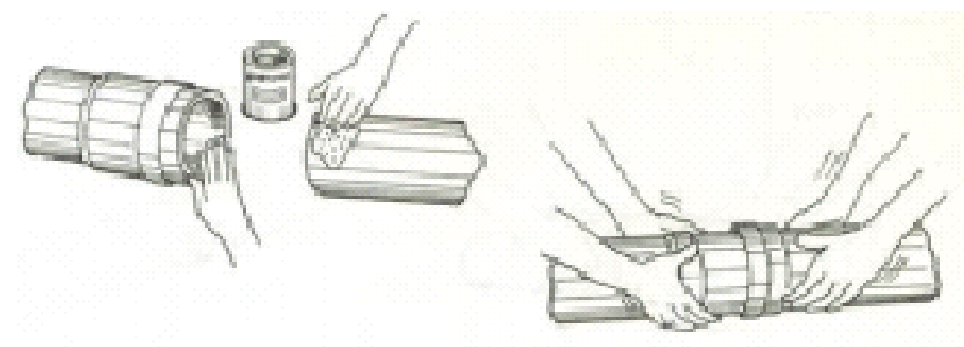
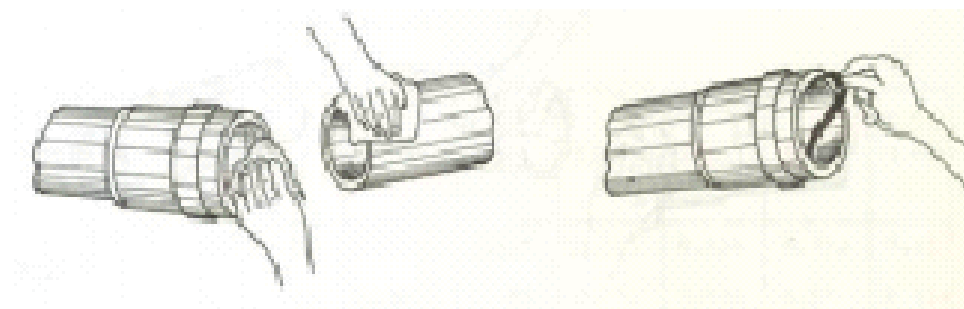


### Dispositivos de protección de tubos (continuación).



**Dispositivos de protección de tubos (continuación).**

## UNIONES NO ELÁSTICAS



**CAPITULO IX****ESTACIONES DE BOMBEO Y BOMBAS****9.1. Definición**

Las estaciones de bombeo son instalaciones, construidas y equipadas para transportar el agua residual del nivel de succión o de llegada a las unidades de tratamiento, al nivel superior o de salida de la misma. Las estaciones de bombeo de aguas residuales son necesarias para elevar y/o transportar en la red de alcantarillado, cuando la disposición final del flujo por gravedad ya no es posible. En terrenos planos, los colectores que transportan el agua residual hacia la estación de tratamiento se pueden profundizar de tal modo que se tornaría impracticable la disposición final sólo por gravedad. Las tuberías de alcantarillado, al funcionar como conductos libres, necesitan tener cierta pendiente que permita el escurrimiento por gravedad, situación que en terrenos planos ocasiona que las mismas, en si desarrollo, cada vez sean más profundas. En consecuencia, las estaciones de bombeo surgen como instalaciones obligatorias en Sistemas de Alcantarillado de comunidades o áreas con pequeña pendiente superficial:

Las aguas residuales son bombeadas con los siguientes propósitos:

- Para ser conducidas a lugares de mucha distancia.
- Para conseguir una cota más elevada y posibilitar su lanzamiento en cuerpos receptores de agua.
- Para iniciar un nuevo tramo de escurrimiento por gravedad.

**9.2. Determinación de la ubicación**

La determinación de la ubicación de la estación de bombeo es de suma importancia, sobre todo en áreas no desarrolladas o particularmente urbanizadas, ya que ello determinará en muchos casos el desarrollo completo del área. La parte estética o arquitectónica también, debe ser considerada en la selección del sitio de tal forma que no afecte adversamente el área vecina.

Entre otros detalles deben considerarse:

- a) Condiciones del sitio
- b) Propietarios del terreno
- c) Drenaje del terreno y de la localidad
- d) Tipo de tráfico.
- e) Accesibilidad vehicular
- f) Disponibilidad de servicios, energía (tensión y carga), agua potable, teléfonos, etc.
- g) Menor movimiento de tierras
- h) Integración de la obra con el paisaje circundante
- i) Menor nivel geométrico medio del punto de succión al punto de bombeo
- j) Las dimensiones del terreno deben satisfacer las necesidades presentes y la expansión futura.
- k) Propiedad y facilidad de adquisición del terreno.
- l) Manipulación de olores.
- m) Reacondicionamiento mínimo de interferencias.
- n) Facilidad de vertimientos de aguas residuales o pluviales en condiciones eventuales e interrupción de bombeo.
- o) Disponibilidad de energía.
- p) Calidad del agua a ser bombeada.
- q) Estudios topográficos.

### 9.3. Clasificación de las estaciones de bombeo

Las estaciones de bombeo han sido clasificadas de varias maneras, aunque ninguna de ellas es satisfactoria.

Algunos de los sistemas normales de clasificación son los siguientes:

- 1.- Por capacidad ( $\text{m}^3/\text{s}$ ,  $\text{m}^3/\text{d}$  o  $\text{l/s}$ ).
- 2.- Según la fuente de energía (electricidad, motores diesel, etc.).
- 3.- Por el método de construcción empleado (*convencional*, *pre moldeada*).
- 4.- Por su función u objeto específico.
- 5.- Altura Manométrica.

En la tabla 9.1 se presenta una clasificación de las estaciones de bombeo según su capacidad y el método constructivo normalmente utilizado. Como puede verse, hay un solape considerable en lo que se refiere al intervalo de capacidades entre las estaciones prefabricadas y las de construcción convencional.

**Tabla 9.1** Clasificación de la estaciones de bombeo según su capacidad y método constructivo

Clase/tipo	Intervalo de capacidad ( $\text{m}^3/\text{s}$ )
Eyectores neumáticos	< 0.02
<b>Prefabricada</b>	
• Cámara de inspección	0.006-0.03
• Cámara seca	0.006>0.1
<b>Convencional</b>	
• Pequeña	0.2-0.09
• Mediana	0.06-0.65
• Grande	> 0.65

Fuente: Metcalf & Eddy

Las estaciones de bombeo prefabricadas son suministradas en módulos que incluyen todos los equipos y componentes ya montados. Normalmente, se encuentran disponibles con tres tipos de equipos de bombeo: eyectores neumáticos, bombas sumergidas y bombas de cámara seca. Los eyectores neumáticos se suelen emplear para caudales pequeños, ya que las bombas centrífugas cuya sección de paso sea de 75 mm, no pueden funcionar a caudales menores de  $0.006 \text{ m}^3/\text{s}$ . Para caudales pequeños también se pueden emplear bombas sumergidas que pueden ser extraídas para su mantenimiento sin afectar al sistema de impulsión. Ambos tipos de bombas pueden utilizarse en instalaciones prefabricadas o convencionales.

### 9.4. Diseño hidráulico del cárcamo (pozo de succión)

El pozo de colecta o cárcamo, también llamado de succión, es el compartimiento destinado a recibir y acumular las aguas residuales durante un periodo de tiempo. Si en determinado momento el caudal de bombeo fuese superior al de llegada, en la bomba se producirá una entrada de aire y su funcionamiento quedará perjudicado, pudiendo inclusive ésta situación, provocar serios daños en el equipo.

Su adecuado dimensionamiento y la utilización de controles del nivel permiten el correcto manejo de las aguas afluentes. El volumen útil del pozo de succión debe ser determinado considerándose lo siguiente.

- Intervalo del tiempo entre partidas sucesivas del motor de la bomba (tiempo de ciclo).
- Caudal de bombeo.

#### 9.4.1. Capacidad del pozo

En general se admite que el periodo de permanencia de las aguas residuales en el cárcamo sea aproximadamente de 10 minutos, considerando la carga media  $Q_m$ . Cuando la descarga de entrada en el cárcamo fuese inferior a la descarga media, las aguas residuales permanecerán por más tiempo en el interior del pozo, lo que trae como consecuencia, la producción de malos olores, o desprendimiento de gases y la acumulación de lodos en el fondo del pozo. Por esta razón es aconsejable adoptar un periodo de retención igual o menor a 30 minutos. Por otra parte, otro criterio bastante común es de adoptar como 10 el número máximo de arranques horarios de la bomba, de modo que el periodo de una parada y el tiempo de funcionamiento de la bomba sean de 6 minutos. Es recomendable considerar un periodo de retención, como se dijo anteriormente, que no exceda los 30 minutos.

Se debe observar que entre dos arranques sucesivos de la bomba, no se produzca un periodo de tiempo muy corto para no perjudicar los equipos eléctricos del comando del motor. Se recomienda que el número de arranques del motor no supere las 10 veces, lo que limita a 6 minutos, el ciclo entre dos inicios de la operación de bombeo. La mayoría de los métodos de diseño basan el tiempo de retención en la variación promedio del caudal de diseño, en cambio, la variación máxima y mínima determinan la capacidad del cárcamo. Además de lo anterior, el cárcamo de una casa de bombas, debe satisfacer aún las siguientes exigencias de forma y posición.

- a) La parte útil, debe estar comprendida entre el eje de la tubería de llegada de aguas residuales y una cota situada como mínimo a una distancia 3 veces el diámetro (3D), sobre la boca de entrada de la bomba o de la tubería de succión si ésta existe.
- b) El fondo deberá tener una superficie lo más pequeña posible para minimizar los depósitos de sólidos, por esto, las paredes del cárcamo deberán tener una inclinación de  $45^\circ$  y preferiblemente de  $60^\circ$  con la horizontal.

#### 9.4.2. Capacidad y forma del pozo

La profundidad del pozo a partir del nivel del terreno, será determinada por tres parcelas, las cuales en orden descendente son:

- Cota de la solera del afluente.
- Distancia entre niveles máximos y mínimos. Este rango de operación es del orden de 1.0 m, admitiéndose 0.10 m, por encima y por debajo para activar alarma cuando fuese necesaria. En pequeñas estaciones, se puede reducir este rango, hasta un mínimo de 0.60m.
- Altura requerida para la instalación de la bomba y piezas especiales, manteniéndose el nivel mínimo de forma de proporcionar condiciones para que la bomba opere siempre ahogada (nivel de aguas servidas igual o superior al plano que pasa por el eje del rotor). Esta sumergencia debe ser tal que la columna líquida sobre el eje de la toma de succión sea como mínimo 2.5 veces el diámetro de la referida toma. En casos especiales, siempre que sean justificados, se puede admitir que solamente durante la partida la bomba quede sumergida.



### 9.4.3. Volumen del pozo de succión

Su dimensionamiento varía fundamentalmente en relación de los aspectos siguientes:

- Tiempo de permanencia del agua residual en el pozo.
- Frecuencia de operación del conjunto de elevación.

Para elevaciones que no sean de gran dimensión, el ciclo de operación de una bomba debe estar de 5 a 30 minutos tiempo de retención. En caso de que se presentes unidades de gran capacidad, es de máxima conveniencia que operen en forma continua, y el tanque se dimensionará coordinando la selección de los conjuntos de elevación con la fijación de niveles de agua al tanque para los cuales las bombas arrancan y paran. El volumen de cámara de aspiración comprendido entre los puntos de arranque y parada de una sola bomba o un solo escalón de control de velocidad para bombas de dos velocidades viene dado por:

$$V = \frac{t_{\min} \cdot q}{4} \quad (9.1)$$

$V$  = volumen necesario,  $m^3$

$t_{\min}$  = tiempo mínimo en minutos de ciclo de bombeo (tiempo entre arranques sucesivos o cambios de velocidad de una bomba que funciona entre los límites de un intervalo de control)

$q$  = capacidad de la bomba,  $m^3/\min$ , o incremento de la capacidad cuando una bomba se encuentra en funcionamiento y arranca una segunda o cuando se aumenta la velocidad del motor.

$$T_{\min} = t_f + t_e \quad (9.2)$$

$$T_e = \frac{V}{q-1} \quad (9.3)$$

$$T_f = \frac{V}{i} \quad (9.4)$$

$t_{\min}$  = tiempo total de un ciclo de bombeo

$t_f$  = tiempo necesario para vaciar la cámara de aspiración cuando funciona la bomba

$t_e$  = tiempo necesario para llenar la cámara de aspiración cuando la bomba esta parada

$i$  = caudal entrante, cuando se trata de una sola bomba en funcionamiento o diferencia entre el caudal entrante y al caudal de bombeo anterior a la entrada en funcionamiento de una bomba adicional, para el caso de funcionamiento de varias bombas. Por ejemplo, si una bomba descarga  $0.05 \text{ m}^3/\text{s}$  para un caudal entrante de  $0.07 \text{ m}^3/\text{s}$ ,  $i = 0.07 - 0.05 = 0.02 \text{ m}^3/\text{s}$ .

### 9.4.4. Instalaciones de cribado (rejillas)

Todas las bombas, independientemente de su tamaño, pueden obstruirse con trapos y otros materiales normalmente presentes en el agua residual, cuanto mayor sea la bomba. Mayor es el tamaño de los sólidos que pueden bombear, pero toda bomba puede atascarse por trapos. Para proteger las bombas frente a este problema, la mayoría de las estaciones de bombeo, excepto en las más pequeñas, se suele instalar algún tipo de dispositivo en la cámara de succión que separe o desmenuce los trapos y otros materiales. Los dispositivos que son más utilizados son las rejillas y dilaceradores.



**a) Rejas.**

Los sólidos en suspensión en el agua residual afluyente que pueden perjudicar el funcionamiento de las bombas, deberán ser removidos antes que las aguas servidas lleguen a una cámara de succión, a través de rejas de cribado. La reja es dispositivo formado por un conjunto de barras paralelas cuya misión es separar los objetos contenidos en el agua residual. La separación de las barras varía entre 25 y 150 mm dependiendo del grado de protección necesario. Normalmente, las rejas de las estaciones de bombeo son de limpieza automática, aunque en caso de emergencia se utilizan rejas de limpieza manual, situadas en canales de bypass, cuando las de limpieza automática están fuera de servicio. Las rejas deben ser fijadas en soportes (guías) para facilitar su retiro y nunca ser ancladas en la estructura

**9.4.5. Cámara seca**

La cámara seca está situada adyacente a la de aspiración o succión y alberga a las bombas y al conjunto de tuberías de aspiración e impulsión y sus correspondientes válvulas. A lo largo de la pared de separación entre las cámaras debe haber una canal de drenaje para recoger y transportar las pérdidas que puedan producirse, así como el agua procedente del drenaje de las bombas y el de la limpieza de la cámara seca, hasta un sumidero. La solera de la cámara seca debe tener pendiente hacia el canal de drenaje y éste, a su vez, debe tener una pendiente de 10 mm/m hacia el sumidero. En todas las estaciones de bombeo, con excepción de las de tamaño más pequeño, deben instalarse escaleras de acceso, construidas de acero galvanizado. Los motores de accionamiento de las bombas suelen situarse en la planta intermedia. En estaciones poco profundas, los motores se colocan sobre la solera de la cámara. Al diseñar la cámara seca debe cuidarse la disposición de los accesos y trampas de la solera de manera que permitan la extracción de motores, bombas, tubería y otros componentes. A fin de facilitar las labores de mantenimiento y reparación de las bombas, deben estar suficientemente separadas.

**9.4.6. Tuberías y piezas especiales**

En el tramo de succión, estando las bombas ahogadas, se debe colocar obligatoriamente un registro, a fin de aislar cada conjunto elevatorio. Para efectos de dimensionamiento se aconseja adoptar velocidades que no superen los 1.5 m/s en el tramo de succión y de 2.4 m/s en el tramo de impulsión. En ningún caso, el diámetro de la tubería debe ser inferior a 100 mm (4").

**a) Velocidad límite****Tubería de succión:**

Velocidad Mínima 0.6 m/s  
 Velocidad Máxima 1.5 m/s  
 Velocidad Recomendada 1.0 m/s

**Tubería de impulsión:**

Velocidad Mínima 0.6 m/s  
 Velocidad Máxima 2.5 m/s  
 Velocidad Recomendada 1.5 m/s

**b) Comparación técnico económica**

Será hecha una comparación de costos, considerando lo siguiente:

- Costo de adquisición e instalación de tubería y accesorios.
- Costo de los conjuntos motor- bomba
- Costos de operación y mantenimiento y consumo de energía

### c) Variaciones de los caudales de bombeo y etapas de proyecto

Las aguas servidas (afluente), antes de entrar en la estación de bombeo, deben pasar por una estructura con triple finalidad:

- Servir como cámara de visita.
- Permitir la instalación de compuertas para aislar la estación de bombeo y sirvan como desvío (by pass).
- Incluir un vertedor que desvíe al agua servida de la estación a un curso receptor próximo adecuado de descargas, cuando exista necesidad.

### 9.4.7. Dispositivos complementarios

La mayoría de las casas de bombas para aguas residuales requiere de los siguientes dispositivos auxiliares:

- a) Boyas o electrodos para el accionamiento de las llaves de comando de los motores ubicados en función a niveles máximos y mínimos de agua residual en el cárcamo.
- b) Bomba para agotamiento de aguas de condensación, de infiltración o de filtración que eventualmente pueden presentarse en el pozo seco.
- c) Puente grúa, tecle u otro mecanismo para suspensión del conjunto elevatorio.

## 9.5. Sistemas de bombeo

Los principales dispositivos, actualmente en uso, para la elevación de las aguas residuales son:

- Bombas eyectores neumáticos.
- Bombas centrífugas.
- Bombas helicoidales.

### 9.5.1. Eyectores neumáticos

Los eyectores tienen la ventaja de poder recibir las aguas residuales sin cribado previo lo que no causa daño al sistema, están contruidos por una cámara metálica a la cual el agua residual es conducida directamente desde un colector alimentador. Cuando el nivel alcanza una altura determinada, automáticamente un comando eléctrico acciona un compresor que inyecta aire en la cámara con lo que el agua residual es impulsada a la tubería de salida. Las válvulas de entrada y salida también funcionan automáticamente no requiriéndose de operación manual alguna.

Debido a que los eyectores funcionan con aire a presión es obvio que juntamente con la cámara receptora se debe instalar un compresor y eventualmente un recipiente de aire comprimido. El conjunto se debe complementar con la instalación de un tablero eléctrico de control.

### 9.5.2. Bombas centrífugas

Las bombas centrífugas, accionadas por motores eléctricos o de combustión interna, son dispositivos de uso más frecuente y son fabricadas para distintas capacidades. Desde el punto de vista técnico, hay ciertas peculiaridades que caracterizan a las bombas para aguas residuales. Por el hecho de impulsar

líquidos sucios que contienen materias en suspensión deben poseer un tipo especial de rotor (Impulsor). Las bombas deben generalmente trabajar ahogadas, esto es con carga en la entrada, de manera que el funcionamiento, en su inicio, se produzca sin la necesidad de la operación previa de cebado. De ésta manera se obtienen las siguientes ventajas:

1. Prescindir de la válvula de pié, cuyo funcionamiento sería deficiente, con líquidos que contienen sólidos.
2. Se facilitan las condiciones para la automatización del funcionamiento del equipo de bombeo.

En la mayoría de los casos, las bombas centrífugas para aguas residuales utilizadas en estaciones de bombeo, trabajan en forma intermitente, debido a la oscilación de los caudales de llegada, es por esto que es recomendable lograr que la operación sea totalmente automatizada.

Entre los tipos de bombas centrífugas para aguas residuales que se utilizan en estaciones de bombeo, se destacan las siguientes:

- a) De eje horizontal
- b) De eje vertical para instalación en pozo húmedo, esto es, dentro del pozo de bombeo.
- c) De eje vertical para instalación en pozo seco.
- d) Conjunto moto – bomba sumergible.

Las bombas de eje vertical de los tipos b y c ofrecen, frente a los otros tipos, la ventaja de poder ser operadas por motores instalados en niveles superiores libres de posibles inundaciones. La longitud del eje de accionamiento, que no debe ser exagerado, y los problemas de su mantenimiento, son aspectos que deben ser examinados convenientemente en la fase de Proyecto. Para determinar la capacidad de una bomba centrífuga y seleccionar el modelo correspondiente, es necesario como en el caso de agua limpia, conocer fundamentalmente el caudal de bombeo y la altura dinámica total.



Fig. 9.1 Bombas centrífugas sanitarias

### 9.5.3. Bombas tornillo

Las bombas helicoidales constituyen una modernización del llamado tornillo de Arquímedes. En los últimos años, su uso se ha intensificado principalmente en Europa. Su funcionamiento es al aire libre, y por tanto a presión atmosférica. La altura que se puede vencer, equivale al desnivel existente entre las extremidades del tornillo, colocado en su posición de funcionamiento.

La capacidad de bombeo, en términos de caudal, es definida de modo general por el diámetro del tornillo y la velocidad de retención. La potencia absorbida es calculada por la fórmula general utilizada en bombas centrífugas.

$$P = \frac{Q \cdot H_{est}}{75 \cdot N} \quad (9.5)$$

Donde:

P = Potencia absorbida en HP

Q = Caudal de bombeo (l/s)

H<sub>est</sub> = Altura estática de elevación

N = Rendimiento (65 a 70%)

El rendimiento es relativamente bajo, debido principalmente a fugas que se verifican en la separación existente entre la hélice y la canaleta que la contiene.



**Fig. 9.2** Bombas helicoidales sanitarias

### 9.6. Diseño de los sistemas de bombeo

En principio definiremos algunos términos utilizados en las bombas y sistemas de bombeo:

- a) Capacidad.
- b) Altura
- c) Rendimiento y potencia absorbida
- d) Así mismo se hace el desarrollo de las curvas característica de las bombas y sistemas

### a) Capacidad

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

### b) Altura

En los sistemas de bombeo, el término altura se refiere tanto a una bomba como a un sistema de bombeo incluyendo una o varias bombas y el conjunto de tuberías. La altura de una bomba es la distancia a la que se debe elevar un líquido y se mide en metros de columna del líquido bombeado. La altura necesaria para vencer las pérdidas que se producen en las conducciones de un sistema a una caudal dado es la altura del sistema.

Los términos que se utilizan específicamente en el análisis de bombas y sistemas de bombeo son:

#### b.1) Altura geométrica de aspiración o succión ( $h_s$ ).

Es la diferencia de cotas existentes entre el nivel del líquido en la aspiración y el eje del rodete de la bomba. Cuando el nivel del líquido en la aspiración está situado por debajo del rodete, se trata de una elevación por aspiración.

- **Altura geométrica de elevación o impulsión ( $h_d$ ).** Es la diferencia de cotas existente entre el nivel del líquido en la descarga y el eje del rodete de la bomba.
- **Altura geométrica total ( $H_{geom}$ ).** Es la diferencia entre las cotas de los niveles del líquido en la descarga y aspiración ( $h_d - h_s$ ).
- 

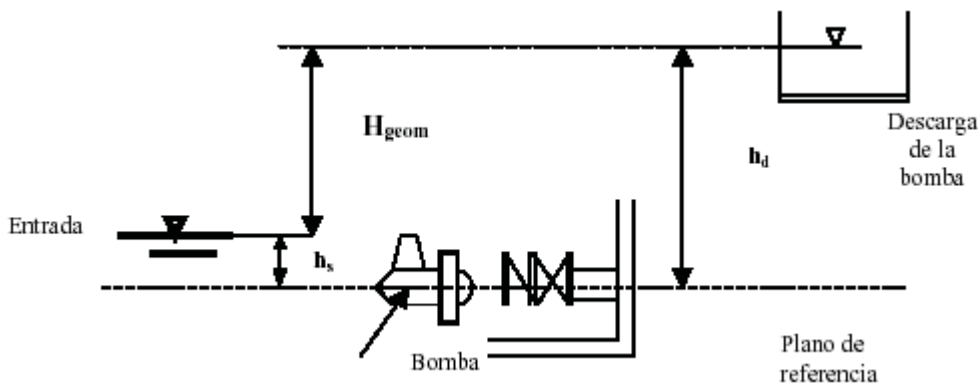


Fig. 9.3 Diagrama esquemático de la altura de elevación de una bomba

- **Pérdidas por rozamiento.** La altura o carga que debe suministrarse al sistema para vencer la fricción que produce al flujo del agua a través de las tuberías del sistema es la pérdida por rozamiento. Las pérdidas por rozamiento en la aspiración  $h_{fs}$  e impulsión  $h_{fd}$  se calculan mediante la fórmula de Darcy Weisbach o la de Hazen Williams

$$H_f = f * \frac{L * V^2}{D^2 * g} \quad (9.6)$$

Donde:

$H_f$  = pérdida de carga  
 $f$  = coeficiente de rozamiento  
 $L$  = longitud de la tubería, m  
 $V$  = velocidad media, m/s  
 $D$  = diámetro de la tubería, m  
 $g$  = aceleración de la gravedad,  $9.81 \text{ m/s}^2$

- **Altura de velocidad.** Es la energía cinética contenida en el líquido bombeado en cualquier punto del sistema y viene dada por:

$$\text{Altura de velocidad} = V^2/2g \quad (9.7)$$

Para determinar la altura en un punto dado del sistema, hay que añadir la altura de velocidad a la lectura del manómetro.

- **Pérdidas de carga singulares.** La altura o carga que debe suministrarse para vencer las pérdidas que se producen en piezas especiales y válvulas se denomina pérdida de carga singular

$$h_m = K * \frac{V^2}{2 * g} \quad (9.8)$$

Donde:

$H_m$  = pérdida de carga singular, m  
 $K$  = coeficiente de pérdida de carga

- **Altura manométrica total ( $H_t$ ).** Es aquella altura contra la que trabaja la bomba durante su funcionamiento. Toma en cuenta las alturas geométricas de aspiración y elevación, las pérdidas por rozamiento, la altura de velocidad y pérdidas singulares.

$$H_t = H_D + H_S + \frac{V_d^2}{2 * g} - \frac{V_s^2}{2 * g} \quad (9.9)$$

$$H_D = h_d + h_{fd} + \sum h_{md} \quad (9.10)$$

$$H_S = h_s - h_{fs} - \sum h_{ms} \quad (9.11)$$

Donde:

$H_t$  = altura manométrica total (m)  
 $H_D, H_S$  = altura de elevación y aspiración, medida en la boquilla de descarga y aspiración con referencia al eje del rodete de la bomba, m  
 $V_s, V_d$  = velocidad en el conducto de aspiración y elevación, m/s  
 $g$  = aceleración de la gravedad,  $\text{m/s}^2$   
 $h_d, h_s$  = altura geométrica de elevación y aspiración, m  
 $h_{fd}, h_{fs}$  = pérdida de carga por rozamiento en la impulsión y aspiración, m  
 $h_{md}, h_{ms}$  = pérdida de carga singular en la impulsión y aspiración

De manera general la ecuación de  $H_t$  puede escribirse como:

$$H_t = H_{\text{geom.}} + h_{fs} + \sum h_{ms} + h_{fd} + \sum h_{md} + \frac{V_d^2}{2 \cdot g} \quad (9.12)$$

Donde:

$H_t$  = altura manométrica total, m

$H_{\text{geom}}$  = altura geométrica total, m

La ecuación de la energía (Bernoulli) puede aplicarse, para determinar la altura manométrica total de la bomba. Tomando los puntos correspondientes a las boquillas de aspiración y descarga de la bomba. Entonces:

$$H_t = \frac{P_d}{\gamma} + \frac{V_d^2}{2 \cdot g} + Z_d - \left[ \frac{P_s}{\gamma} + \frac{V_s^2}{2 \cdot g} + Z_s \right] \quad (9.13)$$

Donde:

$H_t$  = altura manométrica total (m)

$P_d, P_s$  = presión manométrica medida en la descarga y aspiración ( $\text{KN/m}^2$ )

$\gamma$  = peso específico del agua ( $\text{N/m}^3$ )

$V_d, V_s$  = velocidad en la boquilla de descarga y aspiración (m/s)

$g$  = aceleración de la gravedad ( $\text{m/s}^2$ )

$Z_d, Z_s$  = cota de los manómetros de la descarga y aspiración, con respecto a la de referencia, m

**Nota.-** Las pérdidas de carga que se producen dentro de la bomba están incorporadas en el término de la altura manométrica total de la ecuación anterior.

#### ➤ **Altura manométrica de la bomba**

- Una aproximación inicial de la altura manométrica con posibilidad para la preselección de las bombas puede ser estimada. considerando el nivel máximo del pozo de la cola de la solera del conductor afluente y el nivel mínimo de salida en el conducto efluente.
- Para una estimación inicial de pérdidas de carga en el trayecto de la tubería, se adoptan los siguientes valores:

1.- Tuberías cortas – velocidades máximas permitidas.

- Tubería de succión
- Tubería de bombeo.
- Pérdidas de carga singulares en el tramo de succión y trayecto de bombeo.

2.- Tuberías largas – velocidades de dimensionamiento deben permanecer alrededor de 0.6 m/s

- Con estos datos preliminares se obtiene dos curvas características del sistema, correspondientes respectivamente a las alturas estáticas máxima y mínima.
- Las bombas preseleccionadas, deben presentar las curvas características que satisfagan a las curvas características del sistema y presentar funcionamiento adecuado en los dos puntos extremos.
- El motor deberá tener una potencia algo mayor que la requerida para la mayor altura dinámica

### c) Rendimiento y potencia absorbida

La eficiencia de una bomba se mide en base al caudal que descarga contra una altura dada y con un rendimiento determinado. La información sobre el diseño de la bomba viene suministrada por medio de una serie de curvas características. El rendimiento de la bomba

$$E_p = \frac{\text{Potencia util}}{P_i} = \frac{Q \cdot H_t}{P_i} \quad (9.14)$$

Donde:

$E_p$  = rendimiento de la bomba, adimensional

$P_i$  = potencia absorbida (kW\*kN\*m/s)

$\gamma$  = peso específico del agua (kN/m<sup>3</sup>)

$Q$  = caudal (m<sup>3</sup>/s)

$H_t$  = altura manométrica total (m)

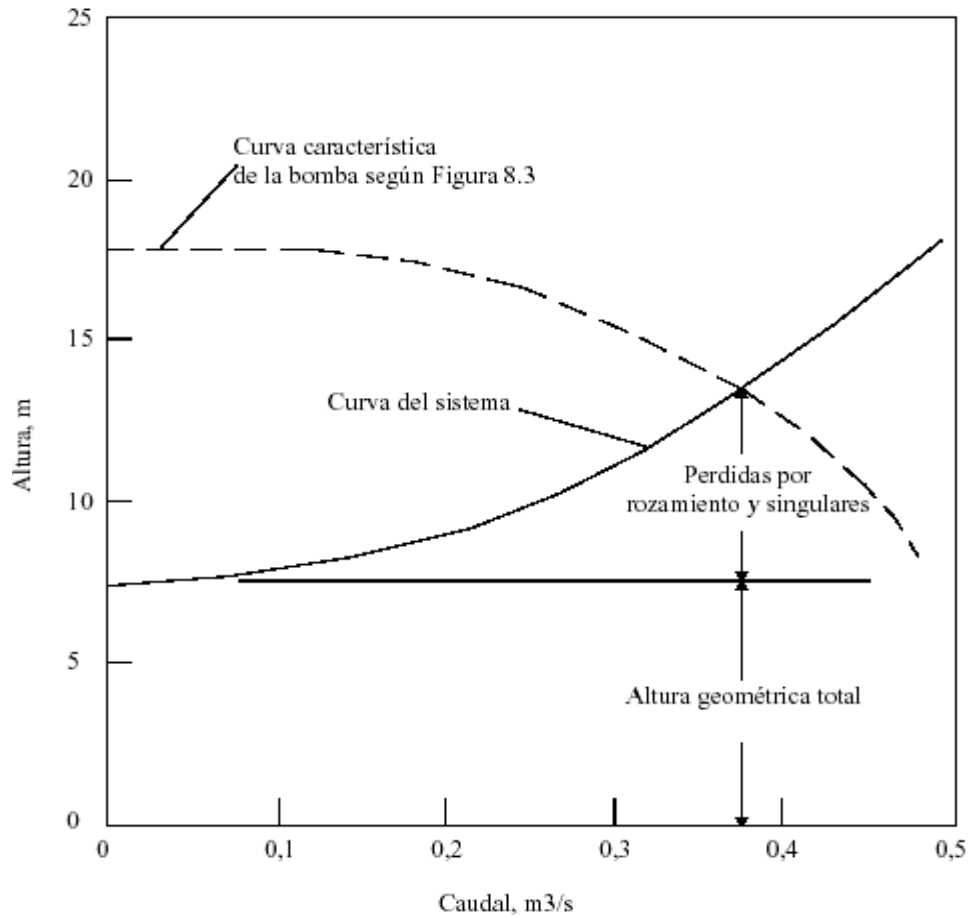
Los rendimientos de las bombas pueden variar dentro de un intervalo comprendido entre 60 % a un 85 %.

### d) Desarrollo de la curva Altura- Capacidad del sistema

Calculados los caudales del sistema, tanteando el tamaño de la tubería de impulsión y definida la altura geométrica, puede obtenerse la curva altura – capacidad del sistema. Esta curva es necesaria para determinar la capacidad de las bombas. La curva del sistema representa la altura de carga total que deben vencer las bombas funcionando a los diversos caudales de proyecto. La curva del sistema es la representación gráfica de la suma de la altura geométrica, las pérdidas por rozamiento y las pérdidas singulares del sistema con respecto al caudal (véase fig.9.2)

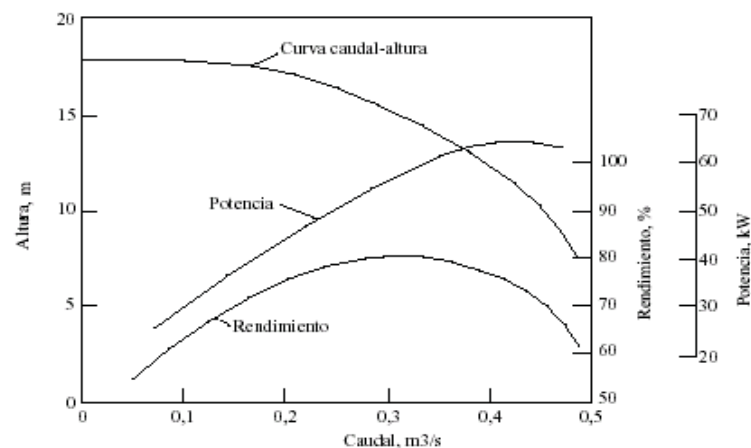
La forma de la curva del sistema puede servir a menudo como guía para la selección del número de bombas y el tipo de accionamiento a emplear. Por ejemplo, una bomba única de velocidad variable (o de dos velocidades) es más adecuada para un sistema que tenga una altura geométrica pequeña pero pérdidas de fricción elevadas. Por lo tanto, si se selecciona una bomba para que funcione en un punto próximo al del máximo rendimiento a altas velocidades, funcionará cerca del máximo rendimiento a velocidades bajas. En comparación, un sistema que tenga una altura geométrica elevada y pocas pérdidas por rozamiento es más adecuado para el uso de varias bombas que funcionen en paralelo para el caudal de proyecto. Una reducción pequeña de la velocidad de la bomba reducirá la carga sobre la misma por debajo de la altura geométrica del sistema.





**Fig. 9.4** Curva caudal – altura del sistema para la instalación de bombeo típica

La altura a que la bomba puede impulsar los diversos caudales a velocidades de funcionamiento constante se establece en los ensayos de bombeo que realizan los fabricantes. Los resultados del ensayo se representan gráficamente Figura 8.3, dando lugar a una curva de altura- caudales para la velocidad de giro empleada.



**Fig. 9.5** Curvas características típicas de una bomba centrífuga

Al mismo tiempo, se miden el rendimiento y la potencia absorbida. El conjunto de estas curvas se denomina curvas características de la bomba.

## 9.7. Cavitación

El fenómeno de Cavitación se presenta cuando la presión en la succión está cercana a la presión de vapor del fluido. En este caso se crean burbujas de aire que al entrar en zonas de mayor presión se rompen de manera abrupta. Este continuo rompimiento de las burbujas es causa de daños en el eje del rotor por lo que se debe evitar este fenómeno.

Existe un parámetro de control de la cavitación llamado Altura Neta Positiva de Succión Requerida (CNPS<sub>r</sub>) y Disponible (CNPS<sub>d</sub>).

**(CNPS<sub>r</sub>):** Es función del diseño de la bomba y por lo tanto suministrado por el fabricante. 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.

**(CNPS<sub>d</sub>):** Es función del diseño del bombeo y representa la diferencia entre la altura absoluta y la presión del vapor del líquido. Esta se representa por:

$$\text{CNPS}_d = \left[ \text{Alt. Bar.} - \left( \text{Alt. Estat.} + \text{Perd. Friccion} + \frac{v^2}{2 \cdot g} \right)_{\text{succion}} \right] - P_{\text{vapor}} \quad (6.15)$$

Para evitar el riesgo de cavitación por presión de succión, se debe cumplir que: (CNPS<sub>d</sub>) > (CNPS<sub>r</sub>)

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.

## 9.8. Relaciones características de las bombas centrífugas

Estas relaciones se utilizan para predecir el comportamiento de las bombas centrífugas funcionando a velocidades distintas, que sirven para desarrollar las curvas características.

**9.8.1. Coeficientes de caudal, altura y potencia.** En las bombas centrífugas se presentan condiciones de flujo similares en series de bombas geométricamente similares. Según lo propuesto por Buckingham se pueden obtener tres grupos dimensionales independientes para predecir el funcionamiento de las máquinas rotodinámicas, entre la que se incluyen las bombas centrífugas.

$$C_Q = \frac{Q}{N \cdot D^3} \quad (9.16)$$

$$C_H = \frac{H}{N^2 \cdot D^2} \quad (9.17)$$

$$C_P = \frac{1}{\rho} * \frac{P}{N^3 \cdot D^5} \quad (9.18)$$

Donde:

$C_Q$  = coeficiente de caudal

$Q$  = caudal

$N$  = velocidad, rpm

$D$  = diámetro del rodete

$C_H$  = coeficiente de altura

$H$  = altura

$C_P$  = coeficiente de potencia

$P$  = potencia

$\rho$  = densidad

**9.8.2. Leyes de afinidad.** Una misma bomba que funciona a diferentes velocidades, su diámetro no varía, por lo que podemos derivar las anteriores ecuaciones. Por tanto:

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \frac{N_1}{N_2} \quad (9.19)$$

$$\frac{H_1}{H_2} = \frac{N_1^2}{N_2^2} \quad (9.20)$$

$$\frac{P_1}{P_2} = \frac{N_1^3}{N_2^3} \quad (9.21)$$

Estas relaciones son conocidas como leyes de afinidad, se utilizan para determinar los efectos de los cambios de la velocidad sobre el caudal, altura y potencia absorbida de una bomba. El efecto de las variaciones de velocidad sobre las curva características de las bombas se obtiene representando gráficamente unas nuevas curvas con el uso de las leyes de afinidad. El nuevo punto de funcionamiento, la intersección de la curva caudal-altura de la bomba con la curva del sistema y no solamente por aplicación de las leyes de afinidad al punto de funcionamiento original

### 9.9. Análisis de los sistemas de bombeo

La aplicación del análisis de sistemas a una estación de bombeo tiene por finalidad seleccionar las bombas más adecuadas y definir sus puntos de funcionamiento. Este análisis supone el cálculo de las curvas del sistema y el uso de las mismas en conjunción con las curvas características de las bombas disponibles

#### 9.9.1. Sistemas de una sola bomba

Las curvas características de la bomba ilustran la relación existente entre la altura manométrica, el caudal, el rendimiento y la potencia al freno para una amplia gama de condiciones de funcionamiento posibles, pero no indican el punto de funcionamiento de la bomba. Este punto se obtiene representando gráficamente la curva característica de la bomba sobre la curva del sistema. El punto de funcionamiento de la bomba es el de intersección de las dos curvas.

#### 9.9.2. Sistema de varias bombas

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

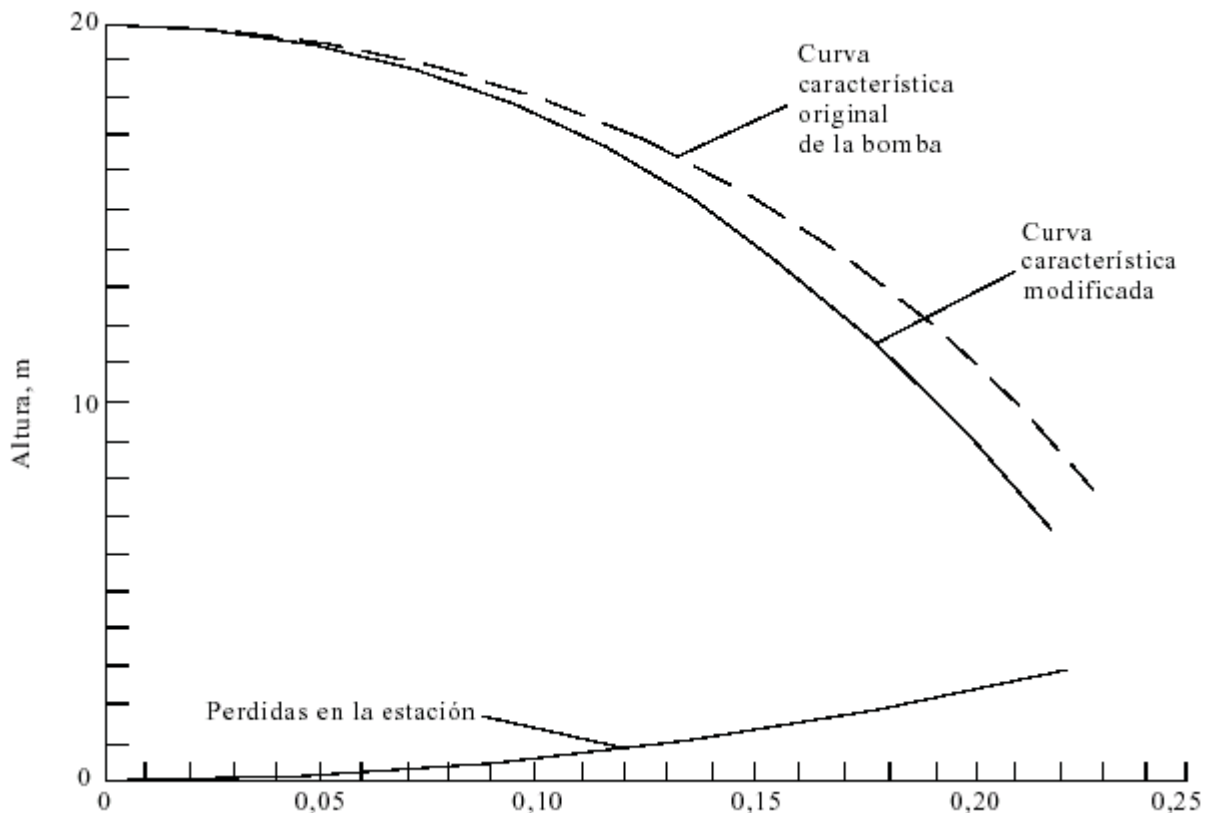
##### a) Funcionamiento en paralelo.

En estaciones de bombeo en las que haya dos o más bombas que funcionen aisladamente o en paralelo descargando sobre la misma tubería de impulsión, se recomienda utilizar un método de cálculo alternativo para la determinación del punto de funcionamiento de las bombas.

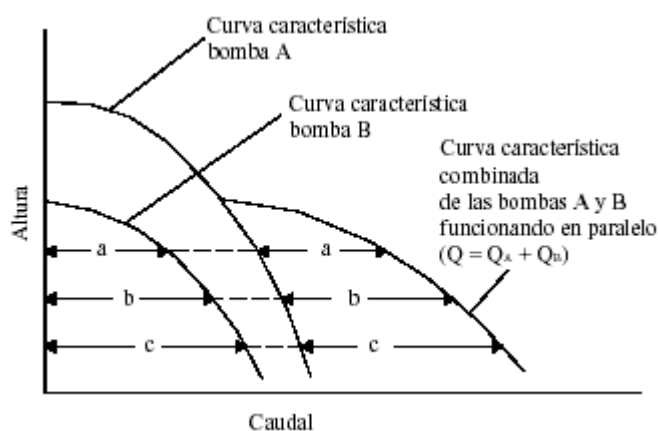
1. Las pérdidas de rozamiento en las tuberías de aspiración de descarga de cada bomba individual no se incluyen en la curva del sistema.

2. En su lugar, estas pérdidas se restan de las curvas características de cada bombas individual, obteniéndose unas curvas características modificadas, las cuales representan la capacidad de altura-caudal de cada bomba (véase Fig. 8.4), incluyendo su valvulería y conexiones asociadas.
3. Cuando dos o más bombas funcionan en paralelo, la curva de altura –capacidad del conjunto puede hallarse sumando los caudales de cada curva modificada para una altura dada (véase fig. 9.5).

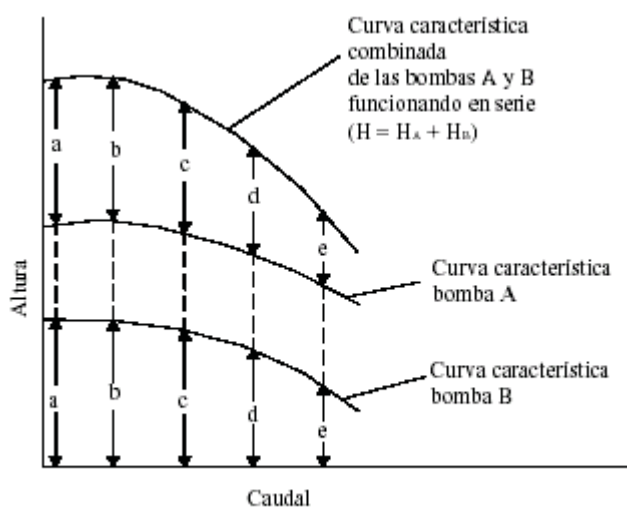
El punto de intersección de la curva del conjunto con la del sistema proporciona la capacidad total del conjunto de las bombas y la altura modificada a la que trabaja cada una de ellas. Entrando con estas alturas en cada una de las curvas características modificadas, puede conocerse el caudal descargado por cada bomba, su eficiencia y la potencia al reno necesaria en esas condiciones de funcionamiento. Para encontrar la altura total a la que trabaja cada bomba, hay que desplazarse verticalmente, a caudal constante, desde la curva característica modificada hasta la curva característica original correspondiente. Las especificaciones de las bombas deben hacerse de manera que las mismas puedan trabajar a esa altura manométrica.



**Fig. 9.6** Desarrollo de la curva característica modificada de una bomba



A Funcionamiento en paralela

**Fig. 9.5.-** Funcionamientos de una Bomba

B. Funcionamiento en serie

**Fig. 9.7.-** Representación esquemática del funcionamiento de varias bombas

Cada bomba puede funcionar en diversos puntos de su curva característica, aumentando la altura y disminuyendo el caudal a medida que han entrando en funcionamiento simultáneo otras bombas. Debe hacerse un esfuerzo para limitar los puntos de funcionamiento a los comprendidos dentro de un intervalo de caudales entre un 60 y un 120% del punto de máximo rendimiento.

### b) Funcionamiento en serie

Muchas veces se instalan una o varias bombas de sobrepresión en la tubería de aspiración o de impulsión de una estación de bombeo a fin de superar algún condicionante específico. Las bombas

instaladas en serie con otras existentes se utilizan para incrementar la capacidad de la estación de bombeo y la descarga de las bombas.

## **9.10. Construcción de las estaciones de bombeo**

En el anexo 9.2 se muestran unos diagramas esquemáticos de una estación de bombeo de aguas residuales.

### **9.10.1. Materiales de las tuberías**

Deben ser adecuados al suelo al que han de colocarse y ser capaces de resistir la corrosión interna que pueda originar el agua residual a transportar la tabla 9.2 se indican algunos materiales de uso más generalizado en las tuberías de impulsión.

**9.10.1.1 Recubrimiento.** Las tuberías de impulsión suelen construirse, normalmente, a profundidades relativamente pequeñas. Se recomienda disponer un recubrimiento mínimo de 0.9 m para minimizar la sobrecarga de impacto, aunque es deseable que el valor adoptado sea algo superior

**9.10.1.2 Anclaje.** Las tuberías han de anclarse para resistir los empujes que se producen en ciertos puntos tales como cambios de dirección, codos y conexiones con ramales. El anclaje necesario puede conseguirse mediante la instalación de juntas reforzadas o macizos de hormigón. Para resistir empujes horizontales se recomienda utilizar juntas flexibles autorreforzadas o bien reforzadas mediante varillas y abrazaderas.

#### **c) Control del golpe de Ariete**

Es provocada por interrupciones en la energía y la consecuente interrupción del flujo. Se debe calcular la sobre-elevación de presiones, las subpresiones y las velocidades de onda. Este análisis debe hacerse para el máximo caudal en las distintas formas de operación

Los sistemas de control normalmente empleados son:

- Válvula de retención situada en la descarga de las bombas, dotada de contrapeso y manivela para ayudar la maniobra de cierre.
- Válvula de retención de resorte situada en la descarga de las bombas.
- Válvula de retención de cualquiera de los dos tipos anteriores junto con la válvula reguladora de alta presión.
- Válvula de control positivo situada en la descarga, enclavada de manera que se abra a una presión prefijada durante el arranque y se cierre a velocidad determinada después del corte de energía.
- Válvulas de purga y admisión de aire situadas en la estación de bombeo y en los puntos altos de la tubería de impulsión para limitar el desarrollo de presiones inferiores a la atmósfera.

#### **d) Calefacción y ventilación**

Todas las estaciones de bombeo, excepto las situadas en climas cálidos, deben tener una instalación de calefacción con control automático para evitar el riesgo de congelación del agua durante la época fría. En la cámara seca de estaciones con personal permanente es conveniente tener una temperatura agradable. La instalación de ventilación de las cámaras de aspiración y seca debe estar totalmente

independizada y todos los orificios de paso de tuberías a cables eléctricos han de estar perfectamente impermeabilizados para conseguir la estanqueidad a prueba de gas. Las cámaras de aspiración deben incluir sistemas de ventilación mecánica bien distribuidos en todo el recinto, la salida del aire forzado se realiza por la parte superior de la estación.

La cámara seca debe tener una buena ventilación, ya sea con ventiladores que fuercen el aire o lo extraigan o bien mediante ambos métodos, lo cual se utiliza en grandes estaciones.

**Tabla 9.2.-** Materiales empleados en las tuberías de impulsión

<b>Material de la tubería</b>	<b>Intervalo normal de tamaño (mm)</b>	<b>Tipo de junta</b>	<b>Observaciones</b>
Fibrocemento	100 - 1050	Manguito	Puede ser susceptible al ataque por suelos o aguas agresivas
Fundición	100 - 1050	Presión o mecánica	De uso muy extendido en el pasado hasta diámetros de 600 mm. Ha sido reemplazada por la fundición dúctil.
Fundición dúctil	100 - 1350	Presión o mecánica	Puede requerir protección contra suelos o aguas agresivas.
Plástico reforzado con fibra de vidrio	100 - 1350	Presión o manguito	Muy resistente a la corrosión
Cloruro de polivinilo (PVC)	100 - 300	Presión	Muy resistente a la corrosión
Hormigón pretensado con camisa de chapa	400 - 3600	Presión con aro de acero	Puede ser susceptible al ataque por suelos o aguas corrosivas
Acero	500 - 3600		Debe recubrirse internamente con material bituminoso o mortero de cemento y protegerse exteriormente contra la corrosión, ha sido reemplazado en gran medida por la fundición dúctil y el hormigón pretensado.

**Fuente:** Metcalf & Eddy

#### **e) Instrumentación de las estaciones de bombeo**

La instrumentación de las estaciones de bombeo incluye los controles automáticos para el funcionamiento secuencial de las bombas, los controles automáticos y manuales para el mismo propósito y las alarmas.

**1.- Controles automáticos.** Se basa en el control del nivel de agua en la cámara de aspiración. Los sistemas de control generalmente utilizados son los flotadores, electrodos, tubos de burbujas, medidores sónicos y tubos de capacitancia

**2.- Controles manuales.** Además del control automático, las bombas deben poder ser accionadas manualmente durante emergencias en las que los controles automáticos no funcionen y para su mantenimiento.

**3.- Alarmas.** Las estaciones que no cuenten con personal permanente deben disponer de una alarma que se transmita teleméricamente, o por cualquier otro método, hasta un punto en el que haya vigilancia continua. Las alarmas deben incluir los siguientes elementos:

- a) Nivel máximo del agua en la cámara de aspiración
- b) Nivel mínimo del agua en la cámara de aspiración
- c) **c)** Fallo de las bombas (en estaciones dotadas de bombas de velocidad variable o con sistemas de control complejo).

#### **f) Panel de control**

El panel de control es donde se centraliza toda la instrumentación de control. Debe incluir los siguientes elementos:

- 1.- Indicador del nivel del agua en la cámara de aspiración.
- 2.- Indicador de funcionamiento del medidor de caudal
- 3.- Interruptores para la selección de la secuencia del bombeo que permita fijar el orden de Funcionamiento de las bombas activas y las de reserva.
- 4.- Controles de funcionamiento para cada bomba incluyendo:
- 5.- Interruptor de tres posiciones (manual, paro, automático).
- 6.- Señales luminosas indicadoras de funcionamiento o parada.
- 7.- Controles de la velocidad variable (cuando las bombas sean de este tipo):

- a) Control manual automático de celeridad
- b) Indicador de la velocidad Metcalf & Eddy



### 9.11 Problemas Resueltos

**Ejemplo 9.1.** Se tiene un caudal de  $0.35 \text{ m}^3/\text{s}$  de agua residual en una red de alcantarillado, esta agua debe ser bombeada como de muestra en la figura 9.8. Las tuberías de aspiración e impulsión tienen un diámetro de 500 mm y 450 mm; y sus longitudes son de 4 m y 770 m respectivamente, ambas tuberías son de fundición. La altura geométrica de aspiración es de 1 m y la de elevación 21 m. Calcular la altura manométrica total.

#### Solución:

La altura manométrica se determinará mediante la ecuación 9.12

$$H_t = H_{\text{geom}} + h_{fs} + \sum h_{ms} + h_{fd} + \sum h_{md} + \frac{V_d^2}{2 \cdot g}$$

Se considera que la pérdida de altura de velocidad es una pérdida singular, por tanto:

$$H_t = H_{\text{geom}} + h_{fs} + \sum h_{md} + \sum h_{fd}$$

a) La altura geométrica es:

$$H_{\text{geom}} = h_d - h_s = 21 - 1 = 20 \text{ m}$$

b) Las velocidades en las tuberías de aspiración e impulsión son las siguientes:

$$V_s = \frac{0.35 \text{ m}^3/\text{s}}{(\pi/4) \cdot (0.5)^2} = 1.78 \text{ m/s} \qquad V_d = \frac{0.35 \text{ m}^3/\text{s}}{(\pi/4) \cdot (0.45)^2} = 2.20 \text{ m/s}$$

c) Cálculo de las pérdidas en la tubería de aspiración para el caudal de  $0.35 \text{ m}^3/\text{s}$

1) Las pérdidas por rozamiento utilizando la ecuación de Darcy – Weisbach; y  $f = 0.017$  para tubería de fundición y alta turbulencia:

$$H_{fs} = f \cdot \frac{L \cdot V_s^2}{D^2 \cdot g} = 0.017 \cdot \frac{4 \cdot (1.78 \text{ m/s})^2}{0.5^2 \cdot 9.81 \text{ m/s}^2} = 0.088 \text{ m}$$

2) Las pérdidas singulares a partir de la ecuación 9.8:

$$h_m = k \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g}$$

- Pérdida de embocadura  $K=0.2$
- Pérdida de compuerta  $K=0.2$
- Válvula de compuerta  $K=0.07$

Entonces:

$$\sum h_m = (0.2 + 0.2 + 0.07) \cdot 0.161 = 0.0757 \text{ m}$$

\* La pérdida total en aspiración:  $0.022 \text{ m} + 0.0757 \text{ m} = 0.0977 \text{ m}$

d) Cálculo de las pérdidas en la tubería de impulsión para el caudal de  $0.35 \text{ m}^3/\text{s}$

1) Las pérdidas por rozamiento utilizando la ecuación de Darcy – Weisbach; y  $f=0.018$  para tubería de fundición y alta turbulencia:

$$H_{fs} = f * \frac{L * V_s^2}{D^2 * g} = 0.018 * \frac{770(2.20\text{m/s})^2}{0.5\text{m} * 2 * 9.81\text{m/s}^2} = 6.84\text{m}$$

2) Las pérdidas singulares a partir de la ecuación 9.8:

$$h_m = k * \frac{v^2}{2 * g}$$

- Válvula de retención  $K=2.5$
- Válvula de compuerta  $K=0.07$
- Codos de  $45^\circ$  (cantidad 5)  $K=0.2=5*0.2=1$

Entonces:

$$\Sigma_{md} = (2.5 + 0.07 + 1) * 0.247 = 0.882 \text{ m}$$

\* La pérdida total en la impulsión:

$$6.84 \text{ m} + 0.882 \text{ m} = 7.72 \text{ m}$$

Por tanto la altura total:

$$H_t = 20 + 7.72 + 0.0977 = 27.82 \text{ m}$$

**Ejemplo 8.2:** Una bomba descarga un caudal de  $0.5 \text{ m}^3/\text{s}$ , los diámetros de los conductos de descarga e impulsión son de 350mm y 400mm respectivamente. La lectura de la presión colocado en la descarga a la altura del eje de la bomba es de  $125 \text{ KN/m}^2$  y el manómetro situado en la aspiración o impulsión a 0.6 m por debajo del eje de la bomba es de  $10 \text{ KN/m}^2$ .

Determinar:

- a) La altura manométrica total de la bomba mediante la ecuación de Bernoulli
- b) La potencia de la bomba, si su rendimiento es de un 82%
- c) La potencia absorbida por el motor, si su rendimiento es del 91%

**Solución:**

a) Tomaremos como cota de referencia el eje de la bomba, por tanto para este caso emplearemos la ecuación de Bernoulli 9.13

$$H_t = \frac{P_d}{\gamma} + \frac{V_d^2}{2 * g} + Z_d - \left[ \frac{P_s}{\gamma} + \frac{V_s^2}{2 * g} + Z_d \right]$$

Entonces

$$\frac{P_d}{\gamma} = \frac{125000\text{N/m}^2}{9.810\text{N/m}^3} = 12.74\text{m}$$

$$V_d = \frac{Q_d}{A_d}$$

$$A_d = \frac{\pi}{4} * D^2 = \frac{\pi}{4} * (0.35)^2 = 0.096\text{m}^2 \quad V_d = \frac{0.5\text{m}^3/\text{s}}{0.096\text{m}^2} = 5.2\text{m/s}$$

$$\frac{V_d^2}{2 * g} = \frac{(5.2\text{m/s})^2}{2 * 9.81\text{m/s}^2} = 1.38\text{m}$$

$Z_d = 0$  (porque el manómetro se encuentra en el eje de la bomba)

$$\frac{P_s}{\gamma} = \frac{10000\text{N/m}^2}{9.810\text{N/m}^3} = 1.02\text{m}$$

$$V_s = \frac{Q_s}{A_s} \quad A_s = \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{\pi}{4} (0.40\text{m})^2 = 0.1245\text{m}^2$$

$$V_s = \frac{0.5\text{m}^3/\text{s}}{0.125\text{m}^2} = 3.98\text{m/s} \quad \frac{V_s^2}{2 * g} = \frac{(3.98\text{m/s})^2}{2 * 9.81\text{m/s}^2} = 0.81\text{m}$$

$$Z_s = -0.6\text{m}$$

Para calcular la altura, debemos sustituir los valores calculados en el paso anterior en la ecuación 9.13

$$H_t = 12.74\text{m} + 1.38\text{m} + 0 - [1.02\text{m} + 0.815\text{m} + (-0.6)] = 12.89\text{m}$$

b) Mediante la ecuación 9.14

$$E_p = \frac{\text{Potencia util}}{P_i} = \frac{Q * H_i}{P_i} * \gamma$$

$$P_i = \frac{(9.81\text{KN/m}^3) * (0.5\text{m}^3/\text{s}) * (12.89\text{m})}{0.82} = 77.1\text{Kw}$$

c) Aplicando la ecuación anterior, para determinar la potencia absorbida del motor:

$$P_m = \frac{P_i}{E_m} \quad P_m = \frac{77.1\text{Kw}}{0.91} = 84.7\text{Kw}$$

**Ejemplo 8.3:** Tomando en cuenta el problema 8.1, desarrollar la curva del sistema para caudales comprendidos entre 0.0 y 0.5 m<sup>3</sup>/s y determinar el punto de funcionamiento para un sistema de una sola Bomba. Suponer que en la tubería de impulsión existen cinco codos, para el cálculo de la pérdida en la Embocadura de la espiración, suponer un coeficiente de 0.2.

Si una bomba con sección y boquilla de descarga de 350 mm que funciona a 1150 rpm tiene las características Indicadas en la tabla adjunta, determinar el caudal producido por la bomba cuando funcione para la curva del Sistema. Asimismo, determinar la altura manométrica total y el rendimiento.

Caudal (m <sup>3</sup> /s)	Altura (m)	Rendimiento (%)
0.00	40.0	--
0.10	30.0	--
0.15	---	77.0
0.20	36.6	80.6
0.25	--	83.4
0.30	32.5	84.6
0.35	--	84.6
0.40	23.0	82.6
0.45	13.5	<b>75.0</b>

**Solución:**

- 1) La altura geométrica es la misma del ejemplo 8.1

Entonces:

$$H_{geom.} = 21 - 1 = 20 \text{ m}$$

- a) Las velocidades en las tuberías de aspiración y en la descarga en las boquillas de la bomba para el caudal de 0.35 m<sup>3</sup>/s son las siguientes:

$$V_s = \frac{0.35 \text{ m}^3/\text{s}}{(\pi/4) * (0.5 \text{ m})^2} = 1.78 \text{ m/s}$$

$$V_{boquilla} = \frac{0.35 \text{ m}^3/\text{s}}{(\pi/4) * (0.35 \text{ m})^2} = 3.64 \text{ m/s}$$

- b) Cálculo de las pérdidas en la tubería de aspiración para el caudal de 0.35 m<sup>3</sup>/s

- Pérdidas por rozamiento, mediante la ecuación de Darcy-Weisbach

$$\frac{V_s^2}{2 * g} = \frac{1.78^2}{2 * 9.81} = 0.61 \text{ m}$$

$$h_p = f \frac{L}{D} * \frac{V_s^2}{2 * g} = 0.017 \frac{4}{0.5} * \frac{1.78^2}{2 * 9.81} = 0.022 \text{ m}$$

- Pérdidas singulares  $\sum h_{ms}$  son:

$$\text{Pérdida de embocadura (boca campana)} = 0.2 * \frac{V_s^2}{2 * g}$$

$$\text{Pérdida en codo} = 0.2 * \frac{V_s^2}{2 * g}$$

$$\text{Pérdida de compuerta (totalmente abierta)} = 0.07 * \frac{V_s^2}{2 * g}$$

$$\text{Sumando: } (0.2+0.2+0.07) * \left( \frac{V_s^2}{2 * g} \right) = 0.47 * \left( \frac{1.78^2}{2 * 9.81} \right) = 0.076 \text{ m}$$

$$\sum h_{ms} = 0.076 \text{ m}$$

- Pérdida en el reductor concéntrico de 500 mm a 350 mm (utilizado en la conexión de la tubería de aspiración con la boquilla de la bomba) es:

$$0.04 * \frac{V_{boq.}^2}{2 * g} = 0.04 * \frac{3.64^2}{2 * 9.81} = 0.027 \text{ m}$$

$$\text{Pérdida total en aspiración: } 0.076 + 0.027 + 0.022 = 0.125 \text{ m}$$

c) Cálculo de las pérdidas en la tubería de impulsión para el caudal de  $0.35 \text{ m}^3/\text{s}$

- Pérdidas por rozamiento:

$$Vd = \frac{0.35 \text{ m}^3/\text{s}}{(\pi/4) * (0.45\text{m})^2} = 2.20 \text{ m/s}$$

$$\frac{Vd^2}{2 * g} = \frac{2.20^2}{2 * 9.81} = 0.247 \text{ m}$$

$$h_p = f \frac{L}{D} * \frac{Vd^2}{2 * g} = 0.018 \frac{770}{0.45} * \frac{2.20^2}{2 * 9.81} = 7.607 \text{ m}$$

- Pérdidas singulares son  $\sum h_{md}$ :

$$\text{Válvula de retención (totalmente abierta)} = 0.25 * \left( \frac{Vd^2}{2 * g} \right)$$

$$\text{Válvula de compuerta (totalmente abierta)} = 0.07 * \left( \frac{Vd^2}{2 * g} \right)$$

$$\text{Codos (5 a 0.2 cada uno)} = (5 * 0.2) * \left( \frac{Vd^2}{2 * g} \right)$$

$$\text{Pérdida en la descarga} = 1 * \left( \frac{Vd^2}{2 * g} \right)$$

$$\text{Sumando:} \quad (0.25 + 0.07 + 1 + 1) = 4.57 * \left( \frac{Vd^2}{2 * g} \right) = 4.57 * 0.247 = 1.129 \text{ m}$$

$$\sum h_{md} = 1.129 \text{ m}$$

- Pérdida en el cono de ampliación de 350 mm a 450 mm (utilizado para conectar la boquilla de descarga de la bomba con la tubería de impulsión) es:

$$0.4 * \frac{(V_{boq.} - V_d)^2}{2 * g} = 0.4 * \frac{(3.64 - 2.20)^2}{2 * 9.81} = 0.042 \text{ m}$$

Pérdida total en la impulsión:

$$1.129 + 0.042 + 7.608 + 0.125 = 8.904 \text{ m}$$

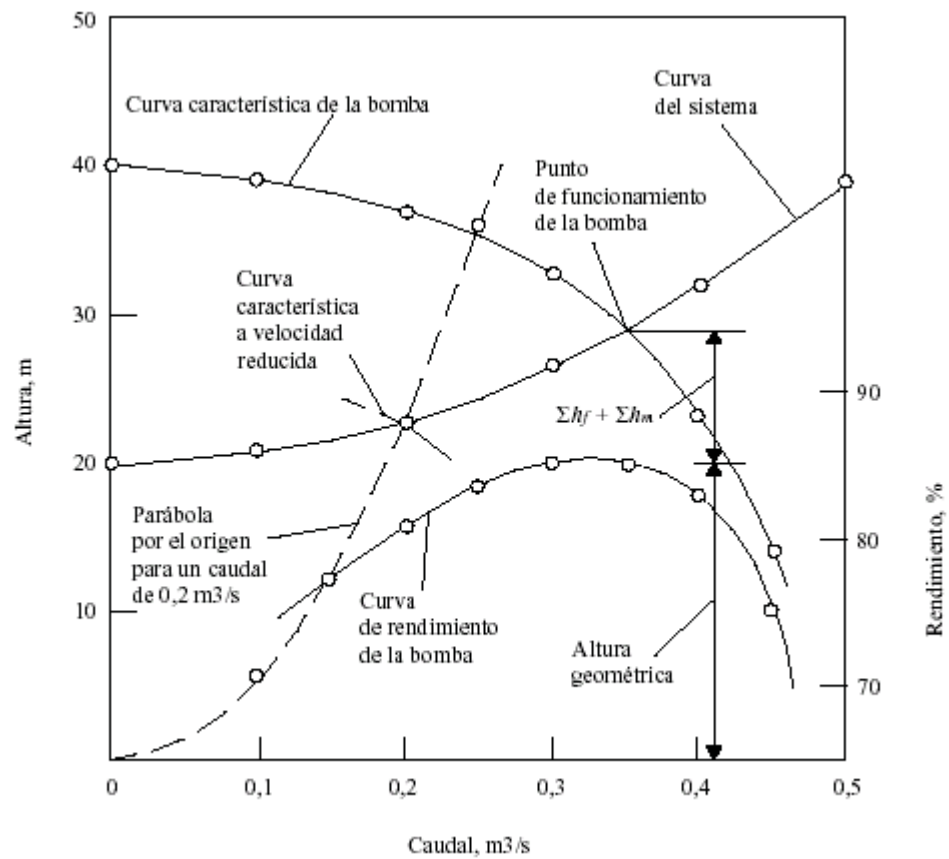
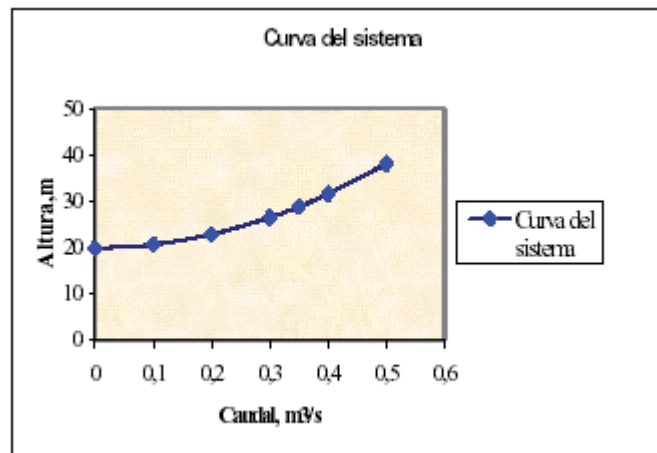
Por tanto la altura total será como sigue:

$$H_T = 20 + 8.904 = 20.8 \text{ m}$$

Desarrollar el mismo procedimiento para los caudales correspondientes de 0.0 a 0.5 m<sup>3</sup>/s, y graficar la curva del sistema.

Q (m <sup>3</sup> /s)	Tubería	V <sub>s</sub> (m/s)	V <sub>d</sub> (m/s)	V <sub>boq.</sub> (m/s)	(V <sub>s</sub> ) <sup>2</sup> /2g (m)	h <sub>fs</sub> (m)	h <sub>ms</sub> (m)	Perd.Boq. (m)	Σ h <sub>m</sub> (m)
0.35	Aspiración	1.78	2.20	3.64	0.16	0.02	0.08	0.03	0.13
0.35	Impulsión	2.20	2.20	3.64	0.25	7.60	1.13	0.04	8.77
0		0	0	0	0	0	0	0	0
0.1	Aspiración	0.51	0.63	1.04	0.01	0.00	0.01	0.00	0.01
.01	Impulsión	0.63	0.63	1.04	0.02	0.62	0.09	0.00	0.72
0.2	Aspiración	1.02	1.26	2.08	0.05	0.01	0.02	0.01	0.04
0.2	Impulsión	1.26	1.26	2.08	0.08	2.48	0.37	0.01	2.86
0.3	Aspiración	1.53	1.89	3.12	0.12	0.02	0.06	0.02	0.09
0.3	Impulsión	1.89	1.89	3.12	0.18	5.59	0.83	0.03	6.45
0.4	Aspiración	2.04	2.52	4.16	0.21	0.03	0.10	0.04	0.16
0.4	Impulsión	2.52	2.52	4.16	0.32	9.93	1.47	0.06	11.46
0.5	Aspiración	3.14	3.14	5.20	0.33	0.04	0.16	0.06	0.26
0.5	Impulsión	3.14	3.14	5.20	0.50	15.52	2.30	0.09	17.90

Q (m <sup>3</sup> /s)	Σ(h <sub>r</sub> +h <sub>m</sub> ) (m)	H <sub>geom.</sub> (m)	H <sub>t</sub> (m)
0.35	8.90	20.00	28.90
0	0	20.00	20.00
0.1	0.73	20.00	20.73
0.2	2.91	20.00	22.91
0.3	6.54	20.00	26.54
0.4	11.62	20.00	31.62
0.5	18.16	20.00	38.16





2)

Para determinar el caudal, altura manométrica y el rendimiento de la bomba cuando funcione con la curva del sistema desarrollada en el paso 1

- a) Utilizando los datos suministrados, representar gráficamente la curva característica y de rendimiento de la bomba, según se muestra en la figura desarrollada anteriormente.
- b) El punto de intersección de la curva característica de la bomba con la del sistema es el punto de funcionamiento de la bomba. Para este punto se tienen los siguientes valores:

Caudal  $Q = 0.35 \text{ m}^3/\text{s}$

Altura  $H = 29 \text{ m}$

Rendimiento  $E_p = 84.6\%$

**Ejemplo 8.4.** Una bomba tiene las características indicadas en la tabla adjunta cuando esta funciona a 1170 rpm. Obtener las curvas de caudal-altura para funcionamiento a 870 y 705 rpm y determinar los puntos de las nuevas curvas que corresponden a  $Q=0.44 \text{ m}^3/\text{s}$  en la curva original.

Q ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	Altura (m)	Rendimiento (%)
0.0	40.0	----
0.1	39.0	76.5
0.2	36.6	83.0
0.3	34.4	85.0
0.4	30.5	82.6
0.5	23.0	74.4

**Solución:**

Los valores que debemos representar, se obtienen mediante las leyes de afinidad, ecuaciones

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \frac{N_1}{N_2} \quad \frac{H_2}{H_1} = \frac{N_2^2}{N_1^2}$$

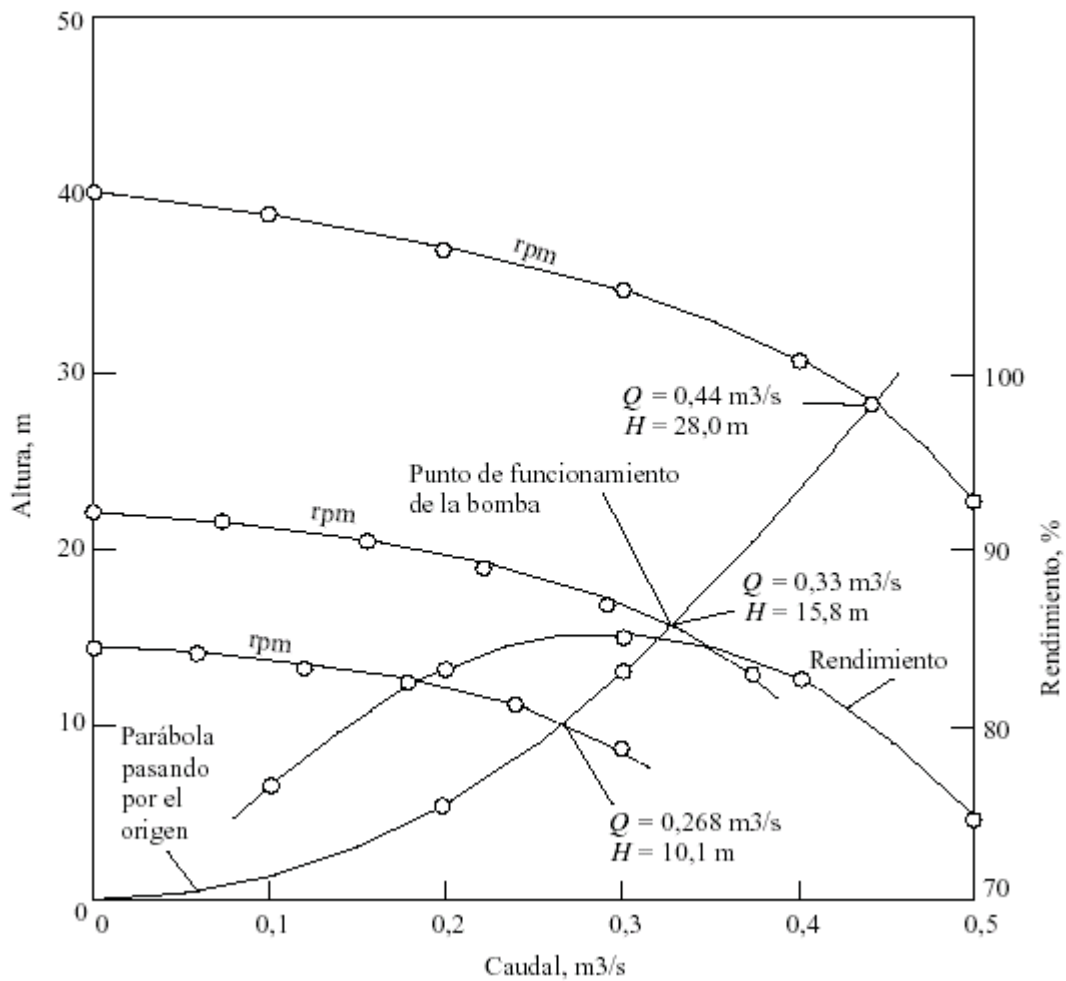
$$Q_2 = Q_1 * \frac{N_2}{N_1} = 0.1 \text{ m}^3/\text{s} * \frac{870 \text{ rpm}}{1170 \text{ rpm}} = 0.0743 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_2 = H_1 * \left( \frac{N_2}{N_1} \right)^2 = 39.0 * \frac{870 \text{ rpm}}{1170 \text{ rpm}} = 22.117 \text{ m}$$

Realizar las mismas operaciones para los distintos valores de la tabla anterior:

1.170rpm		870rpm		705rpm	
Q (m <sup>3</sup> /s)	Altura (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Altura (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Altura (m)
0.0	40.0	0.00	22.1	0.000	14.5
0.1	39.0	0.074	21.6	0.060	14.2
0.2	36.0	0.149	20.2	0.121	13.3
0.3	34.4	0.223	19.0	0.181	12.5
0.4	30.5	0.297	16.9	0.241	11.1
0.5	23.0	0.372	12.7	0.301	8.40

Estos valores están representados gráficamente a continuación:



La determinación del caudal y altura correspondientes a  $Q = 0.44 \text{ m}^3/\text{s}$  en la curva original, gráficamente encontramos que cuando el caudal es de  $0.44 \text{ m}^3/\text{s}$  y la bomba funciona a 1170 rpm, la altura es de 28 m

Por tanto:

A: 870 rpm

$$Q = 0.44 * \frac{870}{1170} = 0.327 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H = 28 * \left( \frac{870}{1170} \right)^2 = 15.48 \text{ m}$$

A: 705 rpm

$$Q = 0.44 * \frac{705}{1170} = 0.265 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H = 28 * \left( \frac{705}{1170} \right)^2 = 10.16 \text{ m}$$

## 9.12 Problemas propuestos

**9.1:** Las tuberías de descarga y aspiración de una bomba de aguas residuales son de 300 mm y 350 mm, respectivamente. La lectura del manómetro en la descarga, situado al nivel del eje de la bomba, es de 130 kPa ( $\text{KN}/\text{m}^2$ ). La lectura en el manómetro de la aspiración situado 0.5 m por debajo del eje de la bomba es 15 kPa ( $\text{KN}/\text{m}^2$ ). Si la altura manométrica total es de 15 m, determinar: a) el caudal de la bomba, b) la potencia del motor suponiendo un rendimiento de la bomba del 82 % y del motor del 91 %.

**9.2:** Una bomba centrífuga con un diámetro de rodete de 0.2 m impulsa  $0.02 \text{ m}^3/\text{s}$  a una altura manométrica de 18 m con una potencia absorbida de 4 KW cuando funciona a 1170 rpm. Si se supone que el rendimiento sigue siendo el mismo, determinar: a) la altura manométrica, b) el caudal y c) la potencia absorbida de una bomba geoméricamente similar con un diámetro de rodete de 0.25 m funcionando a 870 rpm.

**9.3:** Una bomba centrífuga va a utilizarse para bombear un efluente tratado a una distancia de 300 m con una tubería de 0.3 m de diámetro. Si la altura geométrica es de 5.0 m y el coeficiente de rozamiento  $f$  del tubo es 0.025, determinar el caudal, la altura manométrica total y el rendimiento cuando se utiliza una bomba con las características indicadas en la tabla adjunta. Despreciar las pérdidas singulares

Caudal ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	Altura (m)	Rendimiento (%)
0.00	15.0	--
0.05	14.7	67
0.10	12.8	79
0.14	---	85
0.15	9.3	--
0.16	--	84
0.18	--	78
0.20	4.0	65

**9.4:** Los datos siguientes corresponden a una bomba de 0.1 m que funciona a 1770 rpm. ¿Cuál sería la altura manométrica total y la potencia necesaria de una bomba de 0.2 m geoméricamente similar que descarga  $0.5 \text{ m}^3/\text{s}$  cuando funciona a 1170 rpm.

Caudal ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	Altura (m)	Rendimiento (%)
0.00	16.0	0
0.05	15.5	57
0.10	13.7	68
0.14	---	79
0.15	10.5	86
0.16	--	88
0.18	--	87
0.20	5.5	82

Determinar las velocidades necesarias para bombear  $0.150$  y  $0.225 \text{ m}^3/\text{s}$  sobre la curva del sistema y determinar las alturas, rendimientos y potencias necesarias

**9.5:** Una bomba centrífuga de flujo radial con una constante de cavitación de 0.25 debe trabajar a una altura manométrica total de 12 m. Determinar la máxima altura de aspiración posible de la bomba al nivel del mar si la temperatura del agua residual es de  $25^\circ\text{C}$

**9.6:** Seleccionar un sistema de bombeo con capacidad para impulsar tanto los caudales correspondientes a 10 años como a los de 20 años (caudales de proyecto), para una red de alcantarillado que recibe el agua residual de una cuenca vertiente parcialmente urbanizada.

Los caudales estimados para dentro de 10 años son de  $0.044 \text{ m}^3/\text{s}$  y  $0.095 \text{ m}^3/\text{s}$  para el caudal medio y punta, respectivamente. Los caudales medio y punta futuros de proyecto para dentro de 20 años son de  $0.075 \text{ m}^3/\text{s}$  y  $0.15 \text{ m}^3/\text{s}$ , respectivamente.

La tubería de impulsión es de 300 mm de diámetro. Al final del periodo de diseño de 20 años, se estima que la pérdida por rozamiento en la tubería para el caudal punta sea de 15 m. La altura geométrica del sistema medida entre el máximo nivel en la cámara de aspiración y el punto de descarga es de 7 m y la diferencia entre los niveles máxima y mínima en aquella es de 1.0 m. Las pérdidas en la estación deben limitarse a 1.3 m en el punto de funcionamiento de las bombas mediante un correcto dimensionamiento de las tuberías de aspiración y descarga de las mismas.

## CAPITULO X

### INTRODUCCIÓN AL TRATAMIENTO Y DISPOSICIÓN DE AGUAS RESIDUALES

#### 10.1.- Características del agua residual

El hombre ha utilizado las aguas, no solo para su consumo sino con el paso de tiempo, para su actividad y para su confort, convirtiendo las aguas usadas en vehículo de desechos. De aquí surge la denominación de aguas residuales. Dentro de sus características las aguas residuales tienen sólidos en suspensión (S.S.) de diversos tamaños (palos, maderas, arenas, gravas, limos, arcillas, coloides, etc.

##### 10.1.1 Clasificación.

**Aguas blancas o de lluvia.** Son aguas procedentes de drenajes o de escorrentía superficial, caracterizándose por grandes aportaciones intermitentes y escasa contaminación. Las cargas contaminantes se incorporan al agua al atravesar la lluvia la atmósfera, o por el lavado de superficies y terrenos.

**Aguas negras o urbanas.** Son aguas procedentes de los vertidos de la actividad humana, doméstica, agrícola, industrial, etc. Sus volúmenes son menores, sus caudales más continuos y su contaminación mucho mayor.

##### 10.1.2 Análisis y composición.

Los análisis realizados con las aguas residuales pueden clasificarse en físicos, químicos y biológicos. Los principales parámetros utilizados para caracterizar un agua residual se citan en la tabla 10.1.

La composición se refiere a los constituyentes físicos, químicos y biológicos que se encuentran en el agua residual. Según la cantidad de estos componentes, el agua residual se clasifica como fuerte, media o débil. La tabla 10.2 muestra datos típicos de la concentración y composición del agua residual doméstica.

#### 10.2.- Fases o procesos de tratamiento

La contaminación del agua residual es eliminada por medios físicos, químicos y biológicos. Los medios de tratamiento en que se aplican predominantemente fuerzas físicas se llaman operaciones unitarias, mientras que los medios de tratamiento en los que la eliminación de los contaminantes se consigue mediante la adición de productos químicos o por actividad biológica se conocen por procesos unitarios. El tratamiento de aguas residuales puede incluir varias fases técnicas, puede ser realizado de manera de garantizar un tratamiento compatible con las condiciones locales del cuerpo receptor.

Las diversas fases o grados de Tratamiento Convencional se clasifican de la siguiente forma:

- *Tratamientos Preliminares*
- *Tratamientos Primarios*
- *Tratamientos Secundarios*
- *Tratamientos Terciarios*

**Tabla 10.1** Características físicas, químicas y biológicas del agua residual.

PARÁMETRO	ORIGEN
<b>FÍSICAS</b>	
Sólidos	Suministro de agua, residuos industriales y domésticos
Temperatura	Residuos industriales y domésticos. Residuos industriales y domésticos.
Color	Agua residual en descomposición, Residuos industriales
Olor	
<b>QUÍMICAS</b>	
Orgánico:	
Proteínas	Residuos industriales y domésticos.
Carbohidratos	Residuos industriales y domésticos.
Grasas animales	Residuos industriales, comerciales y domésticos. Residuos industriales y domésticos.
Agentes tensoactivos	Residuos industriales. Residuos agrícolas.
Fenoles	
Pesticidas	
Inorgánico:	
pH	Residuos industriales.
Cloruros	Suministro de agua doméstica, residuos industriales, infiltración de aguas subterráneas.
Alcalinidad	Residuos domésticos, suministro de agua doméstica, infiltración de aguas subterráneas
Nitrógeno	Residuos agrícolas y domésticos.
Fósforo	Residuos industriales y domésticos, derrame natural. Suministro de agua doméstica y residuos industriales
Azufre	Residuos industriales, infiltración de aguas subterráneas.
Compuestos tóxicos	Residuos industriales.
Metales pesados	
Gases:	
Oxígeno	Suministro de agua doméstica, infiltración de aguas superficiales.
Sulfuro de hidrógeno	Descomposición de aguas domésticas. Descomposición de aguas domésticas.
Metano	
<b>BIOLÓGICAS</b>	
Protistas	Residuos domésticos, plantas de tratamiento.
Virus	Residuos domésticos.
Plantas	Corrientes de agua al descubierto y plantas de tratamiento. Corrientes de agua al descubierto y plantas de
Animales	tratamiento

**Fuente:** Tratamiento y depuración de las aguas residuales “Metcalf – Hedi”

**10.2.1 Los Sistemas preliminares.-** Consiste en la medición y regulación del caudal entrante en la remoción de sólidos flotantes o suspendidos gruesos y los sólidos suspendidos fijos; Los sólidos suspendidos grandes o gruesos se lo realiza por medio de rejillas de barras con limpieza manual o mecanizada o mediante desintegradores, tamices o trituradores. En cambio los sólidos suspendidos fijos de menores dimensiones como los minerales pesados son removidos por medio de Desarenadores.

La calidad de agua residual no es sustancialmente mejorada por los sistemas primarios, más bien, la operación de los procesos subsiguientes (Tratamiento primario, Tratamiento secundario y el tratamiento terciario) es mejorada a través de la medición y el control del flujo y por la remoción de materiales que pueden interferir con el tratamiento mecánico, químico o biológico.

En la figura 10.1 se indican las características principales de los grados de tratamiento, así como las unidades de tratamiento que las componen.

A continuación se desarrollarán los aspectos más importantes de las unidades de tratamiento. Siempre teniendo presente que el detalle, en cuanto al dimensionamiento y cálculo, se estudiará ampliamente en la materia Plantas de Tratamiento de aguas que corresponde a 10° Semestre.

**Tabla 10.2** Composición típica del agua residual doméstica

Constituyente	Concentración		
	Fuerte	Media	Débil
Sólidos, en total	1200	700	350
Disueltos, en total	850	500	250
Fijos	525	300	145
Volátiles	325	200	105
Suspendidos, en total	350	200	100
Fijos	75	50	30
Volátiles	275	150	70
Sólidos sedimentables ( ml / l)	20	10	5
DBO <sub>5</sub> ( 20° C)	300	200	100
Carbono orgánico total (COT)	300	200	100
DQO	1000	500	250
Nitrógeno	85	40	20
Orgánico	35	15	8
Amoniaco libre	50	25	12
Fósforo	20	10	6
Orgánico	5	3	2
Inorgánico	15	7	4
Cloruros	100	50	30
Alcalinidad (como Ca CO <sub>3</sub> )	200	100	50
Grasas	150	100	50

**Fuente:** Tratamiento y depuración de las aguas residuales “Metcalf – Hedi”

### 10.2.2 Tratamiento Preliminar

El primer paso en el tratamiento preliminar del agua residual consiste en la separación de los sólidos gruesos. El procedimiento más corriente es hacer pasar el agua residual afluente a través de rejillas de barras o tamices. Se puede utilizar también trituradores, que trituran los sólidos gruesos pero sin separarlos del agua.

#### a) Rejillas, tamices

Las rejillas se fabrican con barras de acero soldadas a un marco que se coloca transversalmente al canal. Las barras están colocadas verticalmente o con una inclinación de 30 a 80° respecto a la horizontal. Las rejillas de barras pueden limpiarse a mano o mecánicamente. Las características en ambos casos se comparan en la tabla 10.3.

**Tabla 10.3** Características de las rejillas de barras

Concepto	Limpieza manual	Limpieza mecánica
Tamaño de la barra:		
Anchura, ( cm )	0.6 – 1.5	0.6 – 1.5
Profundidad ( cm )	2.5 – 7.5	2.5 – 7.5
Separación ( cm )	2.5 – 5.0	1.6 – 7.5
Inclinación respecto a la vertical ( ° )	30 – 45	0 – 30
Velocidad de aproximación ( m/s )	0.3 – 0.6	0.6 – 0.9
Pérdida de carga admisible ( cm )	15	15

**Fuente:** Tratamiento y depuración de Aguas residuales “Metcalf - Eddy”

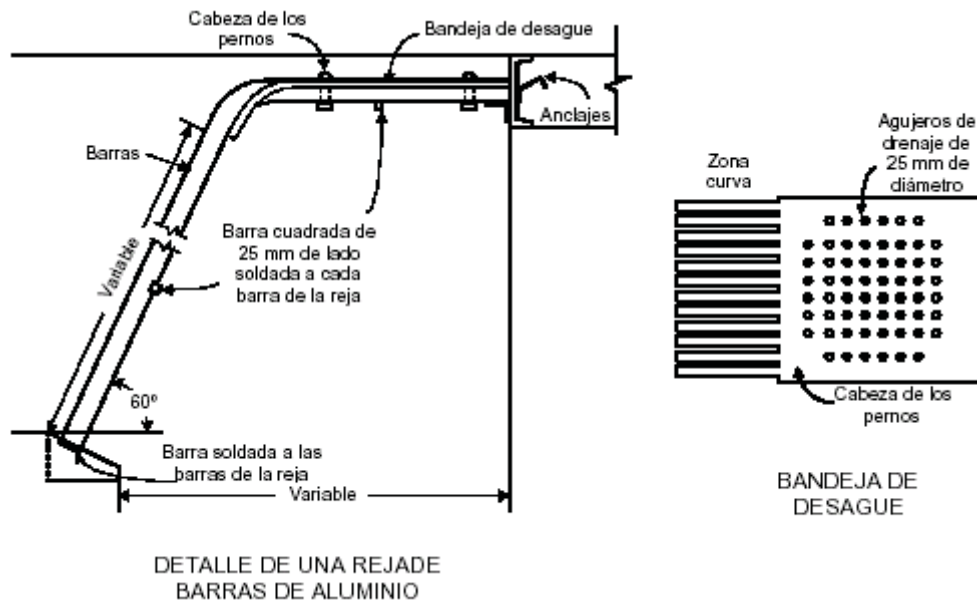
**Fig. 10.1.- Fases y etapas de un tratamiento de aguas residuales**

PROCESO DE TRATAMIENTO	DESCRIPCIÓN	UNIDADES DE TRATAMIENTO
PRELIMINAR	Destinados a la preparación de las aguas residuales para su disposición o tratamiento posterior.	a) Rejas o triturados b) Desarenadores. c) Tanques desgrasadores. d) Aereación preliminar. e) Otros tratamientos peculiares a desechos industriales
PRIMARIO	Los tratamientos primarios son complementarios a los procesos preliminares.	a) Sedimentación simple. b) Precipitación química y sedimentación. c) Digestión de lodos. d) Lechos de secado, disposición sobre el terreno, incineración, o disposición de los lodos resultantes. e) Desinfección. f) Filtros groseros.
SECUNDARIO	Complementa los tratamientos precedentes y debe incluir un proceso biológico adecuado y una sedimentación final.	a) Filtración Biológica. - De baja capacidad (filtros clásicos). - De alta capacidad. - Filtros comunes - Bio filtros b) Lodos activados. - De capacidad convencional. - De alta capacidad (tasa elevada de aplicación). - Con aireación prolongada
TERCIARIO	Complementa los procesos anteriores siempre que las condiciones locales exijan eventualmente un grado más elevado de depuración o la remoción de nutrientes, para evitar la proliferación de algas en el cuerpo receptor.	a) Filtros de arena. b) Lodos activados (en secuencia a la filtración biológica). c) Lagunas de estabilización. d) Procesos de oxidación total. e) Precipitación química de Fosfatos y otros compuestos. f) Electrólisis, Osmosis Inversa.



En pequeñas plantas se pueden usar rejillas de limpieza manual similares a la mostrada en la figura 10.2 ya sea solas o en paralelo con una canal que contiene tamices de limpieza mecánica o un triturador. En el último caso, el sistema de limpieza manual sirve como una reserva que será usada en el evento que el sistema mecánico falle. Cuando la rejilla es taponada por sólidos, el operador periódicamente rastrilla la acumulación a la plataforma de tamizado donde ocurre algún drenaje. Las rejillas de limpieza mecánica, como la mostrada en la figura 10.3, se usan por lo común en plantas modernas. Para que las fallas mecánicas o mantenimiento no causen sobrecargas hidráulicas se suministran unidades múltiples. En plantas muy pequeñas, donde la unidad disponible más pequeña puede manejar el caudal total, se puede usar una rejilla de limpieza manual como reserva.

**Figura 10.2** Reja típica de limpieza manual

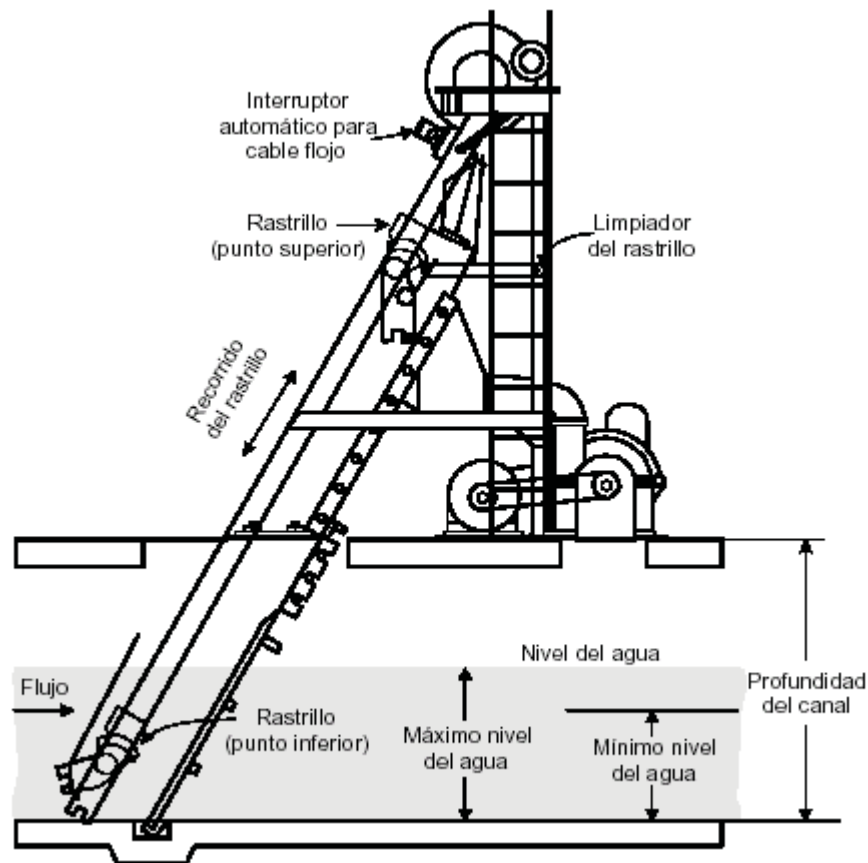


## b) Trituradores:

El objetivo de los trituradores es de reducir los sólidos suspendidos grandes, llevándolos a un tamaño que no interfiera con otros sistemas. Los sólidos triturados son entonces removidos del flujo en procesos de sedimentación posteriores. La selección de trituradores está basada en la tasa de flujo. En pequeñas plantas puede usarse una unidad individual estimada para el caudal pico en paralelo con un tamiz de barras de limpieza manual. En instalaciones más grandes se usan múltiples unidades idénticas, ajustadas para que las máquinas restantes puedan manejar el caudal pico con una o dos fuera de servicio.

### c) Desarenadores:

Una parte de sólidos suspendidos en aguas residuales está constituida por materiales orgánicos inertes tales como arena, fragmentos de metal, cáscaras, etc. Esta arena no es benéfica para el tratamiento o técnicas de procesamiento de lodos, puede bloquear conductos y promover desgaste excesivo del equipo mecánico. Los dispositivos para la remoción de las arenas dependen de la diferencia de sus densidades específicas entre sólidos orgánicos e inorgánicos para efectuar su separación.



**Figura 10.3** Sección transversal de una rejilla de limpieza automática

Existen dos tipos generales de desarenadores:

**c.1) Desarenador de flujo horizontal.** El flujo atraviesa el desarenador en dirección horizontal, controlándose la velocidad media del flujo mediante las dimensiones de la instalación o el uso de secciones de control provistas de vertederos especiales situados en el extremo de aguas abajo del tanque. Para cualquier caudal la velocidad media de flujo debe ser de 0.30 m/s como mínimo de 0.20 m/s y máximo de 0.40 m/s.

En el diseño de este tipo de desarenadores, bajo las condiciones más adversas, la partícula más ligera de arena debe alcanzar el fondo del canal antes de llegar al extremo de salida. Se debe considerar una velocidad de sedimentación de 1.1 m/min para la eliminación del material de malla 65 y 0.75 m/min para material de malla 100.

La longitud del canal estará en función de la profundidad que requiera la velocidad de sedimentación y la sección de control. Se debe considerar cierta longitud adicional por la turbulencia que se produce en la entrada y en la salida, recomendándose un mínimo de el doble de la profundidad máxima de flujo. A veces se usa una longitud adicional máxima del 50% de la longitud teórica.

### **c.2) Desarenador aireado**

Consiste en un tanque de aireación con flujo espiral en el que la velocidad es controlada por las dimensiones del tanque y la cantidad del aire suministrado al mismo. Generalmente, estos tanques se proyectan para proporcionar periodos de detención de unos tres minutos a caudal máximo. La sección transversal del tanque es semejante a la proporcionada para la circulación en espiral en los tanques de aireación de lodos activados. La figura 9.4 muestra una sección transversal típica.

### **d) Tanque desgrasadores**

Cantidades excesivas de grasa pueden taponar los filtros percoladores o recubrir flóculos biológicos en procesos de los dos activados. La grasa es removida mediante dispositivos desnatadores de superficies en tanques de sedimentación primaria, aunque las comunidades con altas concentraciones particularmente de grasa o plantas de tratamiento que omiten clarificación primaria pueden necesitar otros procesos.

**d.1) Los tanques desnatadoras** emplean entradas superficiales con deflectores y estructuras de salida que permiten la flotación del material que se va a retener. Los tiempos de retención son de 15 minutos o menos, empleándose usualmente las desnatadoras mecánicas continuas. La velocidad horizontal del agua es mantenida en el rango de 50 a 250 mm/s (0.2 hasta 0.8 pie/s) con el fin de prevenir la deposición de partículas orgánicas en el fondo.

### **e) Aireación Preliminar:**

Si se provee la aireación de aguas residuales antes de cualquier otro tratamiento, varios son los efectos convenientes que se pueden presentar. Primero, la aireación eliminará compuestos volátiles (que son típicamente olorosos) e incrementará el contenido de oxígeno disuelto del flujo. Ambos efectos tenderán a reducir la producción de olor. La aireación, a través de la mezcla que la suministra, puede también mejorar en parte la remoción de grasa, ofrece oportunidad adicional para floculación de sólidos suspendidos y ayuda a uniformizar las características del flujo a media que entra en los procesos subsiguientes. La aireación, como se ha planteado antes, puede ser empleada como un medio de remoción de arena. En general, la Pre aireación es hecha en tanques desarenadores expandidos que tienen tiempo de retención de 30 minutos. Las tasas de aireación varían de 0.01 a 0.05 m<sup>3</sup> de aire por metro cúbico de residuo

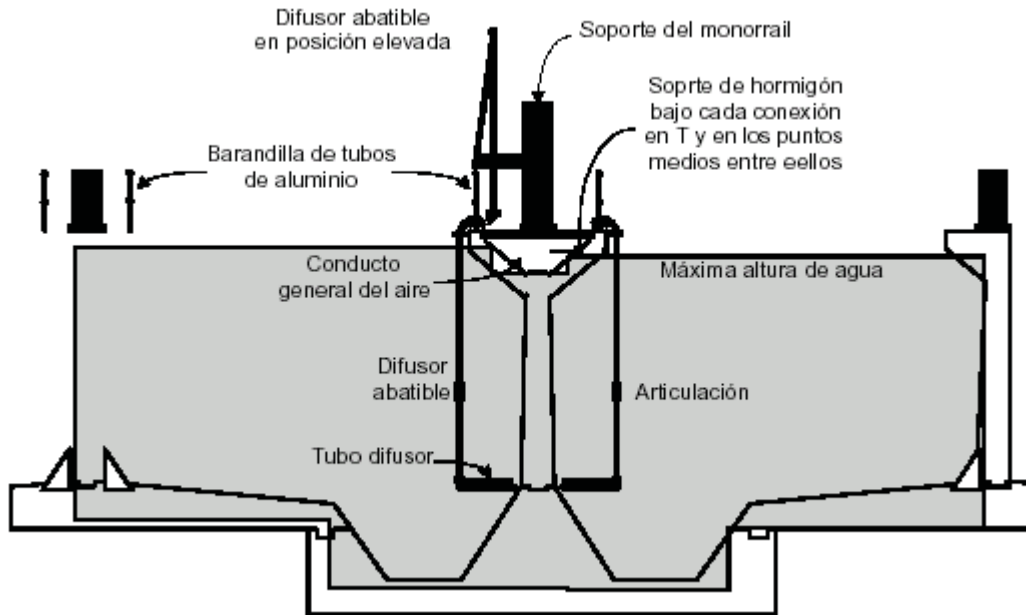


Figura 10.4 Sección transversal típica de un desarenador aireado

### 10.2.2 Tratamiento Primario:

Consiste en la remoción de los sólidos sedimentables y parte de la materia orgánica gruesa o grandes, también se puede incluir la sedimentación o flotación de partículas suspendidas.

#### a) Sedimentación

Es la separación de las partículas suspendidas cuyo peso específico es más pesadas que el agua, mediante la acción de la gravedad, con el propósito fundamental de obtener efluentes clarificados. También es necesario producir un fango con una concentración de sólidos que pueda ser manejado y tratado con facilidad. Los tanques de sedimentación primaria pueden proporcionar el grado principal de tratamiento de agua residual o bien pueden utilizarse como un paso preliminar para el tratamiento posterior. En el primer caso, los tanques sirven para la eliminación de sólidos sedimentables capaces de formar depósitos de fango en las aguas receptoras y de gran parte de las materias flotantes. Si se emplea como paso previo a un tratamiento biológico, su función es reducir la carga en las unidades de tratamiento. Los lodos de sedimentación primaria, que estén proyectados y operados eficazmente, deberán eliminar del 50 al 65 % de los sólidos suspendidos y del 25 al 40 % de la DBO<sub>5</sub>.

#### a.1) Tipos de tanques sedimentadores.

Las dimensiones de los tanques de sedimentación con capacidad inferior a 100 m<sup>3</sup>, deben regirse a las unidades compactas (*Fosa séptica o Tanque Imhoff*). En caso de que la capacidad de los tanques sea mayor a 100 m<sup>3</sup>, se debe cumplir con las siguientes condiciones:

En caso de **Tanques Rectangulares** la relación longitud / ancho, deberá ser superior a 4:1 y la relación ancho profundidad, deberá ser superior a 2:1.

Si los **Tanques son de remoción manual de lodo** o por carga hidrostática, la profundidad mínima será de 1.50 m. En el caso de sedimentadores de remoción mecanizada de lodos, la profundidad mínima será de 2.00 m.

Los pozos de acumulación y adensamiento de lodo deberán tener paredes con inclinación

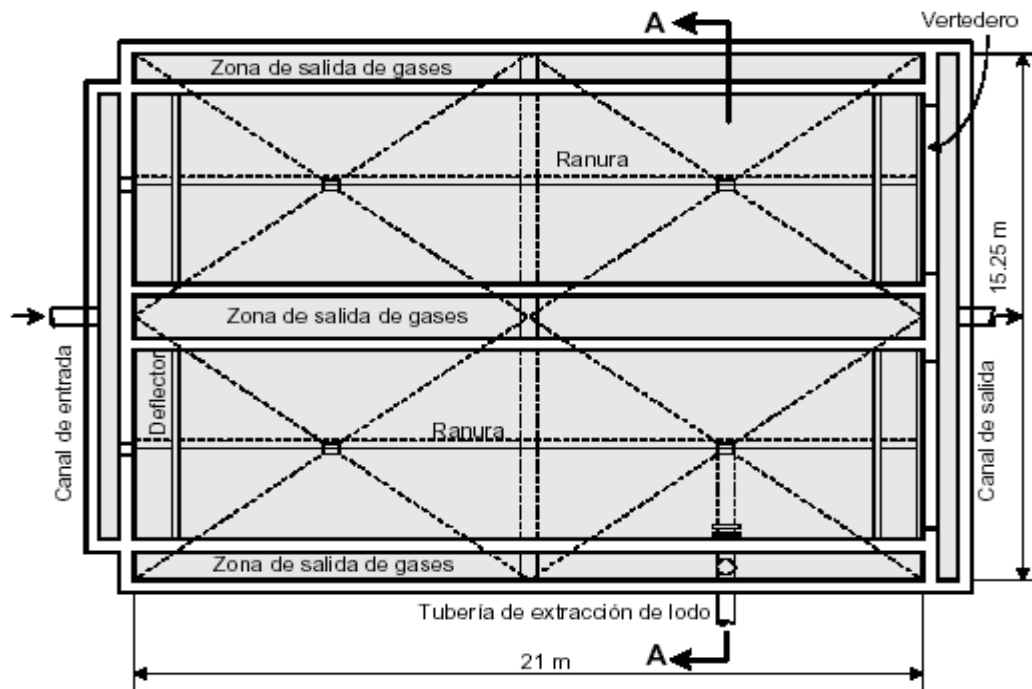
de por lo menos 1.5: 1.0 y su volumen no deberá ser considerado en la determinación de la capacidad del tanque.

Las tuberías de descarga de lodo deberá tener un diámetro mínimo de 150 mm, las tuberías de transporte por gravedad deberán tener una pendiente mínima de 0.03 m/m y velocidad de flujo de 1.80 m/s.

#### **a.1.1) Tanques Imhoff.**

Es considerado como un tratamiento primario debido a que además de tener una unidad de sedimentación posee adicionalmente una unidad que sirve para la descomposición y digestión de lodos sedimentados el cual consiste en un depósito de dos pisos en el que se consigue la sedimentación en el compartimento superior y digestión en el inferior. Los sólidos que se sedimentan atraviesan unas ranuras existentes en el fondo del compartimento superior, pasando al compartimento inferior para su digestión a la temperatura ambiente. La espuma se acumula en los compartimentos de sedimentación así como en unos respiraderos de gas situados al lado de aquellos. El gas producido en el proceso de digestión se escapa a través de respiraderos.

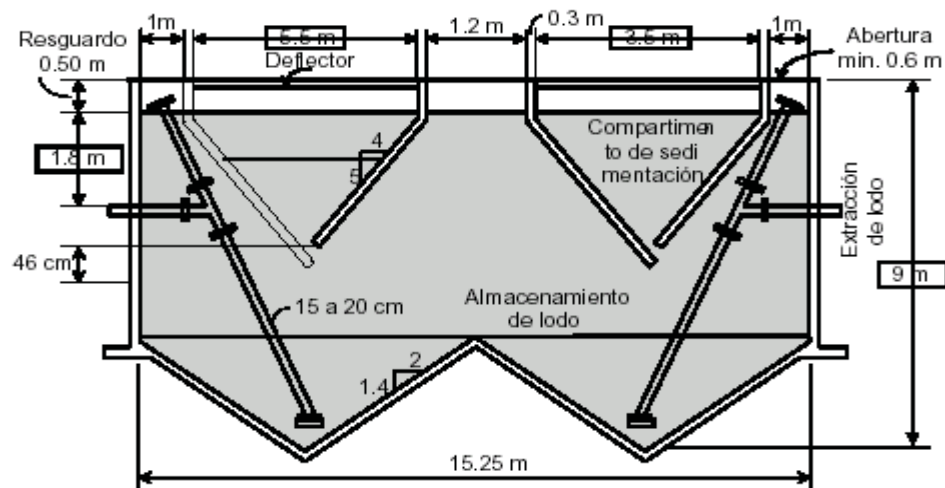
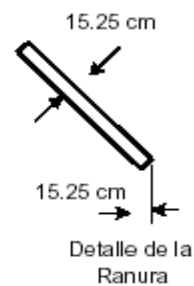
Los compartimentos de sedimentación normalmente se proyectan de modo que tengan una carga de superficie de  $24 \text{ m}^3 / \text{día} / \text{m}^2$  a caudal medio y un período de detención de 3 horas. El fondo de la cámara de sedimentación debe tener una pendiente no menor de 5 vertical y 4 horizontal. La velocidad de escurrimiento no debe exceder de 1 m /min. La ranura que permite que los sólidos caigan al compartimento de digestión tiene una apertura mínima de 0.15 m. El borde más inferior debe proyectarse 0.15 a 0.20 m horizontalmente bajo el borde superior, para evitar el retorno de los gases al compartimento de sedimentación. La capacidad del compartimento de digestión debe proporcionar almacenamiento de lodo para 6 a 12 meses durante el periodo frío del año, correspondiendo el periodo más largo a las instalaciones pequeñas.



PLANTA

Tanque Imhoff:

1. Caudal medio =  $57000 \text{ m}^3/\text{día}$
2. Tiempo de detención = 2 h.
3. Carga de superficie =  $25 \text{ m}^3/\text{día m}^2$
4. Carga sobre vertedero =  $56 \text{ m}^3/\text{m}$
5. Volumen de digestión de lodos =  $850 \text{ m}^3$
6. Volumen para espumas = 20 % del total.



SECCION A - A

Figura 10.5 Grafica de un Tanque Imhoff

La cámara de digestión generalmente consiste en uno, dos o tres conos o pirámides invertidos, llamados tolvas, con paredes inclinadas a razón 1.4 vertical y 2 horizontal, o preferentemente más inclinadas. La finalidad de la fuerte inclinación es concentrar el lodo en el fondo. El compartimiento intermedio abierto al aire, llamado cámara de espumas, deberá tener una capacidad aproximadamente igual a la mitad de la cámara de digestión. El área de la superficie expuesta al aire debe ser el 25 a 30 % de la proyección horizontal de la parte superior del compartimiento de digestión.

### a.1.2) Fosa séptica

Este sistema tiene principal aplicación en el tratamiento de aguas residuales de residencias individuales, en zonas urbanas, que cuenten con redes generales de agua potable pero que carecen de una red de alcantarillado, o en zonas rurales que dispongan de norias o pozos con estanques de almacenamiento de agua. La fosa séptica es un estanque cubierto, construido de piedra, ladrillo, hormigón armado u otro material, generalmente rectangular, el cual se proyecta para que las aguas negras permanezcan en ella durante un tiempo determinado, que varía de 12 a 24 horas. De los sólidos suspendidos que llegan a la fosa séptica, la mayor parte de la materia sedimentable decanta y entra en un proceso de digestión anaerobia. Por esta razón la cantidad de lodo que se acumula en el estanque, con el tiempo, hace disminuir el volumen efectivo de la fosa séptica, y por consiguiente, el periodo de detención. Por lo general el lodo deberá extraerse cada dos o tres años. Aunque a menudo se usan fosas de una sola cámara, el tipo adecuado consiste en dos o más cámaras en serie ver figura 9.6. En una fosa séptica de doble cámara, el primer compartimiento se utiliza para la sedimentación, digestión del lodo y almacenamiento de éste. El segundo compartimiento proporciona una sedimentación y capacidad de almacenamiento de lodo adicional, y por tanto, sirve para proteger contra la descarga de lodo u otro material que pueda escaparse de la primera cámara.

La fosa debe construirse de la forma más simple, con todas sus partes accesibles y susceptibles de ser aseadas, evitando el empleo de mecanismos o piezas móviles, pero asegurando la perfecta automatización del funcionamiento. Estará provista de una tapa de registro impermeable y hermética de no menos de 0.60 m de diámetro, que permita el acceso de un hombre y la extracción periódica de los lodos. Normalmente, y debido a las pendientes de las cañerías, la fosa séptica suele estar a bastante profundidad, en este caso, el acceso se hace a través de los escalones de una chimenea (tubo de 0.60 m de diámetro).

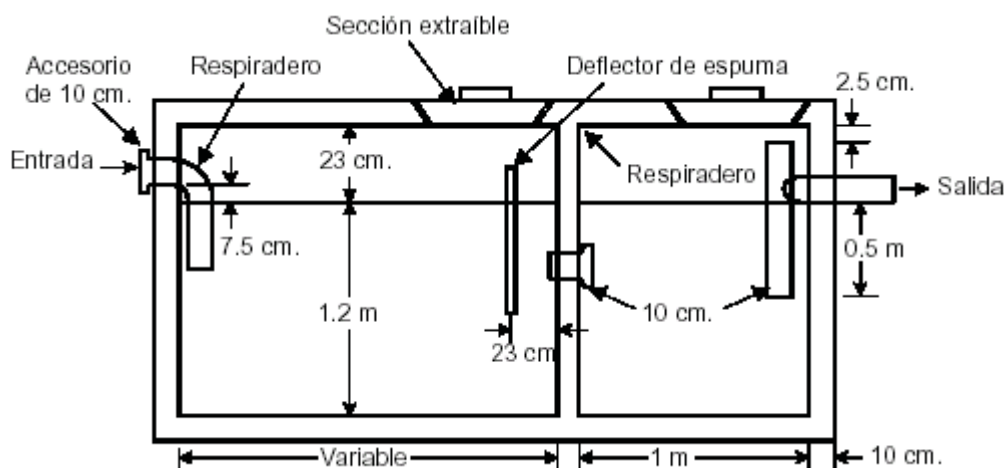


Figura 10.6 Grafica de una fosa séptica común

Una fosa séptica no constituye sino una parte de un tratamiento de aguas negras, el cual debe completarse con unidades tales como pozos absorbentes, sistemas de drenajes, zanjas filtrantes, filtros subterráneos de arena, cámaras de contacto, filtros superficiales de arena, etc.

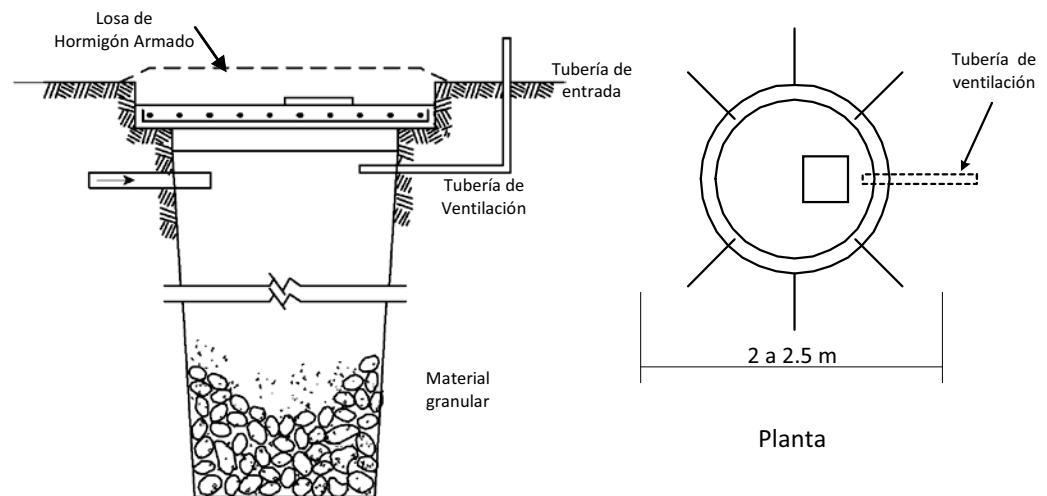
### a.1.3) Pozo absorbente

Consiste en una excavación en el terreno, por lo general de 2.00 a 2.50 m de diámetro, con una profundidad que normalmente varía de 6 a 12 m, al cual se vacían las aguas negras sedimentadas provenientes de la fosa séptica.

En forma individual el pozo absorbente sólo se recomienda en los siguientes casos:

- Cuando se vacían sólo aguas de lavado, desagües de piscinas o aguas pluviales.
- Para efluentes de fosas sépticas.
- Cuando se dispone de bastante terreno.
- Como solución transitoria.

Para determinar la profundidad del pozo debe hacerse la prueba de absorción a diferentes profundidades, y generalmente el término medio del coeficiente obtenido sirve para determinar las características absorbentes del terreno. Es importante destacar que la duración de un pozo absorbente es muy prolongada y puede servir fácilmente durante 6, 8 o 10 años en operación continua, siempre que la fosa séptica opere en perfectas condiciones, esto se traduce en limpiezas periódicas (máximo cada 10 años) aunque la instalación domiciliar no presente fallas en su funcionamiento. figura 10.7



**Figura 10.7** Pozo absorbente.

### b) Precipitación química:

La precipitación química en el tratamiento de las aguas residuales lleva consigo la adición de productos químicos con la finalidad específica de mejorar el rendimiento de la planta y eliminar determinados componentes del agua residual.



En esta fase del tratamiento se utiliza la precipitación química para mejorar el grado de eliminación de los sólidos suspendidos, como ayuda en el proceso de sedimentación. Los productos químicos que se utilizan como agentes de precipitación son diversos, los más frecuentes se citan en la tabla 10.4. El grado de clarificación obtenido depende de la cantidad de productos químicos utilizados y del cuidado con que se controle el proceso.

Mediante la precipitación química llega a eliminarse del 80 al 90 % de la materia total suspendida, del 50 al 55 % de la materia orgánica y del 80 al 90 % de las bacterias.

**Tabla 10.3** Productos químicos utilizados en el tratamiento de aguas residuales

Producto químico	Fórmula	Peso molecular
Sulfato de aluminio	$\text{Al}_2 (\text{SO}_4)_3 \cdot 18 \text{H}_2\text{O}$	666.7
Sulfato de hierro (caparrosa)	$\text{Fe SO}_4 \cdot 7 \text{H}_2\text{O}$	278.0
Cal	$\text{Ca} (\text{OH})_2$	56 Como $\text{Ca O}$
Ácido sulfúrico	$\text{H}_2 \text{SO}_4$	98
Anhídrido sulfuroso	$\text{SO}_2$	64
Cloruro férrico	$\text{Fe Cl}_3$	162.1
Sulfato férrico	$\text{Fe}_2 (\text{SO}_4)_3$	400

**Fuente:** Tratamiento y depuración de Aguas residuales “Metcalf - Eddy”

### c) Tratamiento y evacuación de lodos:

De los sólidos extraídos por los diversos métodos en las estaciones depuradoras los lodos son de mayor volumen, y su tratamiento y evacuación es un problema complejo, especialmente si se tiene presente que:

- Está constituido por las sustancias responsables del carácter desagradable del agua residual sin tratar.
- El lodo producido por el tratamiento biológico que ha de eliminarse, se compone de la materia orgánica contenida en el agua residual sin tratar, pero en otra forma, que también se descompondrá y se volverá desagradable.
- Sólo una pequeña parte del lodo es materia sólida.

Por tanto, para reducir el contenido orgánico y de agua del lodo, se emplea las operaciones y procesos siguientes:

1. Concentración (espesamiento).
2. Digestión.
3. Acondicionamiento.
4. Deshidratación y secado.
5. Incineración y oxidación por vía húmeda.

#### c.1) Digestión Anaerobia.

**c.1.1) Digestión convencional.** (Carga Normal) La digestión se efectúa mediante un proceso de una sola fase y dos fases. Normalmente se calienta el fango mediante serpentines situados dentro de los tanques o un intercambiador de calor exterior.

En el proceso de una sola fase, la digestión, el espesamiento del fango y la formación de sobrenadante se efectúan simultáneamente. En un proceso de fase única, el lodo sin tratar se añade en la zona en que el lodo se esté digiriendo activamente y liberando gas. Cuando el gas sube hacia la superficie, arrastra consigo partículas de lodo y de otras materias, tales como grasas y aceites, dando lugar finalmente a la formación de una capa de espuma.

Como resultado de la digestión, el lodo se vuelve más mineralizado, y se espesa por acción de la gravedad. A su vez, esto motiva la formación de una capa de sobrenadante por encima del fango digerido. Debido a la estratificación y falta de mezclado íntimo, el volumen de un digestor de carga normal y una sola fase no es más del 50 % utilizado.

#### **c.1.2) Digestión de alta carga.**

Este proceso difiere del convencional de una sola fase en que la carga de sólidos es mucho mayor. El lodo se mezcla íntimamente mediante recirculación del gas, bombeo, o mezcladores con tubos de aspiración, calentándose seguidamente para lograr unos rendimientos óptimos de digestión. El lodo deberá bombearse al digestor en forma continua o mediante temporizado en ciclos de 30 minutos cada 2 horas. El lodo entrante desplaza al digerido a un tanque receptor con capacidad determinada por los métodos de evacuación posteriores o bien a un segundo digestor para la separación del sobrenadante y extracción del gas residual. Como sea que no hay separación del sobrenadante en los digestores de alta carga y los sólidos totales se reducen un 45 – 50 % y se liberan como gas, el lodo digerido viene a tener una concentración que es del orden de la mitad del lodo sin tratar.

#### **c.2) Digestión Aerobia.**

La digestión aerobia es otro método de digestión de lodos orgánicos producidos por distintas operaciones de tratamiento. Los digestores aerobios se usan para tratar lodos activados en exceso, mezclas de lodos activados o de filtros percoladores con lodos primarios.

La digestión aerobia es semejante al proceso de lodos activados. Cuando la aportación de substrato disponible (alimento) se haya agotado, los microorganismos comenzarán a consumir su propio protoplasma a fin de obtener energía para las reacciones de mantenimiento de las células. Cuando esto ocurre se dice que los microorganismos se encuentran en su fase endógena.

Cuando el lodo activado o el procedente de filtro percolador se mezcla con lodo primario y la combinación resultante haya de ser digerida por vía aerobia, habrá oxidación endógena del tejido celular. Desde el punto de vista de funcionamiento la mayoría de los digestores pueden considerarse como reactores de flujo arbitrario sin recirculación.

#### **d) Lechos de secado.**

Los lechos de secado de lodos se utilizan para deshidratar el lodo digerido, extendiéndolo sobre aquellas en una capa de 20 a 25 cm y dejándolo secar. Una vez seco el lodo se extrae y se le usa como material de relleno o fertilizante.

#### **e) Incineración.**

El proceso de incineración es una ampliación natural del proceso de secado, convirtiendo el lodo en ceniza inerte, que puede eliminarse fácilmente. Con una deshidratación adecuada (aproximadamente 30 % de sólidos), el proceso es autosuficiente sin necesidad alguna de combustible suplementario, excepto en el calentamiento inicial y control térmico. Si la incineración fuese a utilizarse para la reducción de volumen de lodos, será preferible incinerar el lodo sin tratar, dado su mayor poder calorífica.

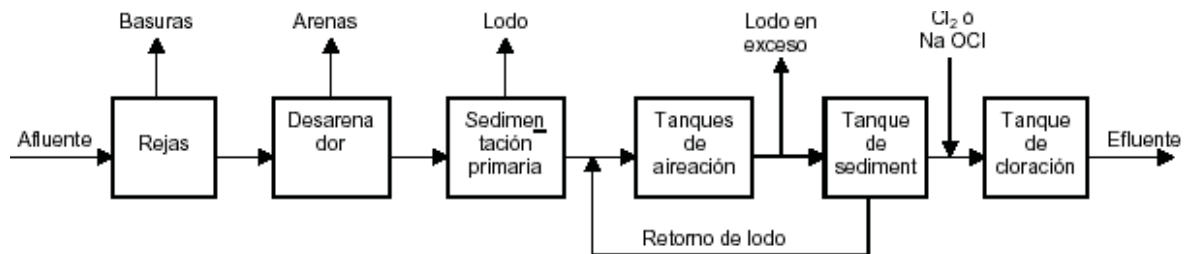
### f) Disposición sobre el terreno

El lodo digerido húmedo puede eliminarse esparciéndolo en terrenos y arándolo cuando esté seco. El humus contenido en el lodo sirve como acondicionador del suelo, mejorando su capacidad de retención de la humedad. El lodo digerido puede secarse por calor, triturarse en un molino y acondicionarlo con nitrógeno para impartirle algún valor como fertilizante. El lodo secado al aire puede también venderse o regalarse para su uso como acondicionador de la tierra, para su demanda suele ser estacional.

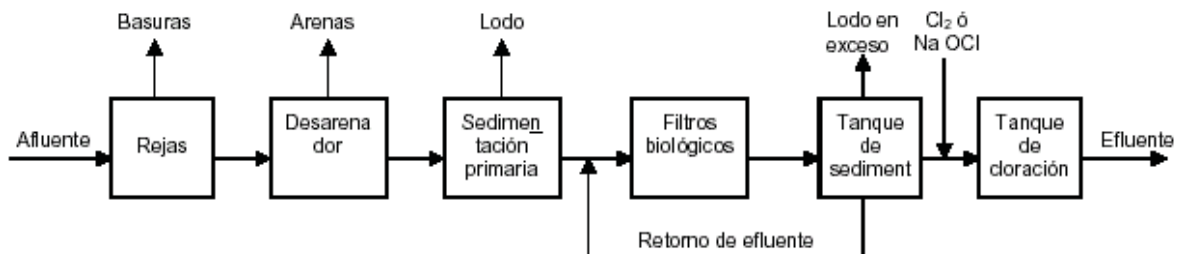
#### 10.2.3 Tratamiento Secundario:

Se destina a la degradación biológica de los compuestos carbonosos. Cuando se realiza esa degradación entonces ocurre naturalmente la descomposición de carbohidratos, aceites, grasas y proteínas a compuestos más simples,  $\text{CO}_2$ ,  $\text{H}_2\text{O}$ ,  $\text{NH}_3$ ,  $\text{CH}_4$ ,  $\text{H}_2\text{S}$ , etc. dependiendo del proceso predominante. Los procesos biológicos más utilizados son los de Lodos Activados y Filtros Biológicos. Son muchas las modificaciones de estos procesos que se utiliza para hacer frente a los requerimientos específicos de cada tratamiento.

Las figura 10.8 y 10.9 muestra diagramas de típicos de plantas de tratamiento incorporando el proceso biológicos.



**Figura 10.8** Diagrama de flujo de una planta típica de tratamiento de lodos activados



**Figura 10.9** Diagrama de flujo de una planta típica de filtros biológicos.

#### a) Lodos Activados

Este proceso fue desarrollado en Inglaterra en 1914 por Andern y Lockett, llamado así porque suponía la producción de una masa activada de microorganismos capaz de estabilizar un residuo por vía aerobia. En la actualidad se utilizan muchas versiones del proceso original, pero todas ellas son fundamentalmente iguales. En el proceso de lodos activados un residuo, generalmente de agua residual doméstica, se estabiliza biológicamente en un reactor bajo condiciones aerobias. El ambiente aerobio se logra mediante el uso de aireación por medio de difusores o sistemas mecánicos. Al contenido del reactor se le denomina líquido mezcla. Una vez que aquel agua residual ha sido tratada en el

reactor, la masa biológica resultante se separa del líquido en un tanque de sedimentación y parte de los sólidos biológicos sedimentados son retornados al reactor; la masa sobrante es eliminada o purgada puesto que de no ser así, la masa de microorganismos continuaría aumentando hasta que el sistema no pudiera dar cabida a más.

El nivel al cual se debe mantener la masa biológica depende de la eficiencia deseada del tratamiento y de otras consideraciones referentes a la cinética del crecimiento.

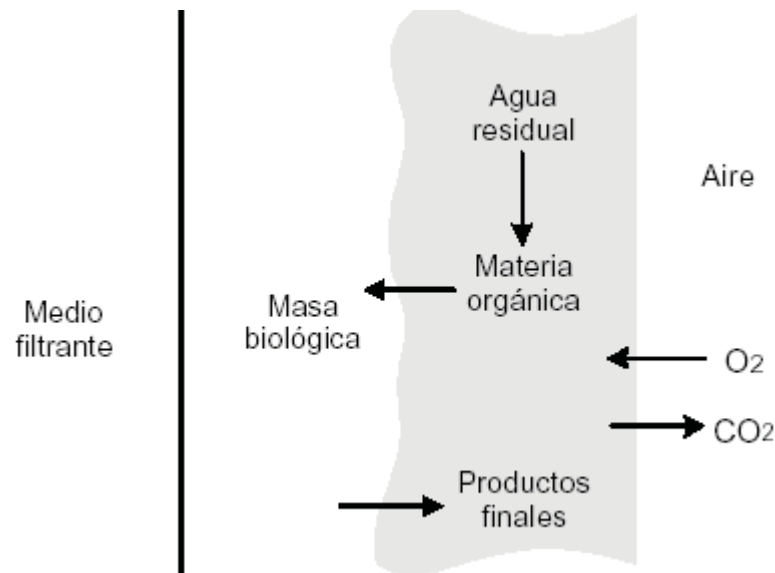
Los factores a tomar en cuenta en el diseño de un proceso de lodos activados son:

- criterios de carga.
- selección del tipo de reactor.
- Producción de lodo.
- transferencia y necesidad de oxígeno.
- necesidad de nutrientes.
- exigencias ambientales.
- separación de las fases sólida – líquida.
- Características de efluente.

#### **b) Filtración Biológica:**

El primer filtro biológico se puso en funcionamiento en Inglaterra en 1893. El concepto de filtro biológico nació del uso de filtros de contacto, que eran estanques impermeables rellenos con piedra machacada. En su funcionamiento, el lecho de contacto se llenaba con el agua residual desde la parte superior y se dejaba que se pusiese en contacto con el medio durante un corto periodo de tiempo. El lecho se vaciaba a continuación y se le permitía que reposara antes de que se repitiera el ciclo. El filtro biológico consiste en un lecho formado por un medio sumamente permeable al que se adhieren los microorganismos y a través del cual se filtra el agua residual. El medio filtrante consiste generalmente en piedras cuyo tamaño oscila de 2.5 a 10 cm de diámetro. La profundidad de las piedras varían con cada diseño particular, generalmente de 0.9 a 2.4 m con una profundidad media de 1.8 m. El lecho del filtro es generalmente circular y el residuo líquido se distribuye por encima del lecho mediante un distribuidor giratorio. Conforme la película aumenta de espesor la materia orgánica presente en el agua residual es degradada, por una población de microorganismos adherida al medio. Dicha materia orgánica es adsorbida sobre la película biológica o capa viscosa, en cuyas capas externas (ver figura 10.10) es degradada por los microorganismos aerobios. Cuando los microorganismos crecen, el espesor de la película aumenta y el oxígeno es consumido antes de que pueda penetrar todo el espesor de la película. Por tanto, se establece un ambiente anaerobio cerca de la superficie del medio.

Materia orgánica adsorbida es metabolizada antes de que pueda alcanzar los microorganismos situados cerca de la superficie del medio filtrante. El resultado de no disponer de una fuente orgánica externa de carbono celular, es que los microorganismos situados cerca de la superficie del medio filtrante se encuentran en la fase endógena de crecimiento, en la que pierden su capacidad de adherencia a la superficie del medio filtrante. En estas condiciones el líquido a su paso a través del medio arrastra la película y comienza el crecimiento de otra nueva



**Figura 10.10** Representación esquemática de la sección transversal de una película biológica de un filtro biológico

#### 10.2.4 Tratamiento Terciario

Tiene por finalidad principal la remoción de nutrientes (Nitrógeno y Fosforo), pero también la desinfección y la remoción de compuestos tóxicos y contaminantes específicos el cual ya es un tratamiento químico con el cual se transforman los sales o tóxicos en no tóxicos a través de precipitación, coagulación, floculación, sedimentación, osmosis inversa, intercambiadores iónicos, etc. Todo esto se aplica a Residuos Industriales Líquidos (RIL).

##### a) Lagunas de estabilización:

Las lagunas de estabilización son masas de agua relativamente poco profunda contenidas en un estanque de tierra de configuración controlada, cuya finalidad es el tratamiento del agua residual. Este tipo de sistemas son de uso muy corriente en pequeñas comunidades, ya que sus bajos costos de construcción y funcionamiento ofrecen una notoria ventaja económica sobre otros métodos de tratamiento conocidos. Así mismo este tipo, estos estanques se usan mucho en el tratamiento de residuos industriales y mezclas de residuos industriales y agua residual doméstica susceptibles de tratamiento biológico. Las reacciones generales que ocurren son ilustradas en el esquema de la figura

Las lagunas de estabilización suelen clasificarse de acuerdo a la naturaleza de la actividad biológica que tenga lugar:

- Lagunas aerobias
- Lagunas aerobias – anaerobias (Facultativas)
- Lagunas anaerobias.

### a.1) Lagunas aerobias.

Este tipo de lagunas son de poca profundidad y contienen algas y bacterias en suspensión y en toda su profundidad (menor a un metro) prevalecen las condiciones aerobias este proceso se realiza con la presencia de oxígeno, donde la materia orgánica se estabiliza y el oxígeno es suministrada por fotosíntesis y re oxigenación para este sistema se requiere grandes superficies de terrenos

Básicamente existen dos tipos de estanques aerobios. En el primero de ellos el objetivo es elevar al máximo la producción de algas. La profundidad suele limitarse de 15 a 45 cm aproximadamente. En el segundo caso el objetivo es elevar al máximo la cantidad de oxígeno producido, y en este caso, se utilizan estanques de hasta 1.5 m de profundidad. En ambos casos, al oxígeno producido por las algas ha de añadirse el transferido al líquido a través de la difusión atmosférica. La eficiencia de conversión de la DBO5 en estanque aerobios es elevada, hasta un 95 %.

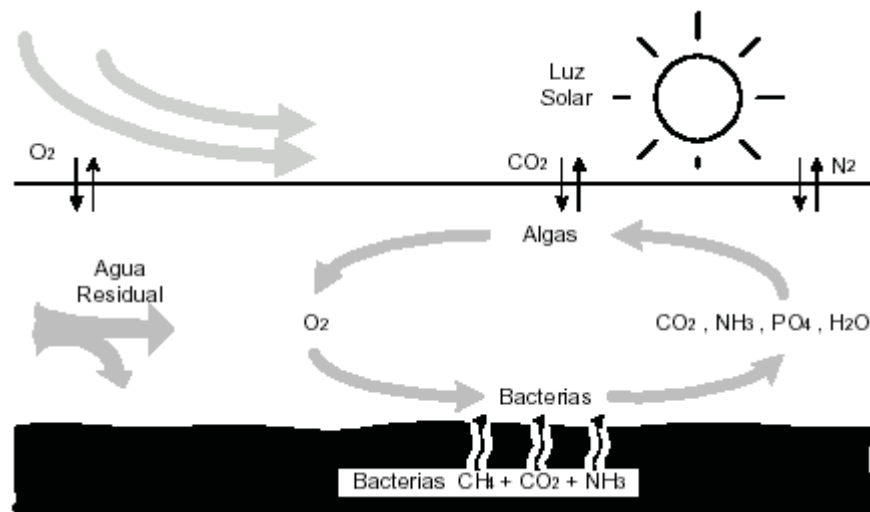


Figura 10.11 Grafica esquemática de una laguna de oxidación

### a.2) Lagunas facultativas:

Son lagunas de poca profundidad en el cual se distingue una capa superficial con concentraciones de oxígeno decrecientes y un estrato profundo anoxico, donde no hay oxígeno disuelto. El espesor de estas capas depende de la carga orgánica que recibe la laguna, de las condiciones ambientales del lugar y las características de los desechos.

Existen tres zonas:

1. Una zona superficial donde las algas y bacterias aerobias existen en una relación simbiótica, como ya se indicó anteriormente.
2. Una zona anaerobia inferior en la que los sólidos acumulados son activamente descompuestos por las bacterias anaerobias.
3. Una zona intermedia, en parte aerobia y en parte anaerobia, donde la descomposición de los residuos orgánicos es llevada a cabo por las bacterias facultativas.

En estos estanques se deja que los sólidos en suspensión en el agua residual se depositen en el fondo. Como resultado de ello no es preciso que haya algas. El mantenimiento de la zona aerobia sirve para minimizar los problemas de olores, ya que muchos productos de la descomposición anaerobia de los gases y líquidos son llevados a la superficie por las corrientes de mezclado, donde son utilizados por los organismos aerobios.

### **a.3) Lagunas Anaerobias**

Estos estanques son anaerobios en toda su profundidad excepto en una capa extremadamente delgada en la superficie. Con objeto de conservar la energía térmica y mantener las condiciones anaerobias, estas lagunas se construyen con profundidades de hasta 6 m. La estabilización se consigue mediante una combinación de precipitación y conversión anaerobia de los residuos orgánicos a  $\text{CO}_2$ ,  $\text{CH}_4$ , otros productos finales gaseosos, ácidos orgánicos y tejidos celulares. Eficiencias de conversión de la DBO<sub>5</sub> hasta de un 70 % se obtienen de forma rutinaria y, en condiciones óptimas de funcionamiento, es posible obtener eficiencias de eliminación de hasta un 85 %.

## **10.3 Técnicas de manejo de agua residual *in situ***

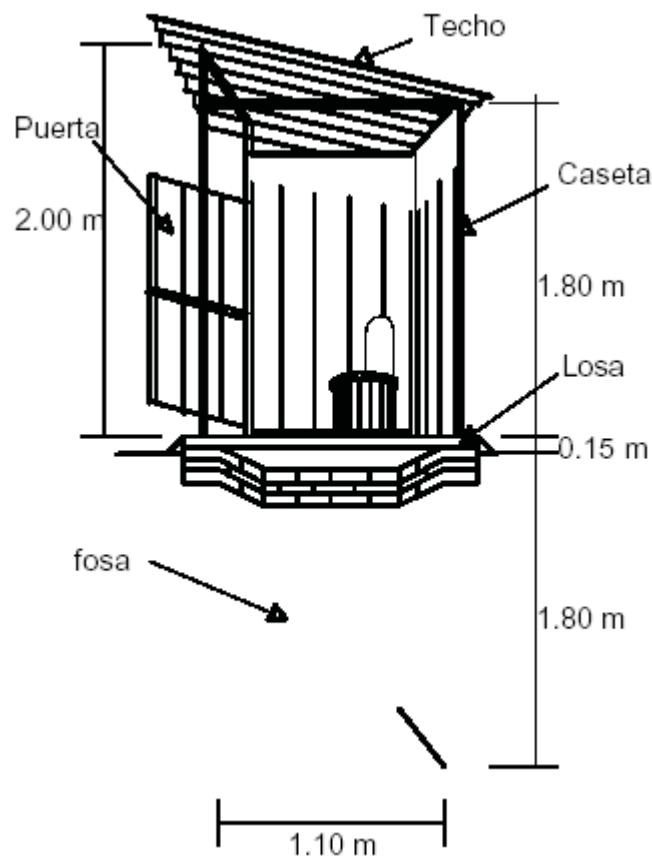
Es posible que en las áreas rurales y en los alrededores de las áreas urbanas la población sea insuficiente para soportar sistemas de alcantarillas y tratamiento central. Es posible que en tales áreas se usen otras técnicas de disposición. Las técnicas satisfactorias aseguran que los abastecimientos de agua en particular los pozos profundos, no sean contaminados, que las moscas y los gusanos no tengan acceso a las excretas, que las aguas superficiales no sean contaminadas por escorrentía y, que condiciones molestas tales como olores sean minimizadas. De acuerdo con las circunstancias, los tanques sépticos y la percolación subsuperficiales; la aireación extendida, sola o después de un tanque séptico; los montículos; y los filtros intermitentes de arena son sistemas aceptados. En algunas áreas rurales sin agua superficial se usan aun las letrinas.

### **10.3.1 Letrinas Sanitarias**

La carencia de los servicios básicos y en especial de contar con un sistema de disposición de excretas en las zonas deprimidas, y en especial en las poblaciones rurales, hace imprescindible la búsqueda de soluciones que contribuyan al mejoramiento de la calidad de vida de estos sectores. Por lo tanto se puede disponer de letrinas sanitarias como alternativa para la disposición de excretas. La letrina de pozo consiste en un hoyo excavado a mano, cubierto con una losa o con un piso provisto de una taza con tapa, alrededor de la cual se construye una caseta, como se ilustra en las figuras, 10.12 y 9.13.

#### **a) Excavación del pozo.**

El objetivo que debe cumplir el pozo es de aislar las excretas humanas y evitar la contaminación por algunas bacterias patógenas.



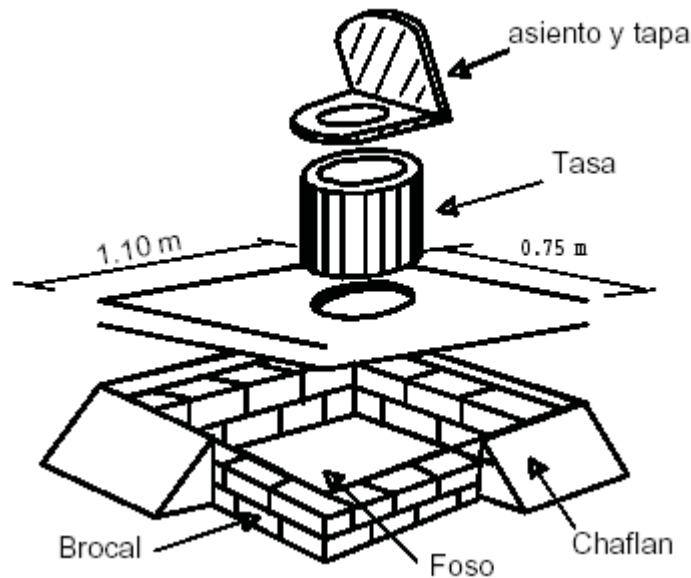
**Figura 10.12.-** Grafica de una letrina sanitaria

Las dimensiones del pozo se determinarán en función a las características del terreno, número de personas servidas y profundidad del nivel freático. La sección puede ser cuadrada, rectangular o circular. Las dimensiones varían de 0.8 a 1.2m de diámetro o de lado. En letrinas unifamiliares normalmente las dimensiones del pozo son de 0.9m de diámetro o de 0.8 por 1.10 m para las de sección rectangular. La profundidad puede variar de 1.8 a 5 m. La capacidad del pozo para una unidad familiar no debe ser inferior a  $1.25 \text{ m}^3$ .

#### **b) Brocal.**

El brocal o base sirve de soporte a la cubierta o piso e la letrina e impedir que se desmorone la boca del pozo, que es la parte más vulnerable. Este brocal debe ajustarse perfectamente en el pozo y unirse a la estructura de tal manera que no puedan entrar insectos, roedores o agua superficial. Para esto se levanta unos 15 cm. sobre el nivel del suelo, haciéndolo consistente con el pequeño terraplén que se construye alrededor de la letrina. Los brocales pueden ser de diferente tipo y entre los materiales más usados están: la madera, hormigón, suelo de cemento, ladrillo, etc.





**Figura 10.13** Detalle de la ubicación de la losa

### c) Cubierta de piso o losa

La losa que cubre el pozo debe ajustarse perfectamente con el brocal y evitar cualquier grieta o abertura. La losa debe llevar una perforación para que encaje exactamente la taza correspondiente. Los materiales que se usan normalmente para la losa son: hormigón armado, madera machihembrada, etc. Las dimensiones de la losa dependen de la sección del pozo y las dimensiones de la caseta. El servicio Nacional de Salud, dentro el programa de saneamiento, ha estado empleando un piso de hormigón formado por dos losas de 4 cm de espesor y 1.10 x 0.75 m y de 1.10 x 0.40 m armadas con hierro de  $\frac{1}{4}$ ". La primera losa pesa 57 Kg. En su construcción se emplean 12 Kg de cemento, 40 litros de arena, 20 litros de gravilla. La losa de menor tamaño pesa 35 Kg y se utilizan 10 Kg de cemento, 30 litros de arena, 10 litros de gravilla.

### d) Asiento o taza.

Normalmente se construye de madera o de hormigón y de diferentes formas.

Las tazas de hormigón pueden variar desde un cilindro a tazas de sección variable y tipo elíptica con la pared posterior inclinada para facilitar la limpieza. La construcción de la taza se realiza con una dosificación volumétrica de 1: 2: 4, sin reforzamiento.

La tapa puede ser de madera de cualquier clase que se encuentre en la región, pero en todos los casos será maciza y lo más seca posible.

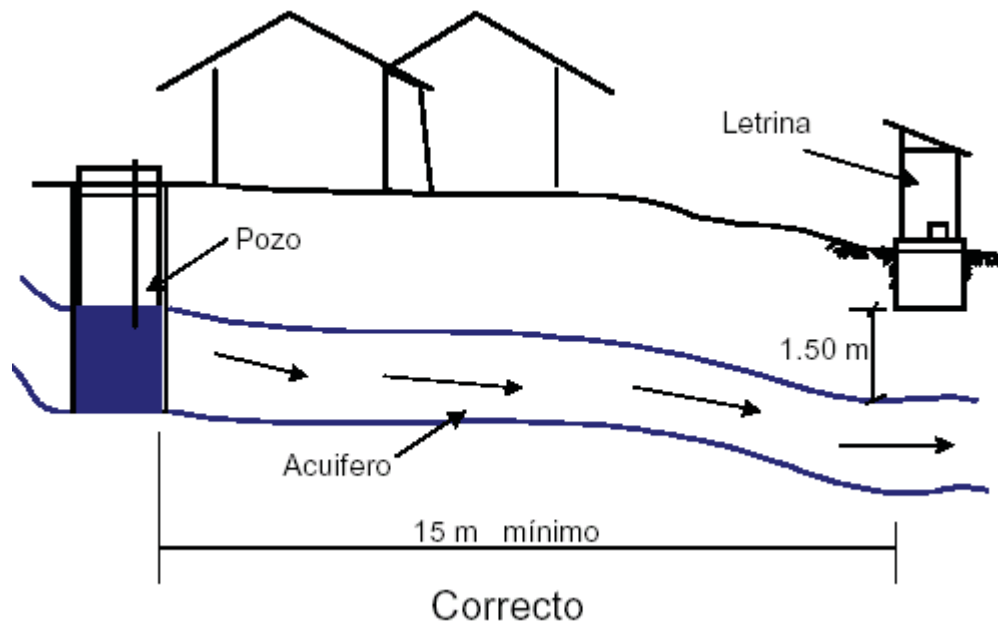
### e) Caseta.

La caseta permite el aislamiento y protege al usuario contra la intemperie. Desde el punto de vista sanitario la caseta no es de mucha importancia con respecto al pozo con la losa y de asiento y la tapa. Las dimensiones de la caseta deben ajustarse al piso o losa y puede ser construido de madera, placas de asbesto – cemento, mampostería de ladrillo, adobe y cualquier otro material de la zona o región. Las dimensiones aproximadas para letrinas individuales son: 0.80 m de ancho por 0.90 m de largo y 0.90 m de alto en la parte frontal y 1.70 m en el lado opuesto.

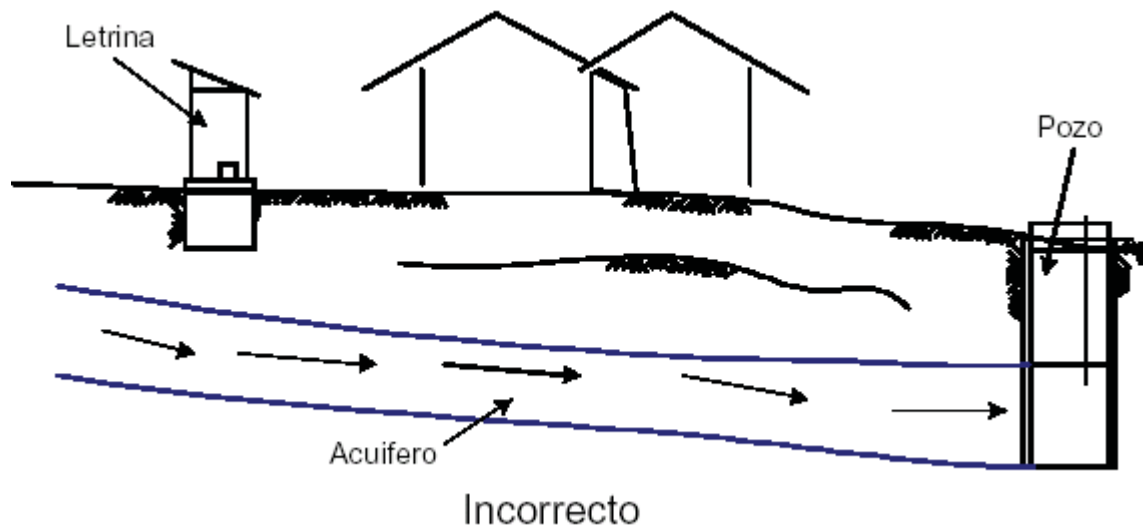
#### 10.4 Ubicación.

Para la ubicación de la letrina se debe tomar en cuenta los siguientes aspectos.

- Estará localizado en terrenos secos y zonas libres de inundaciones.
- En terrenos con pendiente, y ubicado en las zonas bajas.
- La distancia mínima entre la letrina y cualquier abastecimiento de agua será por lo menos 15 m.
- Debe existir una distancia de 1.50 m, como mínimo, entre el fondo de la letrina y el nivel freático.
- La distancia mínima entre la vivienda y la letrina debe ser por lo menos 5 m.



**Figura 10.14** Grafica de la ubicación correcta de una letrina



**Figura 10.15** Ubicación Incorrecta de una Letrina

## 10.5 Disposición de aguas residuales

### 10.5.1 Técnicas de disposición

Los líquidos residuales de fuentes industriales y domésticas deben eventualmente ser dispuestos de alguna manera, sea mediante nuevo uso, descarga a aguas superficiales, por inyección o percolación a aguas subterráneas o por evaporación a la atmósfera. En casi todos los casos, el agua debe primero ser tratada para remover el grueso de contaminantes, sea como un asunto de necesidad de ingeniería o para conseguir los requerimientos de los reglamentos estatales y federales. Para determinar el grado de tratamiento que se requerirá, es necesario considerar los efectos que los diversos contaminantes producen en el ambiente en el cual serán descargados.

### 10.5.2 Efectos de descarga en corrientes

En las corrientes de agua naturales existe un balance entre la vida vegetal y la animal, con considerable interdependencia entre las varias formas de vida. Las aguas de buena calidad se caracterizan por multiplicidad de especies sin predominio de alguna en particular. La materia orgánica que entra a la corriente es metabolizada por bacterias y convertida en amonio. Nitratos, sulfatos, dióxido de carbono, etc., que son usados, a su vez, por plantas y algas para producir carbohidratos y oxígeno. La vida vegetal es alimentada por animales microscópicos (protozoarios, rotíferos, etc.) que sirven como fuente de alimento para crustáceos, insectos, gusanos y peces. Algunos de los animales se alimentan de los residuos de otros, contribuyendo así a la degradación bacteriana.

La introducción de cantidades excesivas de contaminantes puede afectar este balance natural en una variedad de formas. Cambios en el pH o en la concentración de algunas especies orgánicas e inorgánicas pueden ser tóxicas para formas de vida específicas. Excesivas cantidades de material orgánico pueden causar rápido crecimiento bacterial y agotamiento de las fuentes de oxígeno disuelto de la corriente.

Dado que la consecuencia de contaminantes es reducida por efectos de la difusión, la precipitación, la aireación, la oxidación bacterial y otros procesos naturales, el ciclo normal y la distribución de las formas de vida tenderán a restablecerse. Las normas de calidad de agua se basan en el mantenimiento de las concentraciones mínimas de oxígeno disuelto, concentraciones no tóxicas de especies químicas específicas y un pH cercano al neutro. Cuando en una corriente se mantiene un ambiente saludable, su capacidad asimilativa natural puede usarse para ayudar en el tratamiento del residuo sin afectar adversamente a los usuarios aguas abajo.

### 10.5.3 Disposición y tratamiento en el terreno

El agua residual puede ser descargada al terreno ya sea para disposición o para tratamiento previo a la descarga en aguas superficiales. Aunque las plantas, las formas microscópicas de las capas superiores del suelo y la matriz del suelo en si misma tienen la habilidad de tratar residuos domésticos ordinarios y muchos residuos industriales a un grado muy alto, se debe suministrar algún tratamiento antes de la aplicación al terreno.

De manera amplia, la disposición en el terreno puede clasificarse en:

- Técnicas de tasa lenta.
- Infiltración rápida.
- Flujo sobre el terreno.
- Humedales.
- Subsuperficiales.

Las técnicas de tasa lenta, infiltración rápida y subsuperficiales dependen del movimiento del agua descendente a través del suelo, estando así limitadas por la capacidad de infiltración y de percolación. La capacidad de percolación es una función de las características del suelo mientras la infiltración depende del grado de taponamiento en el punto de aplicación. Si el taponamiento es minimizado, la percolación limitará la tasa a la que el líquido puede ser aplicado. En la tabla 9.6 se presenta una comparación de las características de los diferentes sistemas y en la tabla 9.7 se resumen las características requeridas *in situ*.

### 10.5.4 Selección de un sistema de disposición

No hay un solo sistema que sea más conveniente para la disposición de todas las aguas residuales. El ingeniero debe investigar cada sistema físicamente practicable para determinar la técnica más económica que sea ambiental y socialmente aceptable.

**10.5.4.1 La disposición en corrientes** es la técnica más común y en general la más barata, ya que, los estándares de calidad de agua suministradas no requieren tratamiento avanzado

**10.5.4.2 La disposición en terrenos** esa menudo social y políticamente deseable; puede ser económica en áreas pobres en agua donde se dispone del terreno conveniente y las normas de corrientes son restrictivas. Los sistemas en el terreno pueden también requerir algo menos de técnica en la operación, lo que es un factor significativo en el aseguramiento de la protección del ambiente. Vista simplemente como una técnica de disposición en áreas donde el almacenamiento sustancial, la disposición en el terreno es bastante costosa en comparación con la descarga a aguas superficiales.

**10.5.5 La evaporación** es practicable solamente en áreas limitadas, en áreas donde el agua puede ser más provechosa si se usa para recargar aguas subterráneas o regar cultivos. En tal caso, el diseñador debe tantear el costo más elevado del sistema de disposición en el terreno contra el valor del beneficio obtenido.