



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES
ARAGÓN

GUÍA PROPUESTA PARA EL DISEÑO DE DRENAJE COMBINADO

T E S I S I N D I V I D U A L
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE
I N G E N I E R O C I V I L
P R E S E N T A :
R U B É N P A D I L L A A R A I Z A

ASESOR: M. EN I. MARTÍN ORTIZ LEÓN



FES Aragón

México 2012.



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

AGRADECIMIENTOS Y DEDICATORIAS A:

**DIOS
POR SER FUENTE DE MI NUEVA FE.**

**MIS PADRES RUBÉN Y OFELIA,
Y MI HERMANO RICARDO
POR APOYARME EN ESTE CAMINO.**

MIS ABUELAS MARÍA ELENA Y MANUELA.

**MIS TÍOS: ESPERANZA, LUIS Y CARLOS
POR DARMER SU ALIENTO.**

**MI ASESOR EL M. EN I. MARTÍN ORTIZ LEÓN
POR BRINDARME SU APOYO.**

**MI AMIGO MARIO LIRA OSORIO,
POR SU AYUDA Y PACIENCIA.**

ÍNDICE

1. ANTECEDENTES	
1.1 PROBLEMÁTICA DE LA RED DE DRENAJE EXISTENTE	1
2. MARCO TEÓRICO	
2.1 ALCANTARILLADO	7
2.2 SISTEMAS DE SANEAMIENTO Y DRENAJE	8
2.3 COMPONENTES DE UNA RED DE DRENAJE COMBINADO	10
2.4 CONDICIONES QUE DEBE CUMPLIR LA RED DE DRENAJE COMBINADO	14
2.5 TRAZO DE LA RED DE DRENAJE COMBINADO	17
2.6 CLASES DE TUBERÍAS UTILIZADAS	21
2.7 PARTES DE QUE CONSTA LA TUBERÍA	22
3. GUÍA DE DISEÑO DE DRENAJE COMBINADO	
3.1 IDENTIFICACIÓN DE LA PROBLEMÁTICA A RESOLVER	23
3.2 INVESTIGACIÓN DOCUMENTAL	24
3.3 TRABAJOS DE CAMPO	26
3.3.1 RECORRIDOS POR LA ZONA DE ESTUDIO.....	26
3.3.2 LEVANTAMIENTOS TOPOGRÁFICOS	26
3.3.3 MECÁNICA DE SUELOS	26
3.3.4 AFORO	27
3.4 DATOS BÁSICOS DE PROYECTO	28
3.4.1 DOTACIÓN DE AGUA POTABLE	28
3.4.2 COEFICIENTES DE VARIACIÓN.....	28
3.4.3 GASTO DE AGUAS RESIDUALES	30
3.5 GASTO PLUVIAL.....	33
3.5.1 MÉTODO RACIONAL AMERICANO	33
3.5.2 INTENSIDAD DE PRECIPITACIÓN PLUVIAL	35
3.6 CÁLCULO HIDRÁULICO	38
4. CASO PRÁCTICO	
4.1 ESQUEMA DE CASO PRÁCTICO.	41
4.2 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO.	42
CONCLUSIONES	48
ANEXO ESQUEMATICO	49
GLOSARIO	62
REFERENCIAS.....	63

1. ANTECEDENTES

1.1 PROBLEMÁTICA DE LA RED DE DRENAJE EXISTENTE

El explosivo crecimiento de la Ciudad de México debido al fenómeno de migración poblacional del campo a la ciudad, provoca la transformación del uso de suelo, al demandar cada vez más espacios para servicios, habitación y comercios en la ciudad central, desplazando a la población hacia zonas periféricas del Distrito Federal y del área metropolitana, hasta llegar en la actualidad a abarcar áreas aledañas pertenecientes al Estado de México.

En la zona ocupada por la Ciudad de México y sus zonas conurbadas en el Estado de México se han presentado fuertes problemas de encharcamientos e inundaciones siendo la infraestructura actual insuficiente para el desalojo de aguas residuales y de lluvia por la obstrucción de alcantarillas con la presencia de basura, azolve en el interior de las redes, dislocamientos y contrapendientes en varios tramos del sistema, provocando un mal funcionamiento de la red de drenaje.

El azolve de las redes existentes es debido en parte a la acumulación de basura en la vía pública que va a dar directamente al sistema de drenaje, y por otra a que en las descargas sanitarias domiciliarias, industriales y comerciales también se incorporan sólidos suspendidos que van a dar a la red de alcantarillado.

Además, los dislocamientos y contrapendientes de la red existente se deben a que el subsuelo de la Ciudad de México y zonas a su alrededor, que forman parte del Estado de México originalmente formaba un conjunto de lagos, ha sufrido transformaciones severas en consistencia originadas por la pérdida de agua en las estratos arcillosos principalmente, manifestándose como consolidación del material, que han dado origen a los asentamientos del subsuelo, los cuales debido a la heterogeneidad del suelo han sido irregulares o diferenciales, en algunos casos por hundimientos debido al peso de las estructuras construidas y en otros casos por bufamiento del terreno causado por la descompensación de las cargas originadas, dando lugar a contrapendientes importantes en el sistema de drenaje, lo que trae como consecuencia la acumulación del azolve en el interior de las tuberías reduciendo el área hidráulica y por consiguiente la eficiencia del trabajo de drenado.

La problemática que se presenta en la Ciudad de México, no es exclusiva de esta. En diversas ciudades del territorio nacional durante la temporada de lluvias queda evidenciada la ineficacia del sistema de recolección de aguas de lluvia, generándose encharcamientos que provocan serios problemas de circulación peatonal y vehicular, y en ocasiones víctimas fatales. A continuación se muestran, a modo de ejemplo, algunas notas periodísticas donde se señala la problemática por las deficiencias e insuficiencias del drenaje; se puede apreciar la problemática en su conjunto en la Ciudad de México y sus zonas conurbadas en el Estado de México.

100 años del gran canal de desagüe

Porfirio Díaz prometió que ya no habría más inundaciones; sacaba agua potable de la ciudad.

Lunes 27 de marzo de 2000
Alberto Cuenca | El Universal

Su objetivo era desecar el Lago de Texcoco, que provocaba inundaciones. Así lo concibió el emperador Maximiliano de Habsburgo en 1866 cuando autorizó la construcción del gran canal de desagüe, de 47 kilómetros de extensión, que en la época del Porfiriato sacaba agua limpia de la ciudad, que se perdería para siempre y que hoy hubiera servido para abastecer del vital líquido a los capitalinos.

Se cancelaba de tajo y desde entonces una política de almacenamiento de agua que pudo evitar la sobreexplotación de los mantos acuíferos en la ciudad y el hundimiento de la misma, así como una previsible catástrofe hidráulica en el próximo cuarto de siglo, como anticipan especialistas.

Del desalojo de agua limpia en el año 1900, el canal de desagüe se convirtió 15 años después en el principal expulsor del drenaje de la ciudad.

Pero el gran canal del desagüe, que entró en operaciones el 17 de marzo del año 1900 no iba a ser capaz de soportar la presión que vendría porque el crecimiento demográfico lo volvió obsoleto e insuficiente.

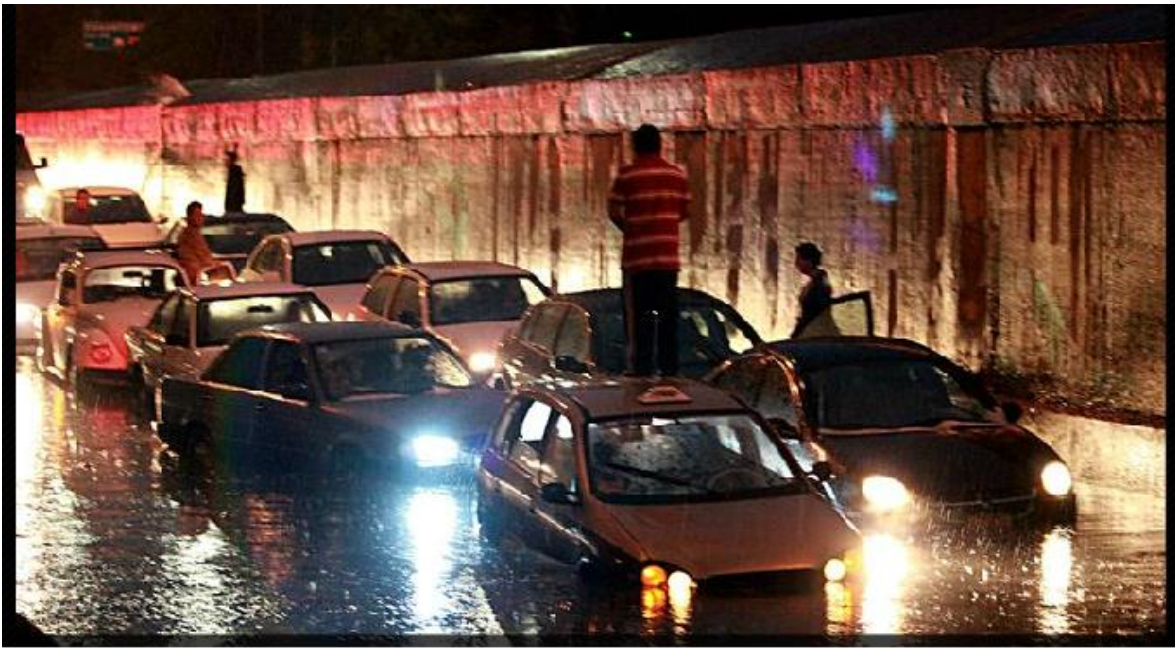
DF, en alerta por “lluvias atípicas”

El gobierno capitalino se declaró en alerta ante el pronóstico de lluvia para las próximas 48 horas emitido por el Servicio meteorológico nacional.

Lunes 18 de abril de 2011
Rafael Montes y Johana Robles | El Universal
metropoli@eluniversal.com.mx

Ante las inesperadas lluvias del pasado fin de semana, el gobierno del DF decidió suspender las labores de mantenimiento en el drenaje profundo y ponerlo totalmente en operación dos semanas antes de lo programado, para contar con la infraestructura de evacuación de aguas negras y pluviales liberadas.

Ramón Aguirre, titular del Sistema de Aguas de la Ciudad de México (SACM), explicó en entrevista que se adelantó el operativo, el cual entraría en marcha a partir de mayo con el inicio de la temporada de lluvias, debido al registro de las intensas precipitaciones que colapsaron el sistema de desagüe y provocaron inundaciones en 20 colonias la noche del sábado.



Uno de los puntos más críticos se presentó en el cruce de viaducto Río de la Piedad y Eje 3 Oriente. EL UNIVERSAL



Se presume que la fuerza del agua del drenaje provocó grietas en el ducto que atraviesa la avenida. EL UNIVERSAL

Riñen gobiernos por inundación en Chalco

Los gobiernos federal y del Estado de México cruzaron acusaciones por la nueva inundación que afecta, esta vez, a más de 400 viviendas de este municipio

Martes 19 de abril de 2011

Emilio Fernández/Corresponsal | El Universal
emilio.fernandez@eluniversal.com.mx

VALLE DE CHALCO, Méx.- La tercera inundación que sufren habitantes de Valle de Chalco en 11 años, enfrenta a los gobiernos federal, estatal y municipales de la zona oriente, por la operación del Túnel Profundo del río de *La Compañía* que se puso en funcionamiento el 8 de marzo y que tuvo un costo de alrededor de 2 mil millones de pesos y no evitó el derramamiento de aguas residuales.

Mientras se atiende la contingencia que generó la anegación de calles de tres colonias de Valle de Chalco, los funcionarios de los tres niveles de gobierno señalan a los responsables.

El director de la Comisión Nacional del Agua, José Luis Luege Tamargo, reconoció que se presentaron fallas humanas y operativas que provocaron la inundación por la ruptura de uno de los muros de contención del río de *La Compañía*. “Sí, hay fallas humanas, por supuesto que sí. Hay fallas humanas, hay fallas operativas y eso hay que reconocerlo”, aceptó.



La policía realizó recorridos por las zonas inundadas de Chalco. EL UNIVERSAL



Más de 10 vehículos quedaron varados sobre la autopista México-Puebla, cubiertos por las aguas negras. EL UNIVERSAL

Atizapán: Lluvias dejan un deceso

Se desborda Emisor Poniente; Valle Dorado se inunda

Miércoles 31 de agosto de 2011

Juan Manuel Barrera y Rebeca Jiménez | El Universal

Atizapán, Méx.- La lluvia que cae esta tarde en esta zona del Valle de México provocó desbordamiento de aguas negras y afectaciones en viviendas.

En este municipio autoridades reportaron el desbordamiento del río San Javier, a la altura de la colonia Peñitas.

A su vez confirmaron que en dicha colonia murió una joven de entre 15 y 20 años de edad, que a causa de la lluvia cayó cuando descendía de un unidad del transporte público y se golpeo la cabeza.

En Tultitlán, Rafael Santos, director de Protección Civil municipal, confirmó que en Izcalli del Valle el agua alcanzó un metro de altura en avenida Industrias y entró a nivel de patio en algunos domicilios.



Autoridades municipales informaron que se desbordó el canal Cartagena y derribó tres bardas, por lo que el agua inundó la totalidad del fraccionamiento. EL UNIVERSAL



En Tultitlán unas mil doscientas familias de la colonia Los Agaves fueron afectadas por la intensa lluvia, en donde el agua entró a viviendas y alcanzó hasta 80 centímetros de altura.

EL UNIVERSAL

2. MARCO TEÓRICO

2.1 ALCANTARILLADO

Cuando las ciudades crecen, los métodos primitivos para eliminar los residuos urbanos han de sustituirse, necesariamente, por una red de alcantarillas que los arrastren mediante una corriente de agua. Incluso en las pequeñas ciudades, la mayor seguridad de las alcantarillas ha conducido a su adopción siempre que los medios económicos lo permiten.

Se denomina **alcantarillado** (de alcantarilla, que procede del diminutivo hispano-árabe *al-qántara*, “el puentecito”) o también red de alcantarillado, red de saneamiento o red de drenaje al sistema de estructuras y tuberías usado para la conducción y transporte de las aguas residuales y pluviales de una población desde el lugar en que se generan hasta el sitio en que se vierten al medio natural o se tratan.

La red de alcantarillado se considera un servicio básico, sin embargo, la cobertura de estas redes en las ciudades de países en desarrollo es ínfima en relación con la cobertura de las redes de agua potable. Esto genera importantes problemas sanitarios. Durante mucho tiempo, la atención de las autoridades estuvo más centrada en construir redes de agua potable, dejando para un futuro indefinido la construcción de las redes de alcantarillado. Actualmente, estas redes son un requisito para aprobar la edificación de nuevas urbanizaciones.

Las redes de alcantarillado son estructuras hidráulicas que funcionan a presión atmosférica o por gravedad. Sólo muy raramente, y por tramos breves, están constituidos por tuberías que trabajan bajo presión o por vacío. Normalmente están constituidas por canales de sección circular, oval o compuesta, enterradas la mayoría de las veces bajo las vías públicas.

En la Ciudad de México y sus zonas conurbadas en el Estado de México ha sido práctica común conectar estas redes de alcantarillado a canales que alguna vez fueron ríos y que con el tiempo pasaron a formar parte del sistema de drenaje de la ciudad, al entubarlos y conectarlos.

2.2 SISTEMAS DE SANEAMIENTO Y DRENAJE

Los alcantarillados pueden formar sistemas de dos grandes tipos:

- **Redes Combinadas o Unitarias:** Las que se proyectan y se construyen para recibir en un único conducto, mezclándolas, tanto las aguas residuales (urbanas e industriales) como las pluviales generadas en la cuenca o población drenada; y
- **Redes Separativas:** Las que constan de dos canalizaciones totalmente independientes; una para transportar las aguas residuales domésticas, comerciales e industriales hasta la estación depuradora; y otra para conducir las aguas pluviales hasta el medio receptor.

Las redes de saneamiento surgieron en las ciudades europeas durante el siglo XIX en respuesta a los problemas sanitarios y epidemiológicos generados por la deficiente evacuación de las aguas fecales. En aquel momento la mayoría de estas ciudades disponían ya de un sistema de cloacas destinadas a la evacuación de las aguas de lluvia, por lo que la conexión a éstas de las bajantes de los edificios configuró de origen redes de tipo combinado en la mayoría de los casos.

Desde mediados del siglo XX empezaron a construirse redes separativas, tras la aparición de los primeros sistemas de depuración, y con base en los siguientes argumentos:

- La separación reduce los costos de depuración y simplifica los procesos, puesto que el caudal tratado es menor y, lo más importante, más constante;
- La separación reduce la carga contaminante vertida al medio receptor por los episodios de rebosamiento del alcantarillado combinado o unitario.

Siendo correctos los argumentos anteriores, existen también una serie de inconvenientes del alcantarillado separativo que desde finales de los años 1990 están reduciendo su uso, incluso en redes de nueva implantación (la separación de redes combinadas o unitarias pronto se vio como económica y técnicamente inviable):

- Debe existir un estricto control de vertidos para evitar que se acometan caudales residuales a la red de aguas pluviales (que irían directamente al medio natural sin depurar) y viceversa. Esto redundaría en una explotación más compleja y costosa de la red.
- El costo de la instalación es, evidentemente, muy superior, en un intervalo de entre 1.5 y 2 veces la red combinada o unitaria equivalente.
- Las aguas pluviales urbanas no son aguas limpias, sino que están fuertemente contaminadas, por lo que su vertido directo al cauce puede generar una contaminación apreciable.
- La separación completa implica redes interiores separativas en los edificios, con duplicación de las bajantes. En este frente los problemas de control y los sobrecostos de instalación son aún mayores que en el sistema combinado o unitario.

- La red de aguas residuales de una red separativa no se beneficia de la autolimpieza de los conductos en tiempo de lluvia, por lo que puede llegar a ser necesaria la descarga de caudales de agua limpia por la red, anulando sus ventajas de ahorro y eficiencia.
- Debe consignarse también que las redes de alcantarillas de aguas domésticas exigen una cuidadosa vigilancia para evitar que, sin autorización, se empalmen a ellas canalones o bajantes de tejados y otros desagües, que producirán una sobrecarga de las cloacas con aguas pluviales durante los aguaceros. En las redes del sistema combinado o unitario no se presenta este peligro ni se hace precisa la vigilancia.

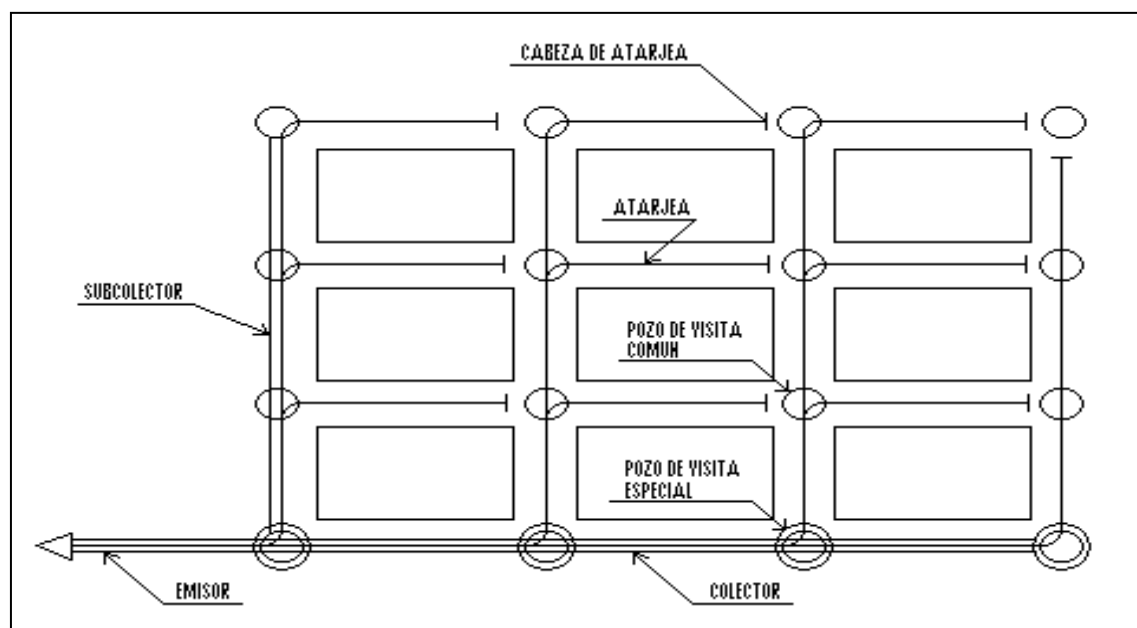
Por los argumentos presentados se considera relevante abordar la temática del diseño de un sistema de drenaje combinado.

2.3 COMPONENTES DE UNA RED DE DRENAJE COMBINADO

La disposición final de las aguas residuales, si bien no es una estructura, se considera una parte del sistema porque de su forma, ubicación y correcta localización depende la eficacia global del sistema. Tomando en cuenta lo anterior, las partes o estructuras básicas de una red de drenaje combinado son las que a continuación se describen.

- **Registros.** Es un acceso hermético al albañal formado por una caja de 40x60 cm. de lado y profundidad mínima de 40 cm. con fondo de media caña y achaflanado que permite el retiro de azolve en forma manual.
- **Albañales.** Se denominan así a los conductos que recolectan las aportaciones de aguas residuales de una casa o edificio y las entregan a las atarjeas. Estos conductos se dividen en dos partes: a la primera se le denomina albañal interior y es la que se localiza dentro del predio, casa o edificio. A la segunda se le llama albañal exterior, porque se localiza del paramento exterior de la fachada de la casa o edificio a la atarjea o alcantarilla. Al conducto o albañal exterior también se le denomina descarga domiciliaria.
- **Coladeras.** Las coladeras son las estructuras de captación de aguas de tipo pluvial y están conectadas a la red de drenaje, ya sea a los subcolectores o colectores. Su número, tipo, capacidad y ubicación dependen de varios factores: como son el tamaño del área de aportación, la topografía y el tipo de urbanización. Existen coladeras estándar de banqueteta y piso combinadas.

Esquema de una red de drenaje combinado.



De acuerdo a la capacidad y tipo de alcantarilla se pueden definir para cada una de ellas sus características principales, existen coladeras fabricadas de concreto reforzado y acero estructural (que se proyectan en cada caso particular); actualmente las hay de polietileno.

- **Boca de tormenta.** Se construyen de manera similar a las coladeras de banquetta, pero su tanque decantador es mayor. Este tipo de coladeras se instala cuando el caudal por colector es demasiado grande y se tiene una pendiente mayor al 5%. Existen también en el mercado fabricadas de polietileno de media densidad.
- **Atarjeas.** Son las tuberías que se instalan a lo largo de los ejes de las calles de una localidad y sirven para recibir las aportaciones de los albañales o descargas domiciliarias de las casas o edificios. Entregan sus aguas a las atarjeas principales o a los subcolectores o colectores.
- **Pozos de visita.** Son estructuras parecidas a chimeneas verticales construidas de tabique o cajas de concreto reforzadas que se colocan sobre las tuberías. Tienen un acceso por la superficie de la calle suficientemente amplio para dar paso a un hombre y facilitar que pueda maniobrar en su interior. Su forma generalmente es cónica y sus funciones principales son la de proporcionar ventilación a los conductos, para evitar la acumulación de gases producidos por las aguas residuales, y la de facilitar las maniobras para limpieza de toda la red.

Se localizan en los cruceros de las calles, en cambios de pendiente o en la dirección de los ejes de las calles para seccionar un tramo demasiado largo. Estos pozos de visita se colocan en tramos rectos a una distancia máxima de 120 y hasta 125 metros y el diámetro máximo sobre el que se construyen estos pozos es de 60 cm.

- **Pozos de caída.** Son estructuras que se utilizan para absorber un desnivel entre la unión de dos tuberías con el fin de ahorrar excavación o de disminuir una pendiente en la tubería para no rebasar la velocidad máxima permitida en la conducción de las aguas residuales.



- **Subcolectores.** Son los conductos que reciben las aportaciones de aguas residuales provenientes de las atarjeas y, por tanto, tienen un diámetro mayor; su diámetro generalmente es menor a 61cm. Sirven también como líneas auxiliares de los colectores.
- **Colector.** Es la línea o conducto principal que se localiza en las partes bajas de la localidad y que da el sentido del escurrimiento. Puede terminar en un interceptor, en un emisor o en la planta de tratamiento. No es admisible conectar los albañales directamente a un colector; en estos casos el diseño debe prever atarjeas paralelas a los colectores.

Estos colectores deben localizarse en las calles más bajas, tanto para facilitar hacia ellos el escurrimiento de las zonas más elevadas como para abatir los costos de excavación y sus problemas. Debe procurarse que la traza sea lo más recta posible, evitando inflexiones y vueltas. Su función es capturar todas las aportaciones provenientes de subcolectores, atarjeas, y descargas domiciliarias para conducir las hasta la parte final de la zona urbana donde se iniciará el emisor.

- **Interceptor.** Es el conducto abierto o cerrado que capta en forma parcial o total el caudal de dos o más colectores y terminan en un emisor o en la planta de tratamiento.
- **Emisor.** Es el conducto de alejamiento comprendido entre el final de la zona urbana y el sitio de vertido o en su caso, planta de tratamiento; y en su trayecto ya no recibe más aportaciones. Como generalmente esta parte de la obra va en despoblado, la conducción puede hacerse en forma de canal abierto; pero tan pronto como la ciudad se vaya acercando, es preciso recubrir ese canal emisor.

Por razones de economía, los colectores, interceptores y emisores deben tender a ser una réplica subterránea del drenaje superficial natural. El escurrimiento debe ser por gravedad, excepto en condiciones muy particulares donde se requiere el bombeo. A continuación se describen brevemente cada uno de ellos.

- **Emisores a gravedad:** Las aguas residuales de los emisores que trabajan a gravedad generalmente se conducen por tuberías o canales, o bien por estructuras diseñadas especialmente cuando las condiciones de proyecto (gasto, profundidad, etc.) lo ameritan.
- **Emisores a presión:** Cuando la topografía no permite que el emisor sea a gravedad, en parte o en su totalidad, será necesario recurrir a un emisor a presión. También la localización de la planta de tratamiento o del sitio de vertido, puede obligar a tener un tramo de emisor a bombeo.

En estos casos es necesario construir una estación de bombeo para elevar el caudal de un tramo de emisor a gravedad, a otro tramo que requiera situarse a mayor elevación o bien alcanzar el nivel de aguas máximas extraordinarias del cuerpo receptor, en cuyo caso el tramo de emisor a presión puede ser desde un tramo corto hasta la totalidad del emisor.

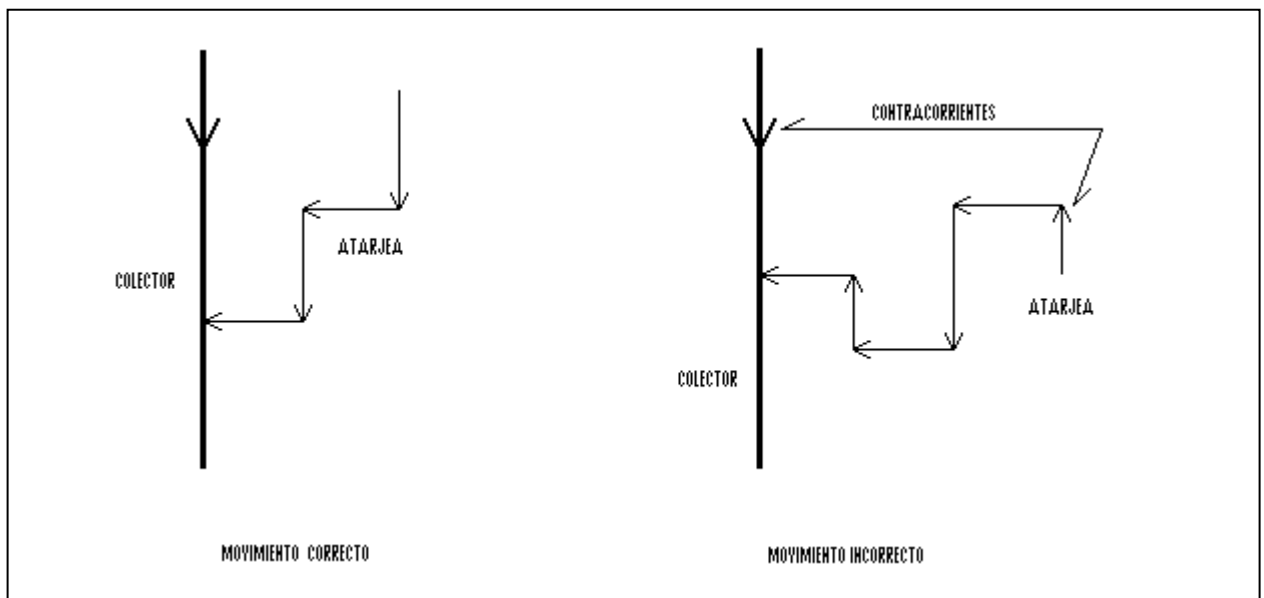
El tramo a presión debe ser diseñado hidráulicamente debiendo estudiarse las alternativas necesarias para establecer su localización más adecuada, tipo y clase de tubería, así como las características de la planta de bombeo y la estructura de descarga.

- **Estaciones de bombeo.** Se diseñan para elevar las aguas de una zona a otra de la población, cuando por razones topográficas no es posible integrarlas al sistema general por gravedad.
- **Sifones invertidos y cruces elevados.** Son estructuras que sirven para salvar el paso de una depresión fuerte. Cuando se tienen cruces con alguna corriente de agua, depresión del terreno, estructura, tubería o viaductos subterráneos, que se encuentren al mismo nivel en que debe instalarse la tubería, generalmente se utilizan sifones invertidos. Cuando por necesidad del trazo, se tiene que cruzar una depresión profunda como es el caso de algunas cañadas o barrancas de poca anchura, generalmente se logra por medio de una estructura que soporta la tubería.

2.4 CONDICIONES QUE DEBE CUMPLIR LA RED DE DRENAJE COMBINADO

Localización adecuada. Los conductos de una red de drenaje combinado deben instalarse, por lo general, en el eje de las calles. Solo en casos especiales: anchura de las mismas, pavimentos que resulte oneroso romper, el estar ocupado el centro de las vías por algunas instalaciones que no sea conveniente o resulte muy caro remover, etc., se varía esta localización al establecer dos atarjeas, una a cada lado de la calle, cerca de las guarniciones de las banquetas.

El movimiento del agua debe ser de las partes altas a las bajas, canalizando en tramos rectos y concentrando los gastos hacia la salida de la ciudad y transportándolas hasta el punto final o de vertido; de manera que el sentido de escurrimiento en las alcantarillas está determinado por la topografía del terreno, evitando así la formación de contracorrientes dentro del sistema como se ejemplifica a continuación.



Los colectores deberán quedar alojados en las calles que tengan las elevaciones del terreno más bajas para facilitar el escurrimiento de las zonas elevadas hacia ellos. Se procurará que los conductos de la red trabajen siempre por gravedad, evitando hasta donde sea posible el establecimiento de estaciones de bombeo que encarecen la construcción de la red de drenaje.

Seguridad en la Eliminación. La remoción de las aguas residuales debe hacerse en forma rápida y sin causar molestias ni peligros a la comunidad, por lo cual deben cuidarse los siguientes aspectos:

- a) **Conductos cerrados.** Utilizar conductos cerrados para evitar que aparezca a la vista el repugnante aspecto de las aguas residuales, y para resguardar a los pobladores de los malos olores, producto de la putrefacción de las materias en ellas contenidas.

La conducción en despoblado puede verificarse utilizando canal abierto, pero tan pronto como los límites de la ciudad se expandan hacia el sitio de vertido, es preciso construir el conducto emisor.

- b) **Velocidad.** Las pendientes de escurrimiento del agua dentro de los conductos deben ser tales que, en condiciones de velocidad mínima (0.30 m/s), no permita que se depositen las partículas que llevan las aguas negras y en condiciones de velocidad máxima (2.5 a 3 m/s), no se produzca erosión de las tuberías ni dislocación de las mismas por desgaste de sus juntas. En resumen, debe evitarse todo aquello que altere el movimiento uniforme del escurrimiento (remansos, contrapendientes, remolinos, etc.).

- c) **Impermeabilidad.** Los conductos deben estar fabricados con el material más apropiado y compatible con las condiciones económicas de la localidad, además de ser impermeables para evitar contaminaciones por filtraciones o fugas. Las juntas entre los ductos que forman la red de drenaje combinado son puntos de inferior resistencia, por lo que se debe tener especial cuidado en su ejecución. Las aguas residuales a presión, aun en los tubos de material más impermeable, dan lugar a fugas en las juntas.

En los cruzamientos con tuberías de otros servicios, sobre todo con los de aguas potables, deben adoptarse precauciones de absoluta seguridad para que la corriente de aguas puras no se contamine, disponiendo de conductos de hierro y dispositivos especiales para impedir todo contacto con las aguas residuales.

- d) **Ventilación.** Adecuada ventilación para evitar la acumulación de gases corrosivos o explosivos. Los pozos de visita de la red sirven a este propósito y, por tanto, su localización y número deben decidirse con acierto para que el escape de los gases sea el más conveniente. Aun cuando se fijen ciertos límites a la velocidad de arrastre, las partículas que contienen las aguas residuales producen inevitables azolvamientos y adherencias cuyo contenido putrescible origina daños y molestias y que es preciso remover y extraer; pero que en tanto permanecen en la red dan origen a gases malolientes.

Limpieza e inspección. Una red de drenaje combinado es imposible que se conserve limpia por sí sola, ya que el material en suspensión tiende a sedimentarse y a adherirse a las paredes de los conductos, reduciendo su sección aun cuando la velocidad del agua sea superior a los límites mínimos. Por tanto, es necesario inspeccionarla y desazolvarla periódicamente para conservar los conductos en las mejores condiciones de funcionamiento hidráulico.

El arrastre de los azolves se logra por medio del lavado con corrientes de aguas diversas a las propias de los líquidos residuales, introduciendo agua limpia a presión para barrer con todas las impurezas adheridas y estancadas en los conductos. Además se puede combinar con sistemas mecánicos mediante el uso de máquinas y herramientas como: varilla flexible con sus respectivos tirabuzones, malacates manuales o mecanizados y camiones con mecanismos de succión (tipo Vactor).

Para mejorar la eficiencia, facilitar la inspección y conservar la red de drenaje combinado, es conveniente disponer siempre de planos actualizados de la red donde pueden localizarse rápidamente las zonas con problemas. La inspección periódica de la red es una tarea que debe formar parte de los programas de conservación. Las funciones de limpieza e inspección las facilitan los elementos de acceso que son: albañales, atarjeas, pozos de visita, colectores, subcolectores, etc.

Las inspecciones permitirán conocer el estado de limpieza, las condiciones estructurales y sobre todo el funcionamiento hidráulico de la red de drenaje. Como una regla, los pozos de acceso deben limitar tramos de alcantarillado recto y uniforme en su sección para facilitar las labores de limpieza e inspección. Una red de drenaje combinado debe tener pozos en todos los cruzamientos, cambios de dirección, de pendiente y diámetro de las tuberías. Las tapas de estos accesorios pueden ser totalmente herméticas o con perforaciones para ventilación de los gases.

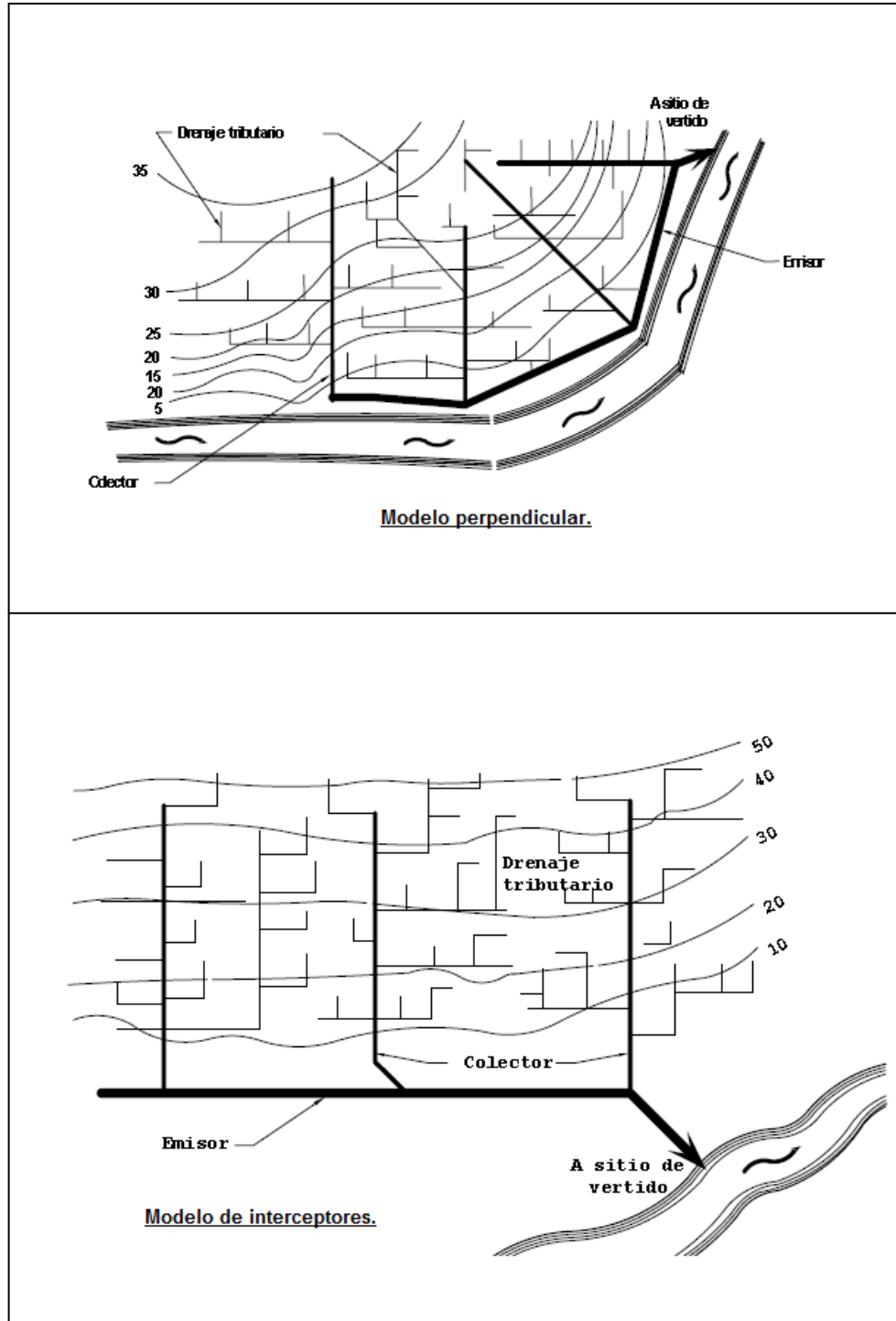
Resistencia. Los conductos deben resistir los esfuerzos a que están sujetos, tanto interior como exteriormente, procurando que los materiales ocupados en su construcción sean lo suficientemente impermeables para evitar fugas perjudiciales de aguas residuales; además deben resistir lo mejor posible el ataque corrosivo de los gases emanados por las aguas residuales. El conducto de forma circular es el de mejor resistencia de modo que debe adoptarse este, siempre que no haya otras razones de peso para modificarlo.

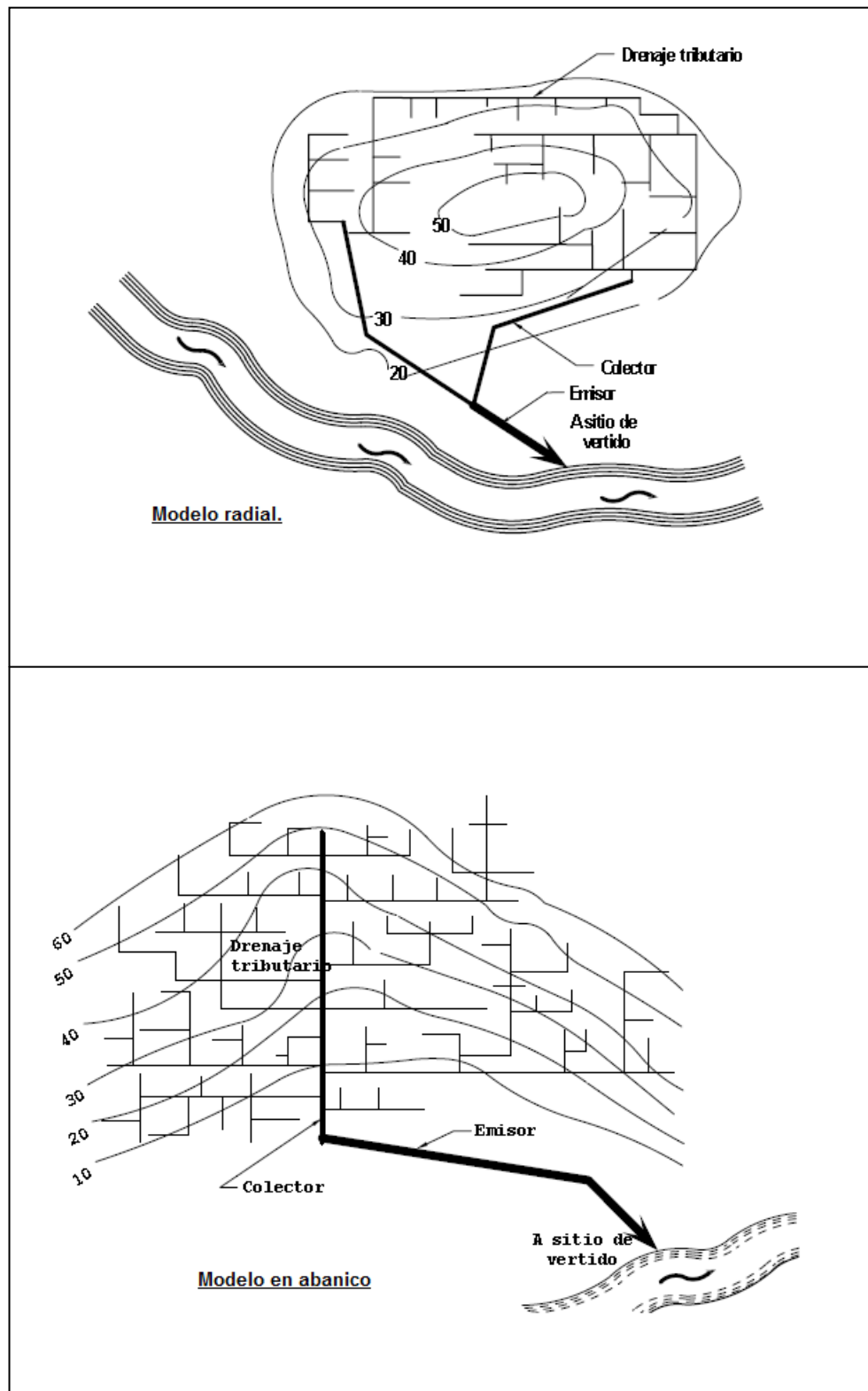
El cálculo de la resistencia para proporcionar el material y determinar la forma apropiada del conducto depende de las cargas y empujes, tanto internos como externos, es cuestión de estabilidad. Se consideran fuerzas externas: la firmeza del subsuelo, los empujes de las tierras laterales, las cargas sobre el conducto por la capa de tierra que lo cubre y las presiones transmitidas por el tráfico. Como fuerzas internas: el movimiento y presiones del agua conducida y las fluctuaciones de gasto que pueden hacer trabajar la alcantarilla como canal o como tubo a presión.

Profundidad. La profundidad de instalación de los conductos de la red, debe ser suficiente para evitar rupturas ocasionadas por el efecto de las cargas vivas, además de asegurar la correcta conexión de las descargas domiciliarias y garantizar un buen funcionamiento hidráulico. En todo proyecto se hará el estudio, lo más detallado posible, para evitar el bombeo en cuanto sea posible, es decir, estudiar con todo cuidado la topografía de la ciudad para hacer una localización de las líneas principales en forma tal que la red trabaje por gravedad.

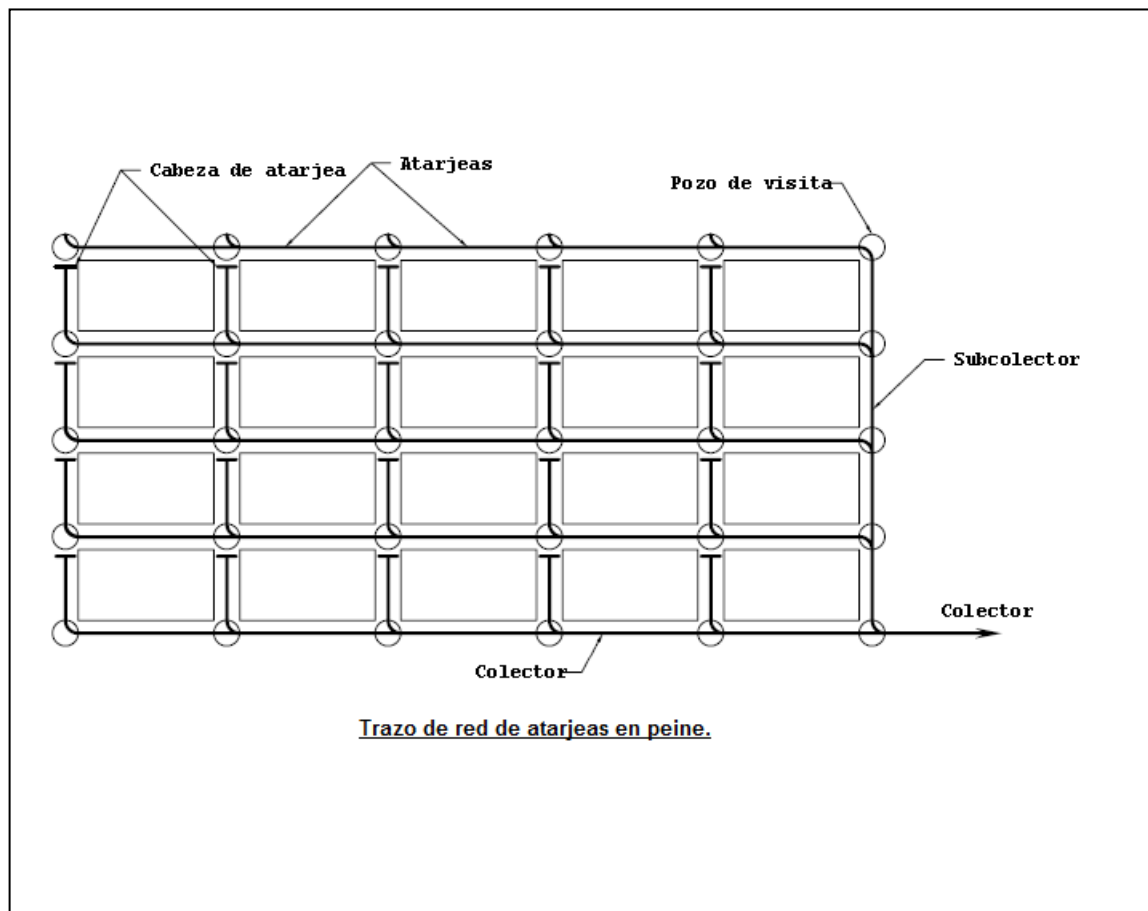
2.5 TRAZO DE LA RED DE DRENAJE COMBINADO

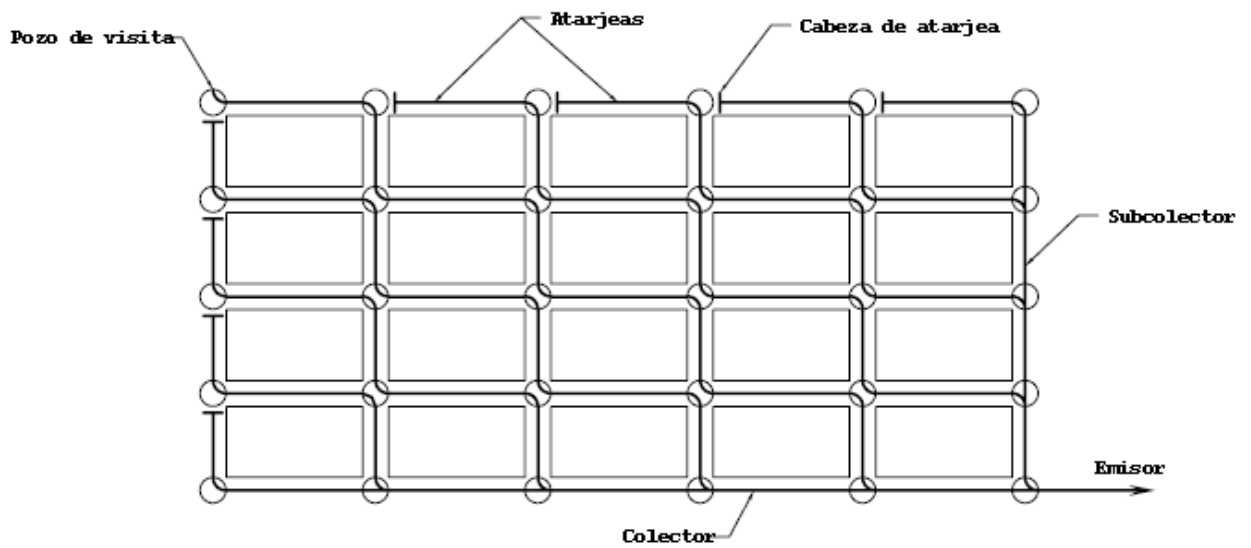
Dependiendo de la configuración topográfica de la ciudad, el trazo de las líneas principales de la red puede ser de las diversas formas que se muestran a continuación.



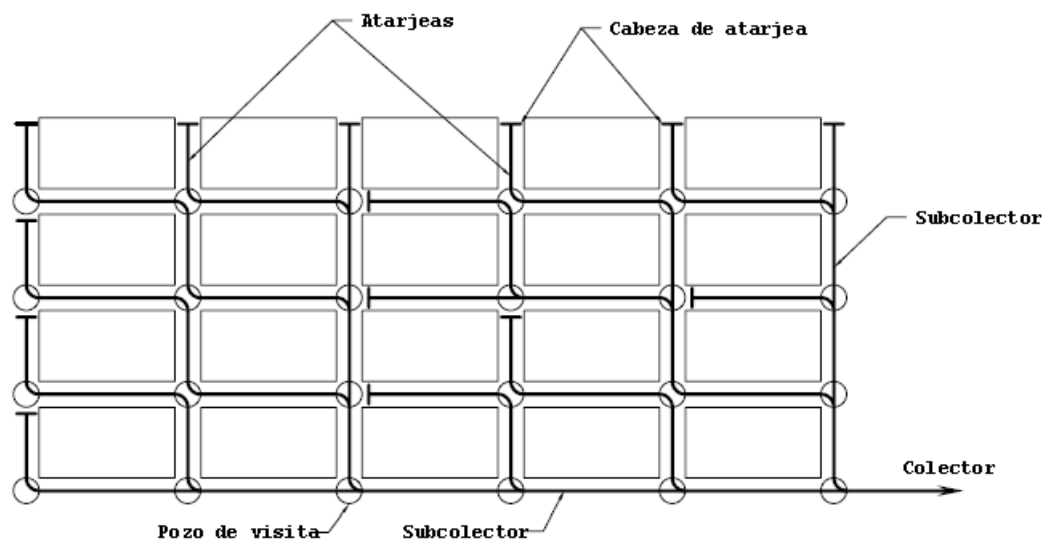


Una vez que se han trazado las líneas principales del colector, subcolector y emisor, se definen las atarjeas. Su localización estará de acuerdo con la planeación general de la red y se proyectarán desde los límites de la población, hasta los colectores y subcolectores, siguiendo el recorrido más adecuado y rápido. Para las atarjeas pueden utilizarse los trazos en forma de peine, de bayoneta o el trazo combinado que se muestran a continuación.





Trazo de red de atarjeas en bayoneta.



Trazo combinado de la red de atarjeas.

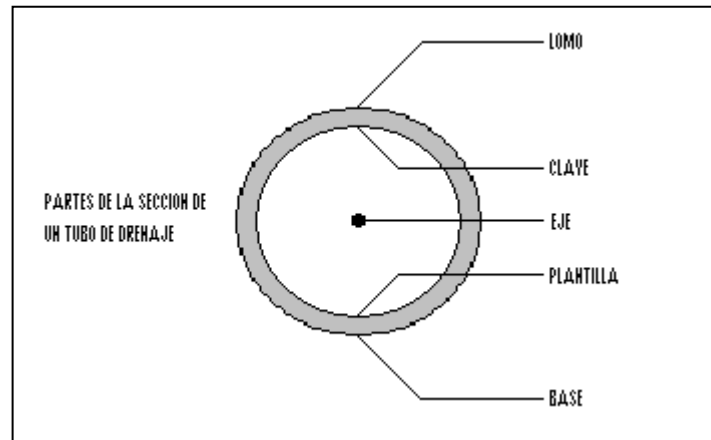
2.6 CLASES DE TUBERÍAS UTILIZADAS

Las tuberías empleadas en un sistema de alcantarillado se clasifican según el tipo de material con el que fueron construidas y serán utilizadas de acuerdo con las condiciones topográficas y geohidrológicas del terreno en la zona de proyecto. Los distintos tipos de tubería se describen a continuación.

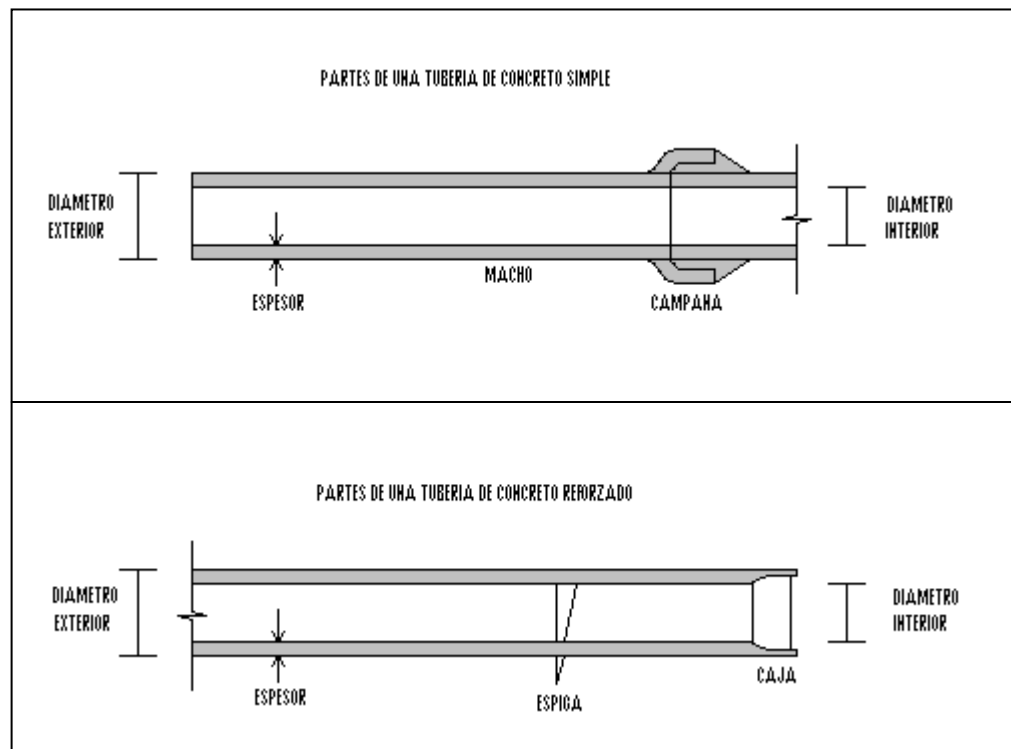
- a) **Tuberías de concreto simple.** Son las más económicas, por lo tanto, son las que más comúnmente se usan en la construcción de redes de alcantarillado.
- b) **Tuberías de concreto reforzado.** Se refuerzan con dos juntas entrelazadas de varilla calculadas para resistir la presión de trabajo.
- c) **Tuberías de barro vitrificado.** Estas tuberías se construyen en diámetros pequeños (20 a 30 cm.) por tener un costo más elevado en comparación con las tuberías de concreto simple. Se usan en casos donde la pendiente es muy pronunciada, porque admiten mayores velocidades. Su coeficiente de rugosidad es menor que el de las tuberías de concreto simple, son más resistentes al desgaste y ofrecen buena impermeabilidad.
- d) **Tuberías de asbesto-cemento.** Esta clase de tuberías por su alto costo se usa en pocos casos, siendo uno de los principales cuando se requiere que el agua freática no se infiltre. Esta tubería está fabricada con una pasta de asbesto portland, sus juntas son muy herméticas y también son empleadas en sifones para cruces de ríos y otros casos especiales.
- e) **Tuberías de acero y hierro fundido.** EL uso de estas tuberías es muy limitado. Son tuberías que tienen el inconveniente de ser altamente corrosivas. Se usan en cruces de ríos o arroyos como puentes canal y sus costos son muy elevados.
- f) **Tuberías de P.V.C.** Son tuberías de policloruro de vinilo, material plástico que pertenece al grupo de los termoplásticos, caracterizados por la particularidad de recuperar sus propiedades físicas cada vez que son sometidos a la acción del calor. Por su alto costo se usan en casos específicos en los alcantarillados. Sus juntas son herméticas y de fácil instalación.
- g) **Tuberías de P.E.A.D.** Son tuberías de polietileno de alta densidad, material plástico del grupo de los termoplásticos; que ofrecen mayor resistencia a la abrasión, alta eficiencia hidráulica, alta resistencia a la intemperie, al impacto, al aplastamiento y de rigidez excelente. Son tubos ligeros, 95% más ligero que un tubo de concreto y 50% más ligero que un tubo de P.V.C.; por lo tanto de fácil operación, instalación y corte en campo. En la actualidad se ha extendido su uso también por razones económicas.

2.7 PARTES DE QUE CONSTA LA TUBERÍA

En la sección de un tubo de drenaje se identifican cinco partes esenciales: El Lomo que es la parte superior; La Clave o punto más elevado del perímetro interior; El Eje o Línea horizontal de mayor amplitud, La Plantilla o punto más bajo del perímetro interior y La Base o punto más bajo de la tubería, como se puede ver a continuación:



En un corte longitudinal de una tubería de concreto simple o reforzado se identifican el espesor o grosor de la tubería, el diámetro exterior y el interior, la campana o parte que sirve para unir un tubo con otro y el macho o superficie de descanso. En una tubería de concreto reforzado se identifican, además, la espiga y la caja, como se puede ver a continuación:



3. GUÍA DE DISEÑO DE DRENAJE COMBINADO

3.1 IDENTIFICACIÓN DE LA PROBLEMÁTICA A RESOLVER

Los problemas hidráulicos y sanitarios que actualmente inciden en la Zona Metropolitana de la Ciudad de México se pueden apreciar en los siguientes apartados:

- La explosión demográfica y la expansión acelerada de la mancha urbano-industrial, rebasa ya los límites razonables para un control ordenado y equilibrado de su desarrollo; lo cual incide básicamente en la insuficiencia de los servicios urbanos de drenaje.
- El comportamiento irregular de la hidrología de la cuenca que se manifiesta por la torrencialidad de sus corrientes, su poder erosivo, los picos de sus avenidas, cada vez más pronunciados, que provocan inundaciones severas, en algunas zonas del área metropolitana de la Ciudad de México.

El valle de México situado en el borde sur de la mesa central, cuenta con una superficie de 9600 km² y a una altitud que varía entre 2240 y 2390 msnm, constituye una cuenca cerrada, sin salidas naturales, su clima se clasifica como subtropical de altura, templado, semiseco y sin estación invernal bien definida, su temperatura media es de 15°C y su precipitación media anual equivale a una lámina de 700 mm, la cual aumenta del noreste hacia el suroeste, ya que las lluvias se acentúan en las montañas del sur y del oeste.

Sin embargo, esta tendencia es mucho menos notable en el caso de las precipitaciones de corta duración; por ello, los grandes chubascos o tormentas pueden ocurrir casi indistintamente en cualquier parte del valle y, en particular, en cualquier punto del Distrito Federal y zonas conurbadas del Estado de México. La distribución temporal de las lluvias en el Valle de México es desfavorable desde el punto de vista de su aprovechamiento o control, ya que casi la totalidad de la precipitación de un año se concentra en un número muy reducido de tormentas.

Así, durante una sola tormenta es posible que se precipite entre el 7 y el 10 por ciento de la lluvia media anual; de este volumen, más del 50 por ciento se precipita en tan sólo 30 minutos, lo que provoca grandes crecientes; comienza a explicarse así la paradoja que siempre ha vivido la ciudad, pues a lo largo de su historia el exceso de lluvia ha contrastado con la falta de ella. Por ser difícil controlar los escurrimientos generados durante las tormentas, la ciudad enfrenta el problema de desalojar estas aguas.

La Ciudad de México y sus áreas conurbadas en el Estado de México se encuentran ubicadas en la parte suroeste de la cuenca del valle de México, tiene desde su historia una estrecha relación con las características hidrológicas del valle de México que se acaban de describir.

3.2 INVESTIGACIÓN DOCUMENTAL

Topografía. El diseño de la red de atarjeas debe adecuarse a la topografía de la localidad, siguiendo alguno de los modelos de configuración de red de atarjeas descritos en el apartado

2.5. La conducción dentro de las tuberías deberá analizarse bajo un sistema a superficie libre y las tuberías seguirán en lo posible la pendiente del terreno. En el caso de que existan en la localidad zonas sin drenaje natural, el agua residual tendrá que recolectarse en un cárcamo de bombeo localizado donde el colector tenga la cota de plantilla más baja, para después enviarla mediante un emisor a presión, a zonas de la red de atarjeas o colectores, que drenen naturalmente.

Planos topográficos. La recopilación de la información planimétrica y altimétrica existente de cada zona de estudio, se realiza en las oficinas del SACM, CONAGUA y de la Comisión Estatal del Agua, para apoyar los trabajos a un sistema de coordenadas más conveniente y a bancos de nivel que las dependencias anteriores tienen implantados en el área del D.F. y zonas conurbadas, principalmente para el control y referencia altimétrica de su infraestructura hidráulica y para la determinación del fenómeno del hundimiento.

Plano de pavimentos y banquetas. Se debe anotar su tipo, estado y conservación, además

con la ayuda de un estudio de mecánica de suelos, identificar si existe nivel freático a la profundidad que se ubique la tubería, clasificación del tipo de terreno a excavar de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) conforme a sondeos verticales estándar mismos que deberán ser localizados en planos (ver apartado 3.3.3).

Plano actualizado de la red existente. En el caso que se vaya a desarrollar una ampliación o una rehabilitación de una red existente, se debe indicar la longitud de los tramos de tuberías, sus diámetros, el material de que están construidas, estado de conservación, elevaciones de los brocales y plantillas de entrada y salida de las tuberías en los pozos de visita, identificar las obras accesorias de la red, las estructuras de descarga actual, los sitios de vertido previo tratamiento y el uso final de las aguas residuales.

Plano de agua potable. Información de las áreas con servicio actual de agua potable y de las futuras ampliaciones, con sus programas de construcción; así como las densidades de población y dotaciones para cada una de las etapas de proyecto consideradas.

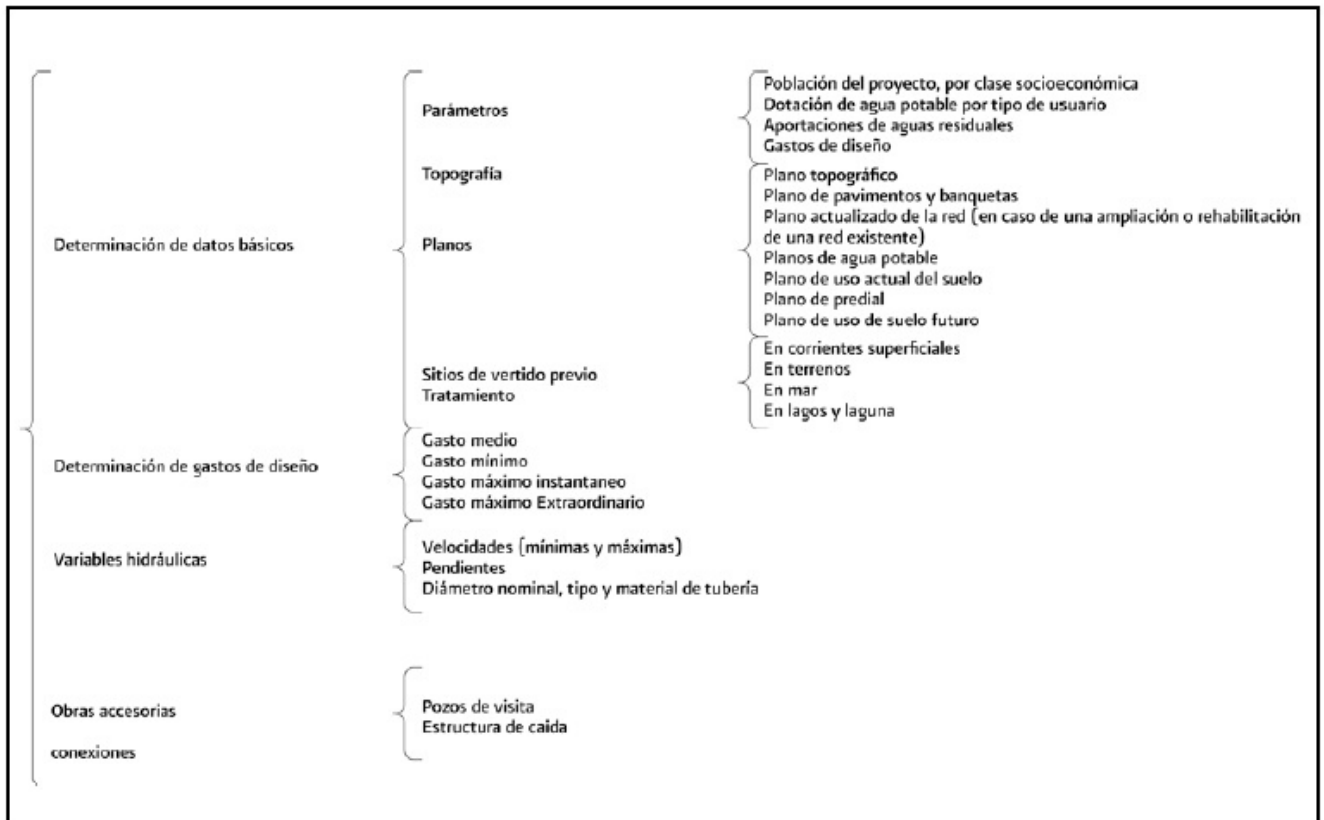
Planos de uso actual del suelo. Se debe ubicar cada zona habitacional existente con la densidad de población correspondiente, adicionalmente, las zonas comerciales, las zonas industriales, las zonas públicas y las áreas verdes.

Plano predial. Se debe definir el número de lotes, su forma y la vialidad a donde pueden descargar las aguas residuales.

Plano de uso futuro del suelo. Es necesario prever las zonas de desarrollo de la localidad.

Para esto se ubican en el plano las zonas de crecimiento junto con un estimado del crecimiento de la misma, indicando adicionalmente el tipo de desarrollo que será (comercial, industrial, zona pública o áreas verdes). En el plano deberán localizarse estas áreas que ocuparán en el futuro las diferentes zonas mencionadas.

Planos de Infraestructura adicional existente. Además de los planos de agua potable, se deberán considerar los planos de infraestructura pluvial, sanitario, agua tratada, de comunicaciones (telefonía, fibra óptica, etc.), oleoductos y gasoductos, electricidad, etc. Lo anterior a fin de proyectar los pasos y cruces con la infraestructura existentes.



VARIABLES REQUERIDAS PARA EL CÁLCULO HIDRÁULICO

Áreas Urbana, No Urbana y Total. Apoyados en cartas topográficas del Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI), se definirán para cada subcuenca de drenaje sus áreas urbana, no urbana y la suma de las dos como el total. Para su proyección en el tiempo, se consideraran las tendencias de crecimiento y la posible unión de áreas urbanas cercanas entre sí. De acuerdo a lo anterior se procederá a realizar un cálculo aproximado de la densidad de población para determinar las aportaciones de los habitantes a la red de drenaje.

El trazo definitivo de la conducción se deberá encontrar mediante el proceso de proponer varias alternativas de trazos, considerando la negociación de las afectaciones a terceros por el derecho de paso de la conducción, y se revisará para cada una, el costo total del sistema, incluyendo las estructuras necesarias para la operación, mantenimiento y buen funcionamiento hidráulico.

3.3 TRABAJOS DE CAMPO

3.3.1 RECORRIDOS POR LA ZONA DE ESTUDIO

Se efectuarán recorridos de campo con personal técnico del SACM, CONAGUA y de la Comisión Estatal del Agua, para unificar criterios y prever los posibles grados de dificultad, determinando el planteamiento de la metodología a seguir en el desarrollo de las actividades.

3.3.2 LEVANTAMIENTOS TOPOGRÁFICOS

Hechos los recorridos por la zona de estudio se procederá a realizar los trabajos topográficos, taquimétricos, planimétricos y altimétricos, consistentes en levantamiento de plantas, curvas de nivel, nivelación de bancos, obtención de perfiles y secciones transversales. Con la finalidad de referenciar planimétrica y altimétricamente los levantamientos topográficos en dos puntos base, al inicio de cada trabajo se localizará o se ubicará esos dos puntos, que normalmente son placas que utiliza el SACM como bancos de nivel.

Habiendo obtenido esta información se procederá a elaborar los planos topográficos con las condiciones siguientes: escala 1:1000 ó 1:2000, dependiendo del tamaño de la localidad, con información producto de la nivelación directa. El plano debe tener curvas de nivel equidistantes a un metro y elevaciones de terreno en cruceros y puntos notables entre cruceros, como puntos bajos, puntos altos, cambios de dirección o pendiente. Deberá contener los trazos de las calles y niveles de rasante a cada 20 metros y en caso de ser necesario, perfiles longitudinales de las calles con escalas: horizontal 1:1000 y vertical 1:100. También se efectuarán levantamientos de redes de drenaje referenciando altimétricamente los brocales de pozos de visita, obtención de cotas de plantillas de pozos, tubos y nivel de azolve, además de determinar diámetro de tuberías y distancia de pozos.

3.3.3 MECÁNICA DE SUELOS

Objetivo del Estudio. Conocer las características de los materiales del área en estudio, así como las condiciones del suelo en donde se construirá la red de drenaje.

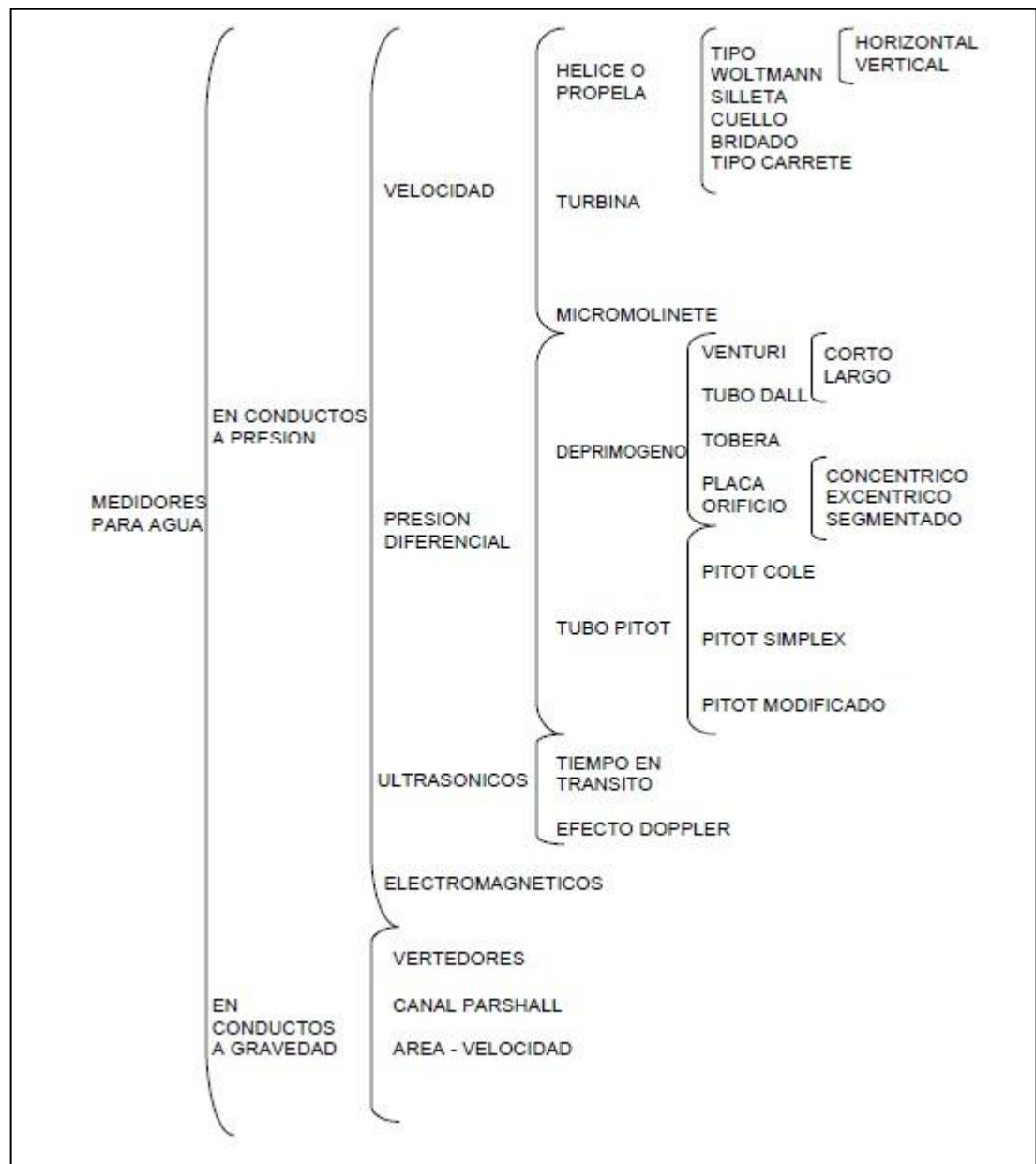
Objetivos Específicos del Estudio.

- Determinar la naturaleza del suelo, mediante la clasificación de los materiales encontrados y recuperados durante la ejecución de sondeos mecánicos.
- Conocer las condiciones físicas y características geomecánicas del subsuelo de fundación, por medio de toma de muestras alteradas y ensayos de laboratorio.
- Evaluar la capacidad admisible del subsuelo bajo las condiciones de trabajo de la red de drenaje y estructuras accesorias y establecer los parámetros de diseño de la cimentación.
- Emitir conclusiones y recomendaciones generales respecto al tipo de cimentación y excavación de zanjas, tomando en cuenta las características específicas de cada una de las estructuras.

3.3.4 AFORO

La macromedición o aforo es por ahora considerada una de las actividades de mayor relevancia en los sistemas de agua potable y alcantarillado, debido a que a través de su práctica cotidiana es posible conocer los caudales o volúmenes de agua potable entregados al sistema por sus fuentes de abastecimiento, así como cuantificar la que sale de él en forma de aguas residuales.

Diferentes tipos de macromedidores. Existe una gran variedad de macromedidores que tienen su aplicación en los sistemas de agua potable y alcantarillado y sus diseños están basados de acuerdo con las presiones de operación y calidad del agua que se pretende cuantificar, en el cuadro siguiente se presenta una clasificación general de los diferentes tipos de medidores más comúnmente empleados.



3.4 DATOS BÁSICOS DE PROYECTO

3.4.1 DOTACIÓN DE AGUA POTABLE

Es la cantidad de agua asignada a cada habitante, considerando todos los consumos de los servicios municipales, industriales y comerciales y las pérdidas físicas en el sistema, en un día medio anual. De acuerdo con la información sobre el abastecimiento de agua potable a las delegaciones y municipios, se obtendrán las dotaciones para cada una de las subcuencas. Deberá seleccionarse tomando como base los datos estadísticos que posea el Sistema de Aguas de la Ciudad de México. En caso de no existir dichos datos podrán tomarse los valores que se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 1: DOTACIÓN DE AGUA POTABLE

Población de proyecto (habitantes)	Dotación (Litros por habitante por día)
De 2,500 a 15,000	100
De 15,000 a 30,000	125
De 30,000 a 70,000	150
De 70,000 a 150,000	200
Mayor a 150,000	250

3.4.2 COEFICIENTES DE VARIACIÓN

Los Coeficientes de variación se derivan de la fluctuación de la demanda debido a los días laborables y otras actividades. Los requerimientos de agua para un sistema de distribución no son constantes durante el año, ni durante el día, sino que la demanda varía en forma diaria y horaria. Debido a la importancia de estas fluctuaciones para el abastecimiento de agua potable, es necesario obtener los gastos máximo diario y máximo horario, los cuales se determinan multiplicando el coeficiente de variación diaria por el gasto medio diario y el coeficiente de variación horaria por el gasto máximo diario, respectivamente.

Coeficientes de variación diaria y horaria. Para la obtención de estos coeficientes es necesario hacer un estudio de demanda de la localidad. En caso de no poderse llevar a cabo lo anterior:

Considerar los valores de los coeficientes de variación diaria y horaria medios, que se obtuvieron del estudio de “Actualización de dotaciones del país”, llevado a cabo por el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua; en donde se determinó la variación del consumo por hora y por día durante un período representativo en cada una de las estaciones del año, calculándose los coeficientes por clase socioeconómica y por clima.

Del análisis de la información de este trabajo, se identificó que no había una diferencia significativa entre el tipo de usuario, clima y estaciones del año, por lo que se pueden utilizar valores promedio, que se dan a continuación:

Tabla 2: COEFICIENTES DE VARIACIÓN

CONCEPTO	VALOR
Coeficiente de variación diaria (Cvd)	1.40
Coeficiente de variación horaria (Cvh)	1.55

Gastos de Diseño.

Gasto Medio Diario. Es la cantidad de agua requerida para satisfacer las necesidades de una población en un día de consumo promedio. La expresión que define el gasto medio diario es la siguiente:

$$Q_{\text{med}} = (P \cdot D) / 86400$$

Donde:

Q_{med} es el Gasto medio diario, en L/s (Litros por segundo).

P es el número de habitantes.

D es la dotación de agua potable, en L/hab/día.

86400 es el número de segundos al día.

Gasto Máximo Diario. Es el caudal que debe proporcionar la fuente de abastecimiento, y se utiliza para diseñar la obra de captación, su equipo de bombeo, la conducción y el tanque de regularización y almacenamiento. Este gasto se obtiene con la ecuación siguiente:

$$Q_{\text{MD}} = \text{Cvd} \cdot Q_{\text{med}}$$

Donde:

Q_{MD} es el Gasto máximo diario, en L/s.

Cvd es el Coeficiente de variación horaria.

Q_{med} es el Gasto medio diario, en L/s.

Gasto Máximo Horario. Es el requerido para satisfacer las necesidades de la población en el día de máximo consumo y a la hora de máximo consumo. Este gasto se utiliza para calcular las redes de distribución. Se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$Q_{\text{MH}} = \text{Cvh} \cdot Q_{\text{MD}}$$

Donde:

Q_{MH} es el Gasto máximo horario, en L/s.

Cvh es el Coeficiente de variación horaria.

Q_{MD} es el Gasto máximo diario, en L/s.

3.4.3 GASTO DE AGUAS RESIDUALES

GASTOS DE DISEÑO. Se establece el criterio de valorar el gasto de dotación de drenaje sanitario como un porcentaje del gasto de consumo de agua potable.

$$\underline{\mathbf{QAN = 80\% \cdot Q APOT L/hab/día}}$$

Donde:

QAN es el gasto de aguas residuales.

Q APOT es el gasto de agua potable en litros por habitante por día.

Para los fraccionamientos Industriales y comerciales, el desarrollador deberá analizar el porcentaje de la dotación que se verterá al drenaje sanitario, considerando qué parte del agua de consumo debe emplearse en el reúso del proceso industrial y áreas verdes. Los gastos de diseño que se emplean en los proyectos de alcantarillado sanitario son:

- **Gasto medio**
- **Gasto mínimo**
- **Gasto máximo instantáneo**
- **Gasto máximo extraordinario**

Los tres últimos se determinan a partir del primero. El sistema de alcantarillado sanitario, debe construirse herméticamente por lo que no se adicionará al caudal de aguas residuales el volumen por infiltraciones.

Gasto medio. El gasto medio es el valor del caudal de aguas residuales en un día de aportación promedio al año. Para calcular el gasto medio de aguas residuales, se requiere definir la aportación de aguas residuales de las diferentes zonas identificadas en los planos de uso de suelo. La aportación es el volumen diario de agua residual entregado a la red de alcantarillado, la cual es un porcentaje del valor de la dotación de agua potable. En zonas habitacionales, se adopta como aportación de aguas residuales el 75% de la dotación de agua potable, considerando que el 25 % restante se consume antes de llegar a las atarjeas.

En función de la población y de la aportación, el gasto medio de aguas residuales en cada tramo de la red se calcula con:

$$\mathbf{Qmed = (Ap \cdot P) / 86\ 400}$$

Donde:

Qmed es el gasto medio de aguas residuales en L/s.

Ap es la aportación en litros por habitante al día.

P es la población en número de habitantes.

86 400 son el número de segundos al día.

En las localidades que tienen zonas industriales, comerciales o públicas con un volumen considerable de agua residual, se debe obtener el porcentaje de aportación para cada una de estas zonas, independientemente de las habitacionales. En función del área y la aportación, el gasto medio de aguas residuales en cada tramo de la red se calcula con:

$$Q_{med} = (A_p \cdot A) / 86\,400$$

Donde:

Q_{med} es el gasto medio de aguas residuales en L/s.

A_p es la aportación en litros por metro cuadrado al día o litros por hectárea al día.

A es el área de la zona industrial, comercial o pública en m².

86 400 son el número de segundos al día.

Gasto mínimo. El gasto mínimo es el menor de los valores de escurrimiento que normalmente se presentan en una tubería. Este valor es igual a la mitad del gasto medio. El gasto mínimo se calcula con la siguiente fórmula:

$$Q_{min} = 0.5 \cdot Q_{med}$$

Donde:

Q_{min} es el Gasto mínimo en L/s.

Q_{med} es el Gasto medio de aguas residuales en L/s.

El gasto mínimo corresponde a la descarga de un WC de **6 litros**, dando un gasto de **1.0 L/s**. Este será el gasto mínimo al inicio de una atarjea.

Gasto máximo instantáneo. El gasto máximo instantáneo es el valor máximo de escurrimiento que se puede presentar en un instante dado. Su valor es el producto de multiplicar el gasto medio de aguas residuales por un coeficiente M, que en el caso de la zona habitacional es el coeficiente de Harmon.

$$Q_{max.inst.} = M \cdot Q_{med}$$

En el caso de zonas habitacionales el coeficiente **M** de Harmon está dado por la siguiente fórmula:

$$M = 1 + 14 / (4 + \sqrt{P})$$

Donde:

P es la población servida acumulada hasta el punto final (aguas abajo) del tramo de tubería considerada, en miles de habitantes.

En tramos con una población acumulada menor de 1 000 habitantes, el coeficiente **M** es constante e igual a 3.8. Para una población acumulada mayor que 63,454 habitantes, el coeficiente **M** se considera constante e igual a 2.17, es decir, se acepta que su valor a partir de ésta cantidad, no sigue la ley de variación establecida por Harmon. El coeficiente **M** en zonas industriales, comerciales o públicas presenta otra ley de variación. Siempre que sea posible, debe hacerse un aforo del caudal de agua residual en las tuberías existentes para determinar sus variaciones reales. De no disponer de ésta información, el coeficiente **M** podrá ser de 1.5 en zonas comerciales e industriales.

Gasto máximo extraordinario. El gasto máximo extraordinario es el caudal de aguas residuales que considera aportaciones de agua que no forman parte de las descargas normales, como bajadas de aguas pluviales de azoteas, patios, o las provocadas por un crecimiento demográfico explosivo no considerado. En función de éste gasto se determina el diámetro adecuado de las tuberías, ya que se tiene un margen de seguridad para prever los caudales adicionales en las aportaciones que pueda recibir la red. Para el cálculo del gasto máximo extraordinario se tiene:

$$Q_{\text{max.ext.}} = C_s \cdot Q_{\text{max.inst.}}$$

Donde:

C_s es el coeficiente de seguridad adoptado, adimensional.

Q_{max.inst.} es el gasto máximo instantáneo en L/s.

En el caso de aportaciones normales el coeficiente **C_s** será de 1.0; para condiciones diferentes, éste puede definirse mayor a 1.0 y como máximo 1.5 bajo aprobación de la autoridad local del agua y dependiendo de las condiciones particulares de la localidad.

3.5 GASTO PLUVIAL

3.5.1 MÉTODO RACIONAL AMERICANO

El Método Racional Americano se basa en considerar en toda el área estudiada una lluvia uniforme de intensidad, constante y durante un tiempo tal que el flujo en la cuenca llegue a establecerse para que pueda escurrir el máximo gasto (**Q**) en la descarga. Al igual que otros métodos es aplicable para periodos de retorno menores a 100 años. El procedimiento de cálculo consiste básicamente en determinar el coeficiente de escorrentía que es función del periodo de retorno, de la ubicación geográfica de la cuenca y de la intensidad de la lluvia de diseño. La ecuación racional reconoce la relación directa entre la variable pluvial y el escurrimiento que ella produce mediante la siguiente ecuación:

$$Q = C \cdot I \cdot A$$

Donde:

Q es el caudal o gasto máximo de escurrimiento en L/s.

C es el coeficiente de escorrentía o de escurrimiento; es adimensional y representa la fracción de la lluvia que escurre en forma directa a través de la cuenca, es decir, es la relación entre el caudal máximo de escurrimiento y el agua total caída en la cuenca.

I es la intensidad de precipitación en mm/h, en el período de máxima precipitación, para una frecuencia dada. El mencionado período corresponde al tiempo que transcurre entre el inicio de la lluvia y el establecimiento del gasto de equilibrio, a este tiempo se le denomina “ tiempo de concentración” o “tiempo de retardo”, y equivale al tiempo que tarda el agua en pasar del punto más alejado hasta la salida de la cuenca.

El tiempo de concentración tiene directa dependencia de la longitud máxima que debe recorrer el agua hasta alcanzar la salida de la cuenca, de la velocidad que es función de las pendientes del cauce y de la rugosidad de la superficie natural.

A es el área drenada en hectáreas.

Si se observan las unidades de gastos quedan expresadas en mm/Ha/h (milímetros por hectárea por hora), para convertirlo en L/s se aplica el factor de transformación de unidad cuyo valor es (2.778) resultando la siguiente ecuación:

$$Q = 2.778 \cdot C \cdot I \cdot A \text{ L/s.}$$

En la aplicación del Método Racional se deben efectuar las siguientes suposiciones:

- a) La Intensidad de lluvia es constante durante la tormenta, y

b) El tiempo de concentración utilizado es el tiempo para que el agua pluvial escurra desde la parte más remota del área de drenaje hasta el punto de entrada de la obra calculada.

Una vez conocidas estas suposiciones, se determinan los distintos factores que intervienen en el estudio de la cuenca.

Coefficiente de Escurrimiento (C) (Adimensional). La permeabilidad del terreno, la evaporación, la vegetación y la distribución de la lluvia originan que el volumen que llega a los conductos de la red del alcantarillado sea menor que el volumen llovido; esto debe tomarse en consideración aplicando al volumen llovido un coeficiente **C** de reducción al cual se le llama coeficiente de escurrimiento o escorrentía y está dado por la ecuación siguiente:

$$C = \text{Volumen de agua que escurre} / \text{Volumen de agua que llueve}$$

Tabla 3: COEFICIENTES DE ESCURRIMIENTO

Pavimento Asfáltico	0.70
Banqueta de Concreto	0.80
Camellón central y lateral (jardineras) (terreno natural)	0.10

3.5.2 INTENSIDAD DE PRECIPITACIÓN PLUVIAL

Tormentas puntuales. Se utilizan los datos puntuales de altura de precipitación o intensidades máximas de precipitación registradas en una estación. Estos registros se conocen como isoyetas. Son válidas para áreas cuya extensión este definida por la zona de influencia de la estación de aforo o bien para superficies que no excedan los 25 km². A continuación se presenta un ejemplo.



En caso de no contar con información pluviométrica de la zona de proyecto a continuación se presenta un método para definir la magnitud de la precipitación.

Método de análisis simultáneo. Se realiza un ajuste simultáneo de las tres variables (i-d-Tr) (intensidad, duración y periodo de retorno) por medio de una regresión lineal múltiple. El objetivo es calcular el valor de la intensidad máxima de precipitación (i) en función de su duración (d) y del periodo de retorno (Tr). El método más común está representado por la función matemática del tipo siguiente:

$$I = k \cdot T_r^m / d^n$$

Donde:

I es el valor de la intensidad máxima de precipitación, en mm/h.

Tr es el periodo de retorno, en años.

d es la duración de la precipitación, en min.

k, **m** y **n** son los parámetros que se determinan al ajustar la ecuación anterior a los datos registrados. Para evaluar los parámetros k, m y n, se transforma la ecuación anterior a una forma lineal tomando logaritmos. Se obtiene la expresión siguiente:

$$\text{Ln} i = \text{Ln} k + m \text{Ln} T_r - n \text{Ln} d$$

o bien

$$Y = A_0 + A_1 X_1 + A_2 X_2$$

Donde:

$$Y = \text{Ln} i, \quad X_1 = \text{Ln} T_r, \quad X_2 = \text{Ln} d$$

$$A_0 = \text{Ln} k, \quad A_1 = m, \quad A_2 = -n$$

Para calcular los parámetros **A0**, **A1** y **A2** se utiliza el sistema de ecuaciones siguiente:

$$\sum_{i=1}^n Y = nA_0 + A_1 \sum_{i=1}^n X_1 + A_2 \sum_{i=1}^n X_2$$

$$\sum_{i=1}^n (X_1 Y) = A_0 \sum_{i=1}^n X_1 + A_1 \sum_{i=1}^n (X_1^2) + A_2 \sum_{i=1}^n (X_1)(X_2)$$

$$\sum_{i=1}^n (X_2 Y) = A_0 \sum_{i=1}^n X_2 + A_1 \sum_{i=1}^n (X_1)(X_2) + A_2 \sum_{i=1}^n (X_2^2)$$

Donde:

n = Número de sumandos.

Recolección y análisis de las intensidades máximas de lluvia. Para aplicar el método del análisis simultáneo, a través de las curvas de **i-d-Tr**, es necesario recopilar las intensidades máximas de lluvia, describiendo a continuación el procedimiento a realizar.

- Se selecciona un conjunto de duraciones asociadas a cortas duraciones (5, 10, 15, 20, 30, 45, 60, 80, 100 y 120 minutos).
- De los registros anuales se eligen las 10 tormentas de mayor magnitud.
- Se selecciona la intensidad máxima de lluvia para las 10 duraciones de interés. Este proceso se realiza para cada año del registro disponible.
- Se obtiene un registro que contiene los valores de las intensidades máximas de lluvia para diferentes duraciones y durante un periodo de tiempo.
- A cada conjunto de datos, asociados a una duración, se le asigna su periodo de retorno (**Tr**) correspondiente con el proceso siguiente:
 - 1) Se ordena de mayor a menor los valores de intensidades máximas de lluvia y se les asigna un número de orden (**m=1** para el valor mayor, **m=2** para el valor siguiente y así sucesivamente).
 - 2) Se estima el periodo de retorno (**Tr**) de cada dato de intensidad máxima de lluvia, con la expresión:

$$Tr = (N + 1) / m$$

Donde:

N es el número total de años de registro.

m es el número de orden asignado a cada valor de la intensidad máxima de lluvia.

3.6 CÁLCULO HIDRÁULICO

Fórmula para diseño. Para el diseño del alcantarillado con conductos cerrados funcionando a gravedad, se considera el comportamiento hidráulico como en canales con flujo a superficie libre y se emplea la fórmula de MANNING para calcular la velocidad a tubo lleno, auxiliándose con las relaciones hidráulicas y geométricas de esos conductos, al operar parcialmente llenos para conocer las velocidades de operación. Se deberá calcular la velocidad a tubo lleno y parcialmente lleno con el gasto efectivo, además del tirante real.

La expresión algebraica de la fórmula de MANNING es:

$$V = (1/n) \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2}$$

Donde:

V es la Velocidad media del flujo, en m/s.

n es el Coeficiente de rugosidad, adimensional.

R es el Radio hidráulico, en m.

S es la Pendiente de fricción (pérdida de carga unitaria, en m/m).

El tirante no debe ser menor a 1.0 cm en pendientes fuertes, ni menor a 1.5 cm en pendientes moderadas.

Valor del coeficiente de rugosidad. Dada la diversidad de materiales que se pueden emplear en alcantarillado según los requerimientos, el coeficiente de rugosidad “n” utilizado para la fórmula de MANNING, varía según la calidad del acabado interior y el estado de la tubería y del material de que se trate, por lo que se deberán usar los valores indicados en la tabla siguiente.

Tabla 4: COEFICIENTE DE RUGOSIDAD EN CANALES Y TUBERÍAS

MATERIAL DE REVESTIMIENTO	COEFICIENTE “n”
Tuberías de PVC/PEAD	0.009
Tuberías de concreto (con buen acabado) y fibrocemento	0.013
Concreto con acabado regular	0.014
Mampostería de piedra junteada con mortero de cemento	0.020
Mampostería de piedra partida acomodada (sin junteo)	0.032
Ladrillo junteado con mortero de cemento	0.015
Tierra (trazo recto y uniforme) sin vegetación	0.022

Parámetros hidráulicos permisibles.

Velocidad máxima. La velocidad máxima permisible, para evitar erosión en las tuberías, está en función del tipo de material que se utilice. Para su revisión se utiliza el gasto máximo extraordinario, considerando el tirante que resulte (a tubo lleno o parcialmente lleno).

Velocidad mínima. La velocidad mínima permisible es de 0.30 m/s considerando el gasto mínimo y su tirante correspondiente a tubo parcialmente lleno. Adicionalmente debe asegurarse que dicho tirante tenga un valor mínimo de 1.0 cm en casos de fuertes pendientes y de 1.5 cm en casos normales. Estas restricciones tienen por objeto evitar el depósito de sedimentos que provoquen azolves y taponamientos en el tubo.

Tabla 5: VELOCIDADES MÁXIMA Y MÍNIMA PERMISIBLES EN TUBERÍAS.

MATERIAL DE LA TUBERÍA.	VELOCIDAD (m/s)	
	MÁXIMA	MÍNIMA
Concreto simple hasta 45 cm. de diámetro	3.00	0.30
Concreto reforzado de 60 cm. de diámetro o más	3.50	0.30
Concreto preesforzado	3.50	0.30
Acero con revestimiento	5.00	0.30
Acero sin revestimiento	5.00	0.30
Acero galvanizado	5.00	0.30
Asbesto cemento	5.00	0.30
Fierro fundido	5.00	0.30
Hierro dúctil	5.00	0.30
Polietileno de Alta Densidad (PEAD)	5.00	0.30
Policloruro de Vinilo (PVC)	5.00	0.30

Diámetros mínimo y máximo.

Diámetro mínimo. Conforme a la experiencia en la conservación y operación de los sistemas de alcantarillado a través de los años el diámetro mínimo en las atarjeas debe ser de 25 cm (10”) Ø independientemente del material que se utilice.

Diámetro máximo. El diámetro máximo para cada caso en particular está en función de varios factores, entre los que destacan: las características topográficas de cada localidad en particular, el gasto máximo extraordinario de diseño, el tipo de material de la tubería y los diámetros comerciales disponibles en el mercado.

Para el caso de grandes diámetros se debe realizar un estudio técnico-económico para definir la conveniencia de utilizar tuberías paralelas de menor diámetro y conforme al gasto máximo futuro. En cualquier caso, la selección del diámetro depende de las velocidades permisibles y las pérdidas de carga aprovechando al máximo la capacidad hidráulica del tubo trabajando a superficie libre.

Pendientes mínimas y máximas.

La pendiente de cada tramo de tubería debe ser tan semejante a la del terreno como sea posible, con objeto de tener excavaciones mínimas, pero se deberá proyectar con una pendiente mínima del 2.5% (dos punto cinco por ciento) para tubos de 25 cm (10”) de diámetro en la red de atarjeas cuando las condiciones topográficas y las conexiones que se hicieran lo permitan, esto con el objeto de garantizar que el régimen hidráulico que se forme no ocasione sedimentos que reduzcan la capacidad del conducto y requiera un mantenimiento más continuo. El objetivo de establecer límites para la pendiente es evitar, hasta donde sea posible, el azolve y la construcción de estructuras de caída que además de encarecer las obras, propicia la producción del gas sulfuro de hidrógeno, que destruye el concreto y aumenta los malos olores de las aguas negras.

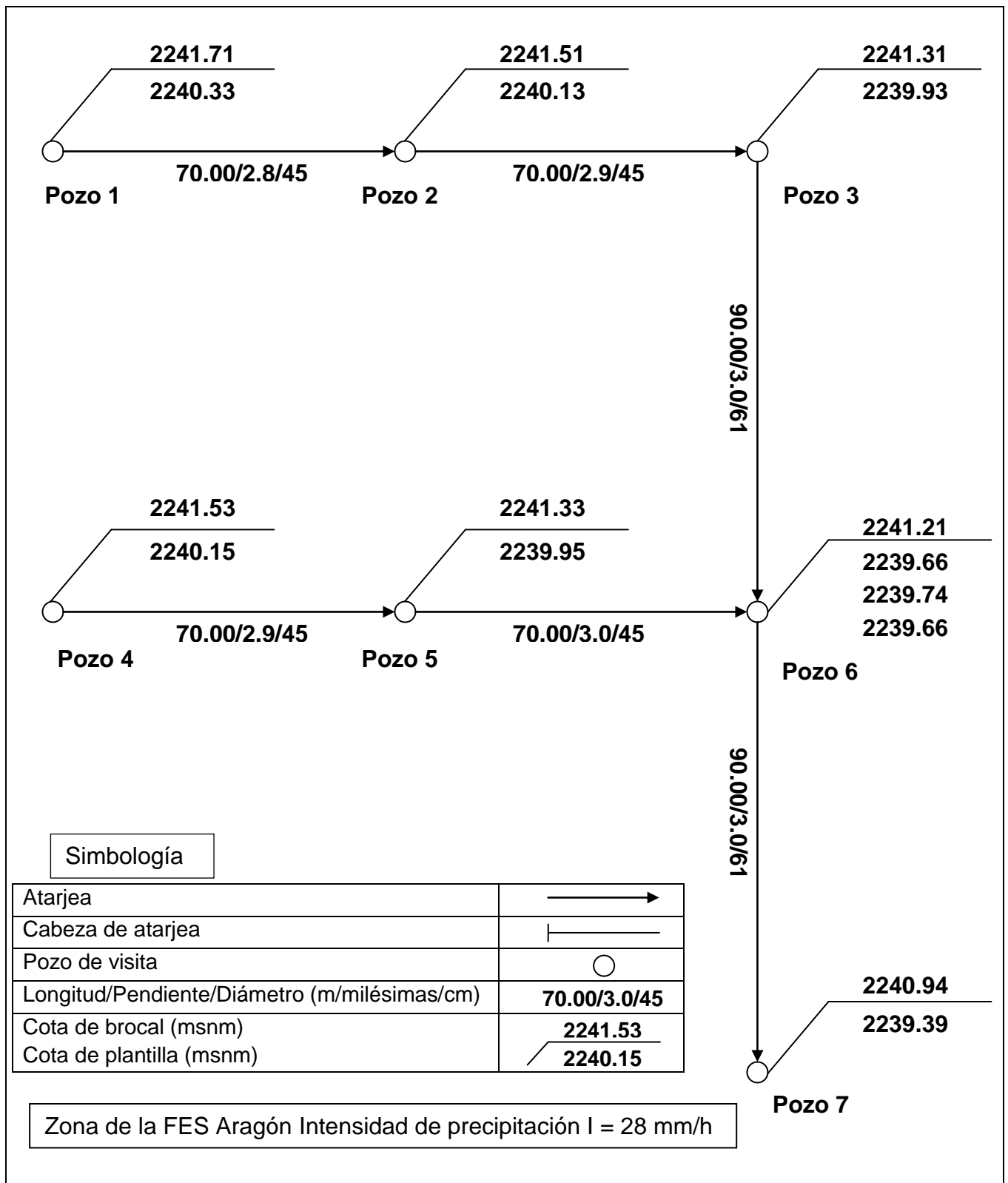
Tabla 6: PENDIENTES MÍNIMAS Y MÁXIMAS PARA TUBERÍAS DE ALCANTARILLADO, EN MILÉSIMAS

DIÁMETRO NOMINAL (cm)	CALCULADAS	
	MÍNIMA	MÁXIMA
25	3.0	61.0
30	2.0	48.1
38	1.5	35.0
45	1.2	28.0
61	0.8	19.0
76	0.6	14.0
91	0.5	11.0
107	0.4	9.0
122	0.3	7.5
152	0.3	5.5

En pendientes altas hay que evitar sobrepasar las velocidades máximas permisibles y que la tubería quede inestable y se pueda deslizar. En caso de que exista la posibilidad de deslizamiento, la tubería deberá atracarse a intervalos regulares, según se requiera. En casos particulares pueden proyectarse pendientes mayores a las descritas en la Tabla anterior previo estudio y autorización del organismo operador.

4. CASO PRÁCTICO

4.1 ESQUEMA DE CASO PRÁCTICO



4.2 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO

A modo de ejemplo, a continuación se presenta una tabla de cálculo de drenaje combinado. En ésta se podrán ver todos los factores que inciden en la determinación de los diámetros de las tuberías de la red de drenaje, así como las pendientes utilizadas.

Se señala, asimismo, los datos que deben colocarse en cada columna y los cálculos que deben realizarse cuando sea el caso.

1	2	3	4	5	6
Pozo no.	Longitud (m)	Área (ha)	Área Acumulada (ha)	Pob. Tramo (hab)	Pob. Acumulada (hab)
1					
2	70	0.36	0.36	600	600
3	70	0.36	0.72	600	1200
6	90	0.48	1.2	800	2000
4					
5	70	0.36	0.36	600	600
6	70	0.36	0.72	600	1200
7	90	0.48	2.4	800	4000

7	8	9	10	11	12	13
M de Harmon (adimensional)	Q min (L/s)	Q med (L/s)	Q max (L/s)	Q Pluvial (L/s)	Q Diseño (L/s)	Diametro ϕ (cm)
1.49	0.56	1.11	1.66	19.60	21.26	45
1.36	1.11	2.22	3.03	39.20	42.23	45
1.29	1.85	3.70	4.77	65.34	70.11	61
1.49	0.56	1.11	1.66	19.60	21.26	45
1.36	1.11	2.22	3.03	39.20	42.23	45
1.21	3.70	7.41	8.95	130.68	139.63	61

14	15	16	17	18	19	20
Pendiente S (milésimas)	Velocidad (m/s)	Q Lleno (L/s)	Brocal	Cotas msnm Plantilla	Salida	Profundidad (m)
			2241.71	2240.33	-	1.38
0.0028	0.95	150.86	2241.51	2240.13	-	1.38
0.0029	0.97	153.53	2241.31	2239.93	-	1.38
0.0030	1.20	351.46	2241.21	2239.66	-	1.55
					-	
			2241.53	2240.15	-	1.38
0.0029	0.97	153.53	2241.33	2239.95	-	1.38
0.0030	0.98	156.16	2241.21	2239.74	-	1.47
0.0030	1.20	351.46	2240.94	2239.39	-	1.55

- **Columna 1: Pozo no.**

Se coloca el número correspondiente a cada pozo desde el punto más alejado de la red y en la dirección del escurrimiento de acuerdo a la pendiente del terreno. En el ejemplo se inicia por el ramal que corresponde a los pozos 1, 2, 3 y 6; teniendo al pozo 6 como interceptor de ambos ramales. A continuación se procede con el ramal de los pozos 4, 5 y 6 y por último, el pozo 7. Entre ramales es conveniente dejar un espacio en blanco ya que se van a calcular en forma independiente.

- **Columna 2: Long. (m)**

Se anota en cada fila la distancia del tramo correspondiente de centro a centro de pozo; empezando con los pozos 2 y 5. En los pozos 1 y 4 se omiten los datos ya que son inicio de ramal.

- **Columna 3: Área (ha)**

Habiendo calculado el área tributaria (de aguas negras y aguas pluviales) de cada tramo de la red entre pozo y pozo en m^2 ; se divide este dato entre 10000.00 para obtener el valor del área en hectáreas (ha) y se anota en la fila correspondiente a cada tramo de la red.

- **Columna 4: Área Acumulada (ha)**

En esta columna se procede de la siguiente manera: En la fila del pozo 2 se coloca solamente el área propia del tramo que va del pozo 1 al pozo 2; en la fila del pozo 3 se suma el área propia más la del tramo anterior correspondiente al pozo 2.

En la fila del pozo 6 se suma el área propia más el valor del área acumulada de los tramos de red anteriores (que es el valor que está en la fila del pozo 3). Se repite este procedimiento de cálculo para el segundo ramal correspondiente a los pozos 4 a 5 y 5 a 6.

Pero en el tramo final de la red que es el que va del pozo 6 al pozo 7 se suma el valor acumulado en la fila del pozo 6 del primer ramal más el valor acumulado en la fila del pozo 6 del segundo ramal, más el valor propio del área del tramo.

- **Columna 5: Población Tramo (hab)**

Se coloca en esta columna el valor de la cantidad de habitantes producto de la investigación de la densidad poblacional que le corresponde a cada tramo de la red.

- **Columna 6: Población Acumulada (hab)**

El procedimiento de cálculo para obtener esta columna será de forma similar al método usado en la columna 4. Los valores a ocupar en este cálculo son los de la columna 5.

- **Columna 7: M de Harmon (Adimensional)**

Para obtener los valores de esta columna se emplea la fórmula de Harmon que es la siguiente: $M = 1 + 14 / (4 + \sqrt{P})$ del apartado 3.4.3, donde **P** es el valor de la población. Los valores de **P** que entran en esta fórmula son los obtenidos en la columna 6 de la población acumulada.

- **Columna 8: Gasto mínimo Qmin (L/s)**

Con la fórmula $Q_{min} = 0.5 \cdot Q_{med}$ del apartado 3.4.3; se obtienen los valores para esta columna, por lo tanto esta columna se obtiene a partir de calcular primero la columna 9.

- **Columna 9: Gasto medio Qmed (L/s)**

La fórmula $Q_{med} = (Población \cdot Dotación) / 86400$ permite obtener los datos de esta columna. Para este ejemplo la dotación va a ser de 200 L/hab/día multiplicado por el factor de reducción que es del 80% (ver apartado 3.4.3); por lo tanto se obtiene el dato de 160 L/hab/día que es el que se empleará. Para los valores de la población se considerarán los datos obtenidos en la columna 6 que corresponde a la población acumulada, debido a que se considera como la suma de la población propia del tramo más la población acumulada de los tramos anteriores. Con estos valores obtenidos se puede calcular la columna 8.

- **Columna 10: Gasto máximo Qmax (L/s)**

Empleando la fórmula $Q_{max} = M \cdot Q_{med}$ se obtienen los valores del gasto máximo. Para esto se emplean los datos obtenidos en la columna 7 que corresponden a la **M** de Harmon; además también los datos del gasto medio (**Qmed**) de la columna 9.

- **Columna 11: Gasto pluvial $Q_{pluvial}$ (L/s)**

Usando la fórmula $Q_{pluvial} = 2.778 \cdot C \cdot I \cdot A$ se calculan los datos de esta columna; en donde $C = 0.70$ (adimensional) para pavimento asfáltico de acuerdo con la Tabla 3 del apartado 3.5.1, $I = 28$ mm/h como la intensidad de precipitación para la zona de la FES Aragón, y A como el valor del área acumulada en hectáreas ocupando los datos previamente calculados en la columna 4.

- **Columna 12: Gasto de Diseño $Q_{diseño}$ (L/s)**

Esta columna se obtiene por medio de la ecuación $Q_{diseño} = Q_{max} + Q_{pluvial}$, sumando los valores correspondientes de la columna 10 más los valores de la columna 11.

- **Columna 13: Diámetro de la tubería $D \varnothing$ (m)**

En esta columna se proponen los diámetros para cada tramo de la red; para este caso práctico se emplearon diámetros de la Tabla 6 que se encuentra en el apartado 3.6, y que son diámetros comerciales.

- **Columna 14: Pendiente S (milésimas)**

Los datos de la pendiente para completar esta columna dependen de la geografía y los levantamientos topográficos realizados en la zona de proyecto, para cada tramo de la red corresponde un valor de pendiente de diseño. En la Tabla 6 del apartado 3.6 se pueden ver los distintos intervalos del valor de la pendiente para consideración.

- **Columna 15: Velocidad (m/s)**

Ocupando la expresión algebraica de la fórmula de MANNING: $V = (1/n) \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2}$ del apartado 3.6 se calculan los valores para esta columna. En este ejemplo $n = 0.013$ de acuerdo a la Tabla 4 del apartado 3.6. R se calcula con los valores propuestos para diámetro de la tubería de la columna 13 con la ecuación $R = D / 4$. Para los valores de S se ocupan los que se encuentran en la columna 14.

- **Columna 16: Gasto a Tubo Lleno Q_{LI} (L/s)**

Para calcular los datos de esta columna se emplea la ecuación de continuidad $Q = V \cdot A$. Aplicando la expresión $A = (\pi \cdot D) / 4$ a los datos de la columna 13 de los diámetros propuestos, se obtienen los valores del área de la sección del tubo de cada tramo de la red; los valores resultantes se multiplican por las velocidades de la columna 15. Como los datos obtenidos están dados en unidades de m^3/s se multiplican por el factor de conversión (1000.00) para obtener estos datos en unidades de (L/s).

- **Columna 17: Brocal (msnm)**

La cota del brocal de los pozos 1 y 4 en metros sobre el nivel del mar (msnm) es un dato que depende directamente del levantamiento topográfico. Para obtener los valores de las cotas de los brocales siguientes se suman a los valores de las cotas de plantilla la profundidad en metros de la zanja, más el grosor del tubo, más el diámetro del tubo; considerando que si en un mismo pozo convergen más de 2 tubos se tomará la cota de plantilla del tubo más profundo que llegue a dicho pozo para calcular la cota del brocal (por lo tanto se procede a calcular primero la columna 18).

- **Columna 18: Plantilla (msnm)**

Primer ramal. A la cota del brocal del pozo 1 en la columna 17 se le resta el valor de la suma de la profundidad mínima para zanjas que es de 0.90 m (para diámetros mayores a 0.76 m se considera esta profundidad igual al valor del diámetro del tubo) según el Reglamento de Construcción del D.F., más el del grosor del tubo (para este caso se consideró como 0.03 m para el tubo de 0.45 m y 0.04 m para el tubo de 0.61 m), más el valor del diámetro interior del tubo (0.45 m ó 0.61 m); así se obtiene la cota de plantilla del pozo 1.

Por lo tanto la profundidad mínima para el tubo de 0.45 m es de 1.38 m y para el tubo de 0.61 m es de 1.55 m.

Para obtener el valor de la cota de plantilla del pozo 2 se hace la operación siguiente:

Cota de plantilla pozo 2 = Cota de plantilla pozo 1 – (S/1000 • Longitud del tramo)

de esta forma se procede con las plantillas de los siguientes pozos hasta el pozo 6.

Segundo ramal. Para la cota de plantilla del pozo 4 se procede de la misma forma en que se obtuvo la cota de plantilla del pozo 1 y para obtener la cota de plantilla del pozo 5 se repite la misma operación que se realizó para obtener la cota de plantilla del pozo 2.

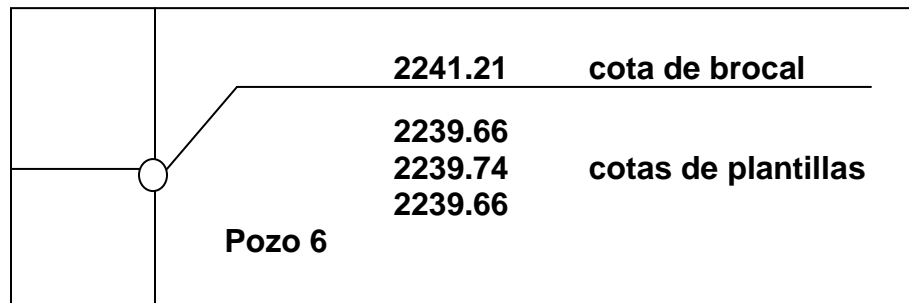
Al llegar al pozo 6 en este cálculo se compararon los valores de profundidad de llegada de ambos ramales mediante la ecuación:

Cota de plantilla pozo 6 = Cota de plantilla pozo 3 – (S/1000 • Longitud del tramo)
(primer ramal)

Cota de plantilla pozo 6 = Cota de plantilla pozo 5 – (S/1000 • Longitud del tramo)
(segundo ramal)

Se tomó la cota de plantilla del primer ramal por ser el que llega a mayor profundidad al pozo 6 para respetar la condición de funcionamiento por gravedad de la red; además que del primer ramal llega un tubo de 0.61 m de diámetro y se necesita cumplir con la condición de profundidad mínima de zanja, que es de 0.90 m, condición que alcanza a cubrir bien la misma necesidad del tubo de 0.45 m que llega por el segundo ramal.

Nota: al colocar los valores de plantilla en el pozo 6 se hizo de acuerdo a la convención del sentido horario, es decir, primero se escribió la cota de plantilla del tubo que sale al pozo 7 (2239.66 msnm), la segunda cota de plantilla es la que llega del tubo del pozo 5 (2239.74) y finalmente la tercer cota de plantilla es la que llega del tubo del pozo 3 (2239.66).



Por último, se obtuvo la cota de plantilla del pozo 7 mediante el cálculo siguiente (dato que sirve para obtener el valor de la cota del brocal del pozo 7):

$$\text{Cota de plantilla pozo 7} = 2239.66 \text{ msnm} - (0.0030 \cdot 90 \text{ m}) = 2239.39 \text{ msnm}$$

$$\text{Cota de brocal pozo 7} = 2239.39 \text{ msnm} + 1.55 \text{ m} = 2240.94 \text{ msnm}$$

- **Columna 19: Salida (msnm)**

Cuando se presentan caídas de pendiente muy abruptas en la red de drenaje combinado (ver la Tabla 6 que se encuentra en el apartado 3.6) es necesario construir estructuras de caída (situación muy común en la falda de los cerros donde hay asentamientos urbanos) y mediante levantamientos topográficos y la altura de las caídas es posible calcular esta columna, por lo que en este caso práctico no se calculó.

- **Columna 20: Profundidad (m)**

Esta columna es el resultado de restar a los valores de la columna 17 los datos de la columna 18.

CONCLUSIONES

El drenaje existente en muchas de las zonas urbanas, originalmente fue diseñado para la recolección de descargas de aguas negras domiciliarias y no consideran la aportación pluvial. Tomando en cuenta que en los drenajes combinados (sanitario y pluvial), las aguas pluviales ocupan más de la mitad de la capacidad de la tubería, será más fácil comprender por qué cuando se presentan las avenidas máximas, las aguas brotan de los pozos de visita y también por los registros de drenaje del interior de las viviendas. Por lo anterior, el diseño de la red de drenaje combinado y específicamente la propuesta del diámetro de los tubos a ocupar, va a incidir favorablemente en esta problemática.

Aunado a la problemática de las inundaciones que año tras año han afectado la Ciudad de México y sus zonas conurbadas en el Estado de México, están los daños ocasionados por la basura que es arrojada a la vía pública; ya que ésta provoca el taponamiento de las coladeras y el azolve de la tubería. Para esta situación, es necesaria la implementación de una política más efectiva en cuanto a la educación ambiental de la población y mayor difusión por todo tipo de medios en lo referente a la cultura del manejo de la basura.

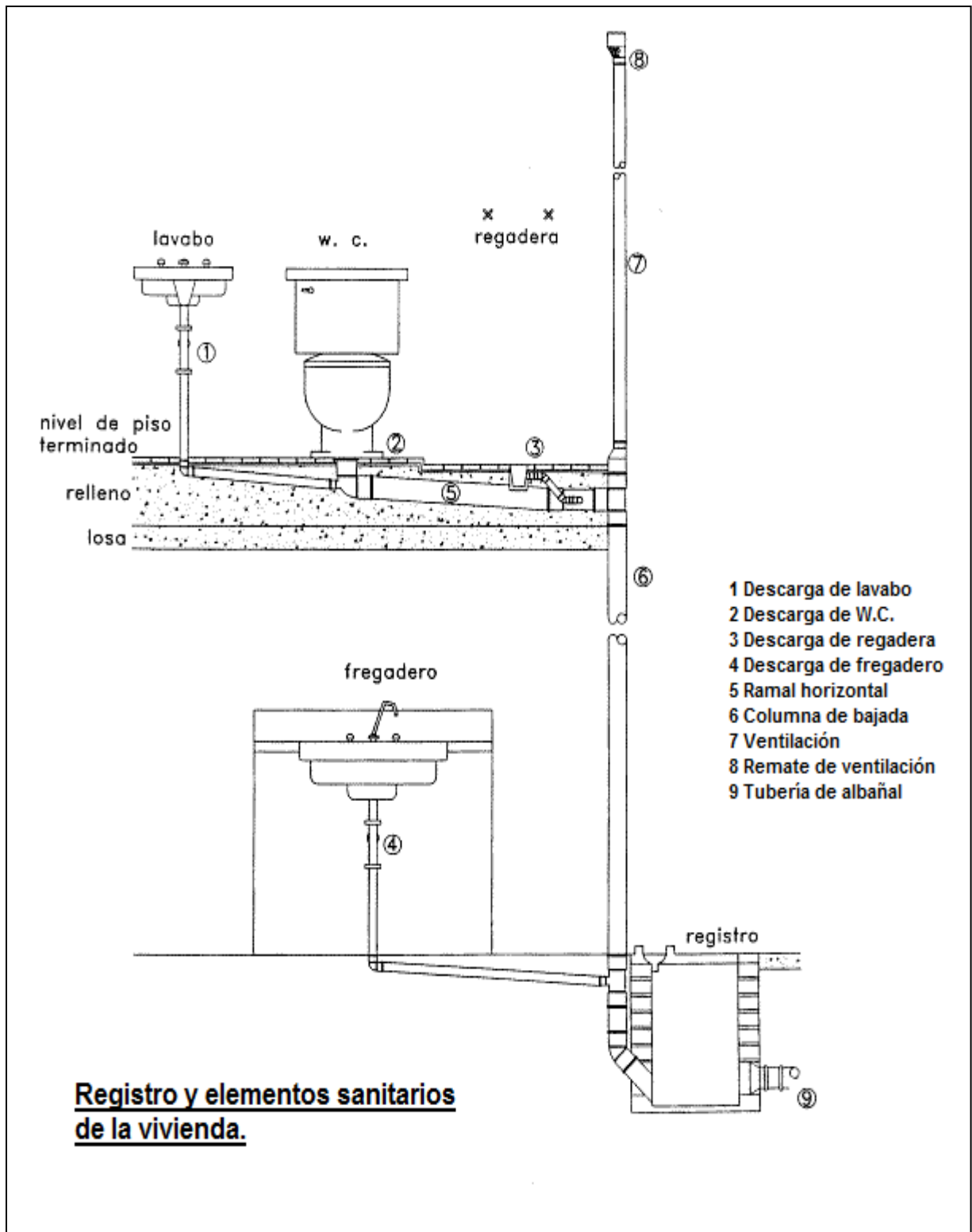
Otro problema importante es la extracción excesiva de agua del subsuelo del Valle de México (compuesto en gran parte por arcillas expansivas, debido a que en el pasado fue parte de un lago), la cual no puede recuperarse debido a una insuficiente recarga de los mantos acuíferos subterráneos. Lo anterior se ve agravado por el crecimiento indiscriminado de la mancha urbana, que debido a lo anárquico de sus asentamientos y el no respeto de las normas de construcción, impide el paso del agua de origen pluvial al suelo, provocando el hundimiento de la Ciudad de México, lo que trae como consecuencia el dislocamiento de la tubería que compone la red de drenaje.

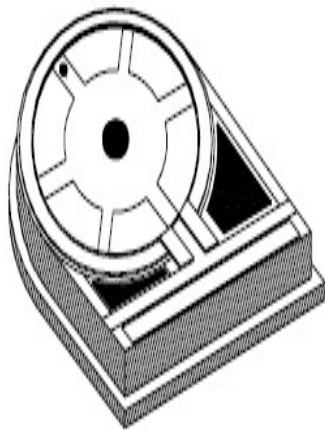
Lo anterior explica la pérdida de pendiente y el mal funcionamiento de la red de drenaje.

Para solucionar esta situación es necesario crear conciencia al construir, dando importancia a la protección e incremento de las áreas verdes, observando a cabalidad las leyes ambientales y tratar de generar mayor cantidad de pozos para la recarga de los mantos freáticos en las áreas urbanas.

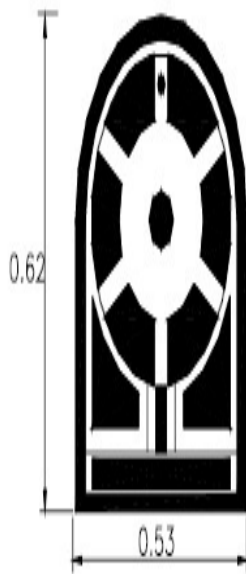
Asimismo, es de especial trascendencia que los especialistas (Ingenieros, Arquitectos y personal técnico responsable de la proyección, construcción y supervisión de las obras de drenaje) respeten y hagan respetar las normas de diseño vigentes, pues en la medida en que esto se haga, el funcionamiento de los sistemas será más acorde a las necesidades de la población y se podrán evitar muchas situaciones de riesgo para los habitantes de las localidades y su patrimonio.

ANEXO ESQUEMÁTICO

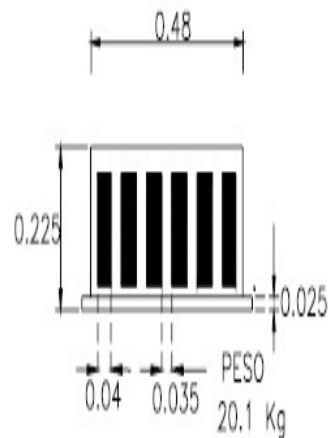




ISOMÉTRICO

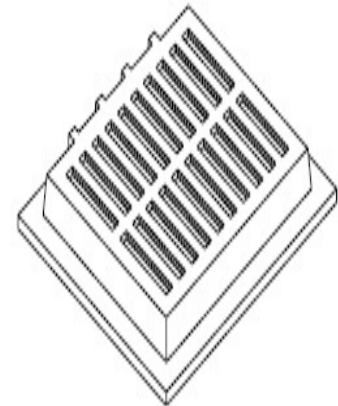


PLANTA

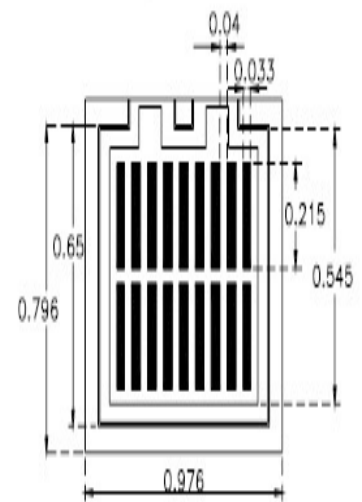


ELEVACIÓN

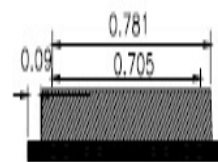
Acotaciones en metros.



ISOMÉTRICO



PLANTA



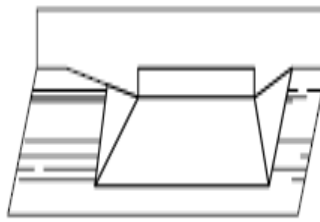
ELEVACIÓN

Coladera de banqueta de polietileno.

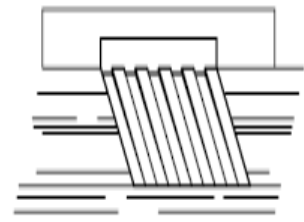
Rejilla boca de tormenta.



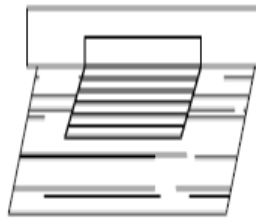
De banqueta.



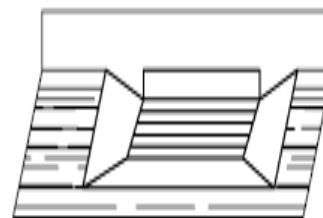
De banqueta, deprimida.



De banqueta, con canalizaciones.



De piso y banqueta.



De piso y banqueta, deprimida.

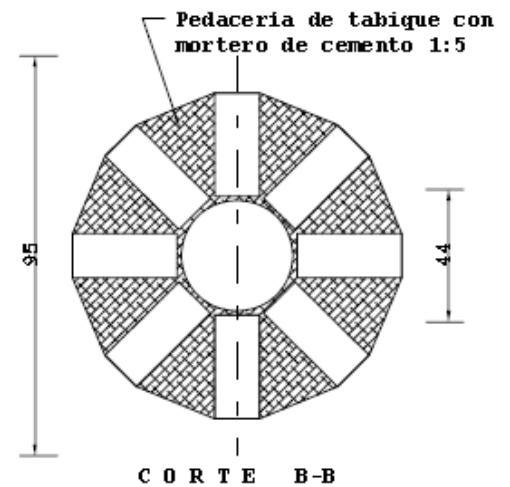
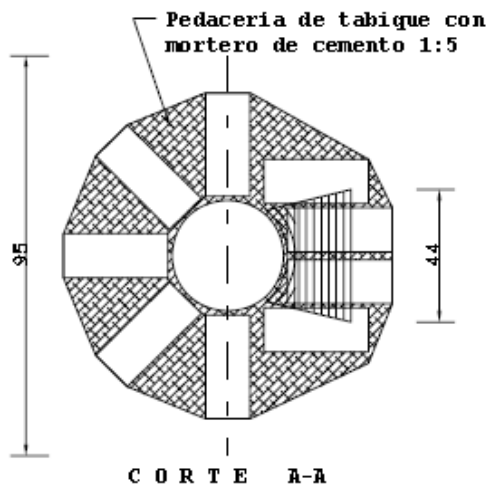
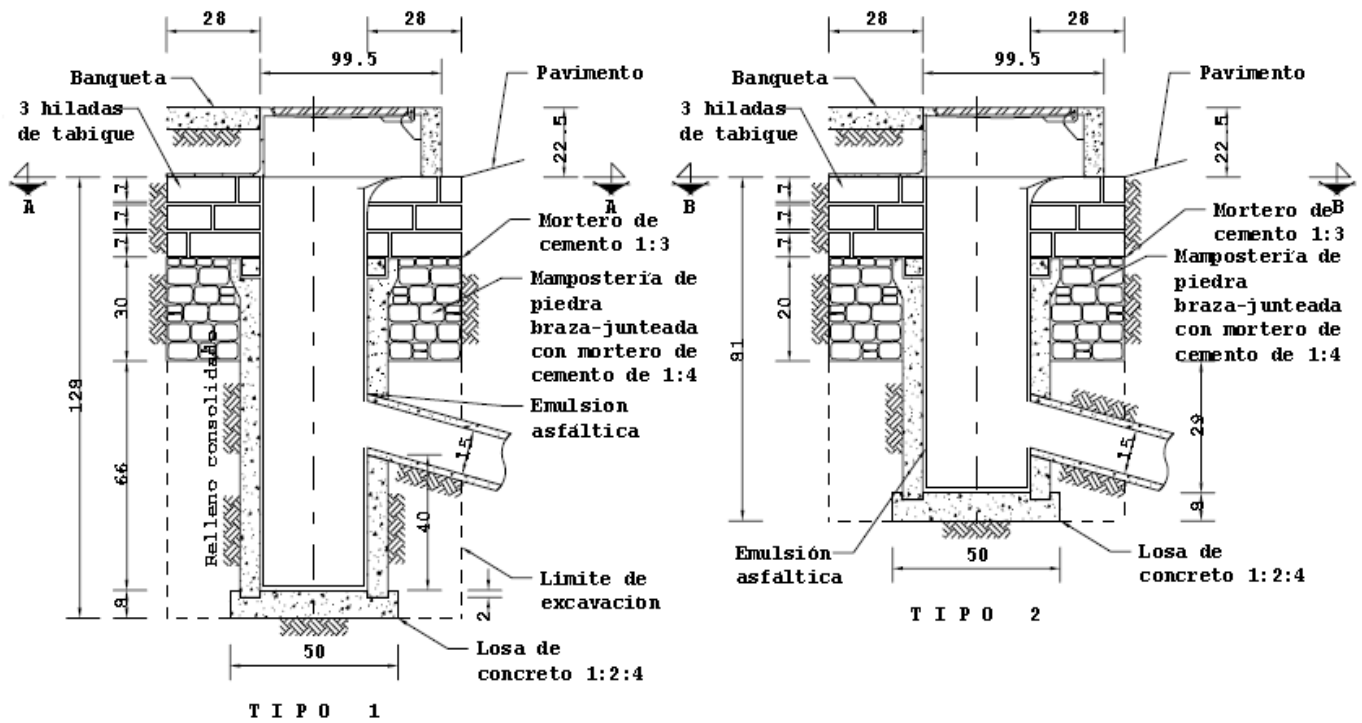


De piso, deprimida.



Transversal, combinada con una de piso y banqueta.

Tipos de sumideros o coladeras pluviales.

Coladeras de banqueta.**N O T A S:**

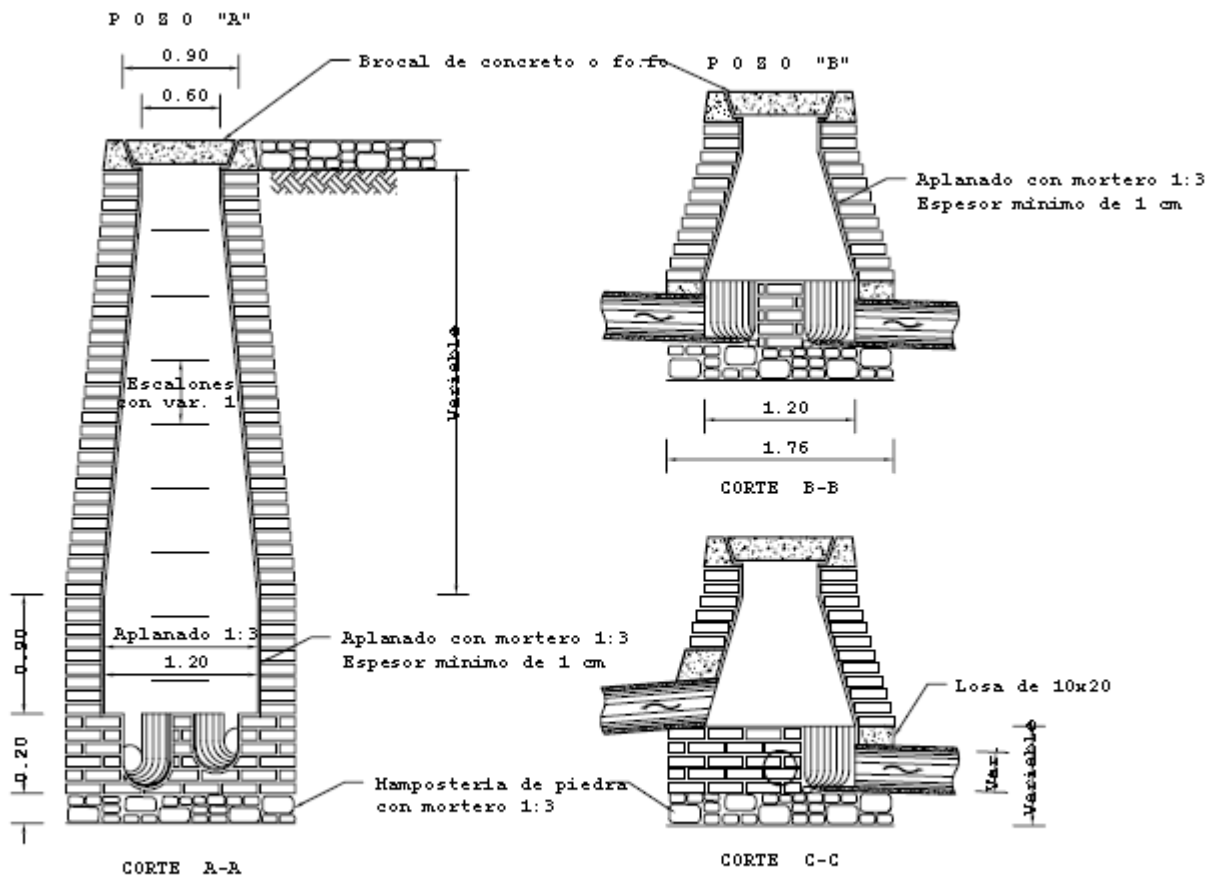
Acotaciones en cm

LA COLADERA "TIPO 1" SE EMPLEARA EN:

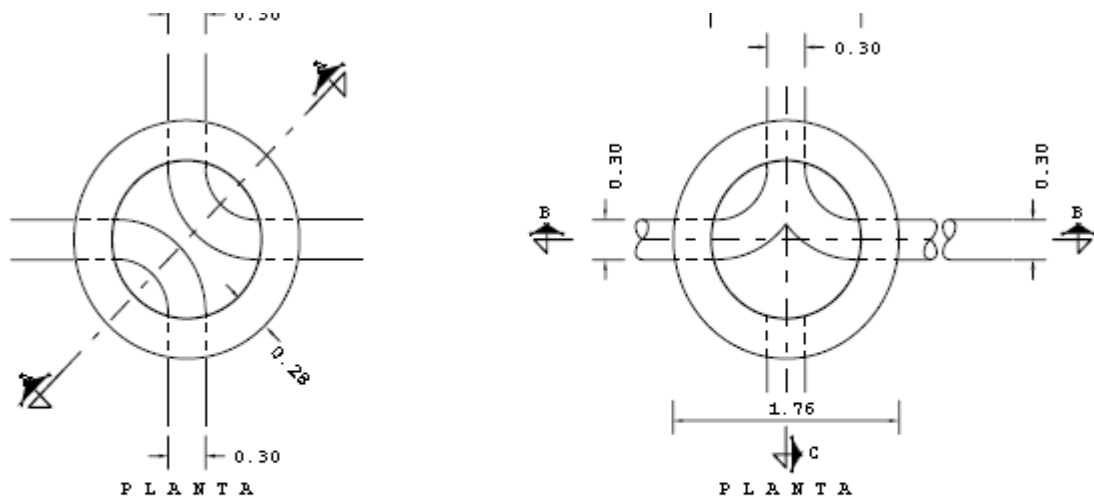
Calles empedradas o con pavimentos del tipo macedón o similares
y en lugares donde existan probabilidades de arrastre de basura
u otro material que puede provocar azolve.

LA COLADERA "TIPO 2" SE EMPLEARA EN:

Pavimentos de asfalto o concreto.- Suprimíendose en mercados
y parques y las calles a éstos inmediatos.



Pozo de visita común.

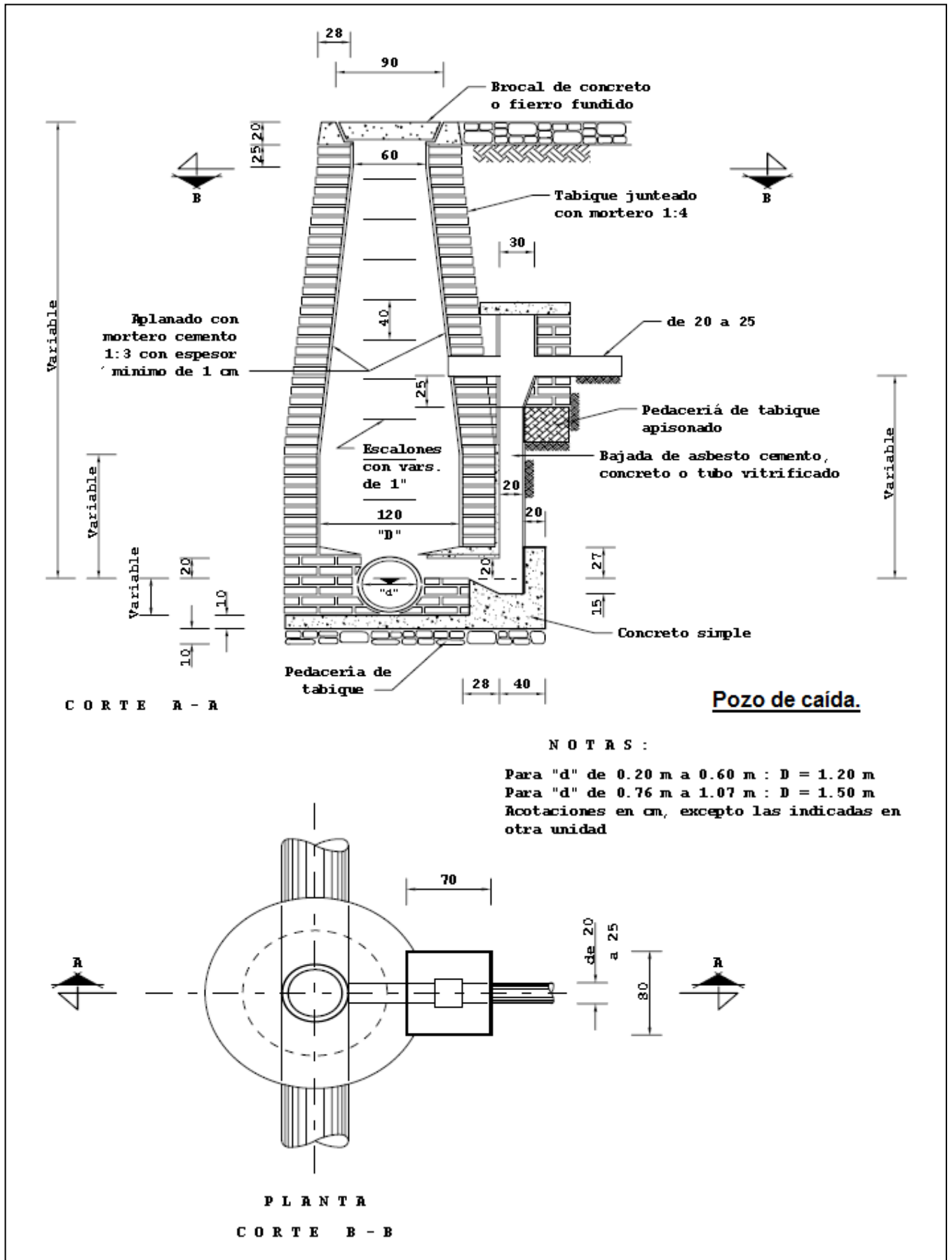


NOTAS:

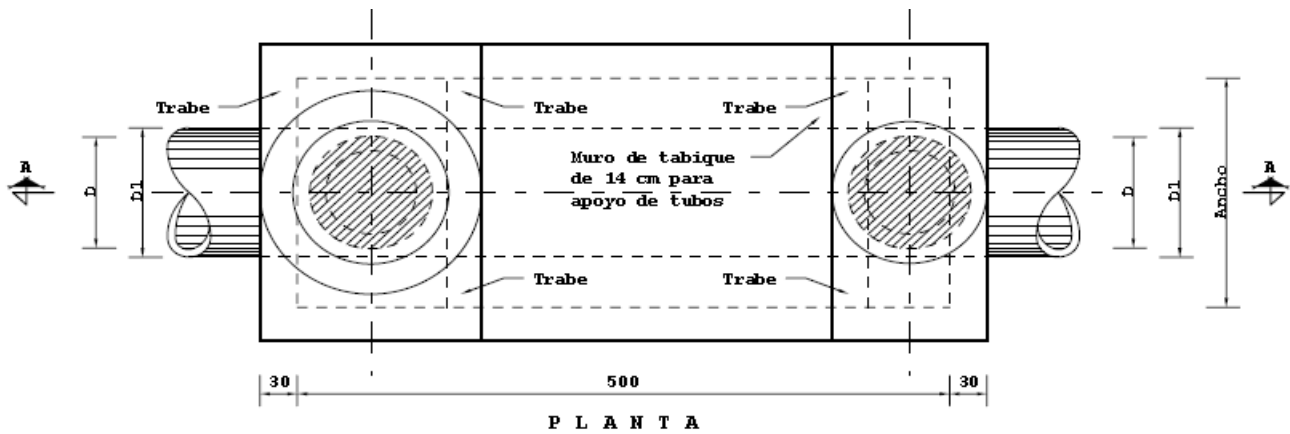
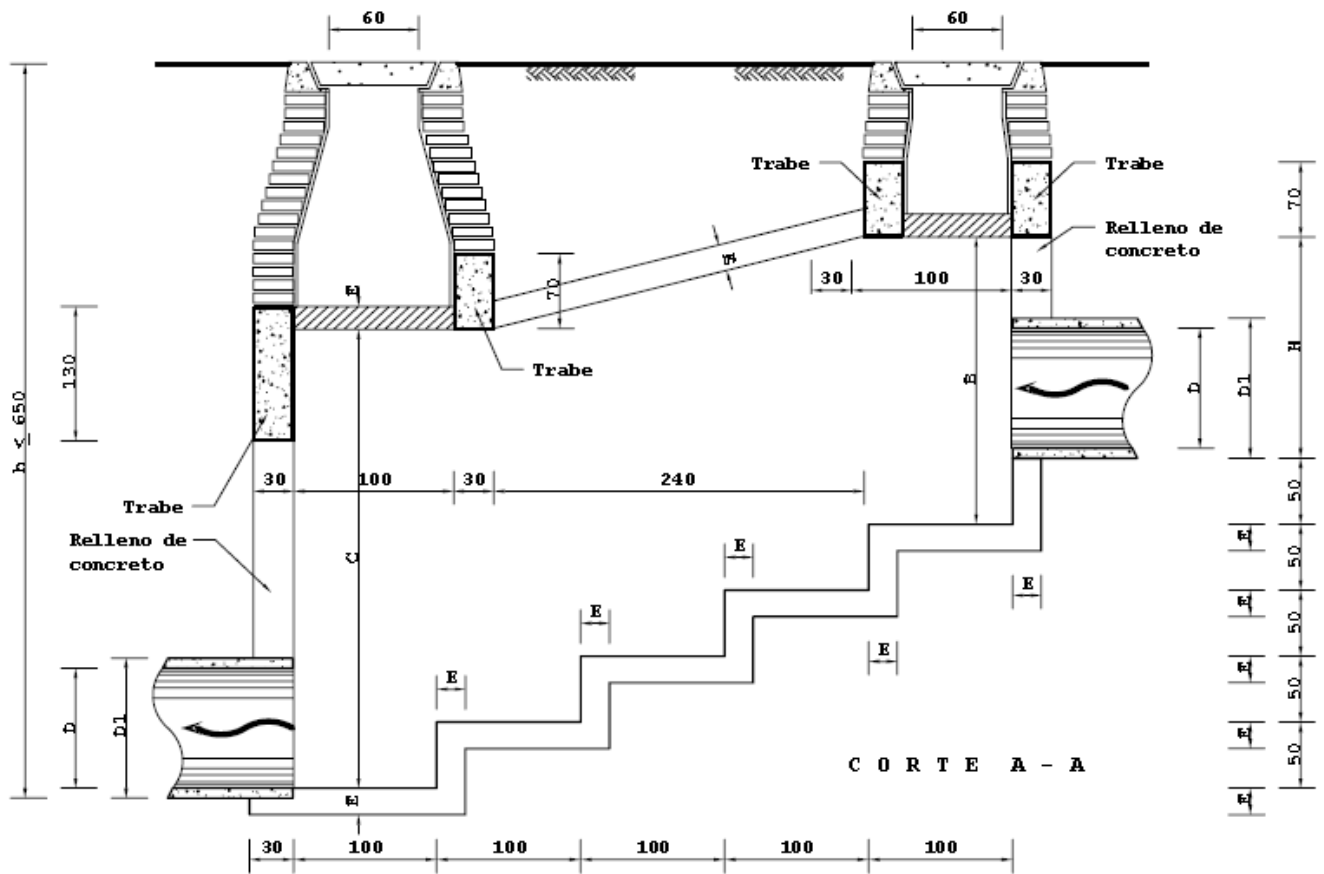
Acotaciones en metros

El pozo tipo "A" se usará para profundidades mayores de 2.50 m.

El pozo tipo "B" se usará para profundidades menores de 2.50 m y mayores e iguales a 1.10 m.

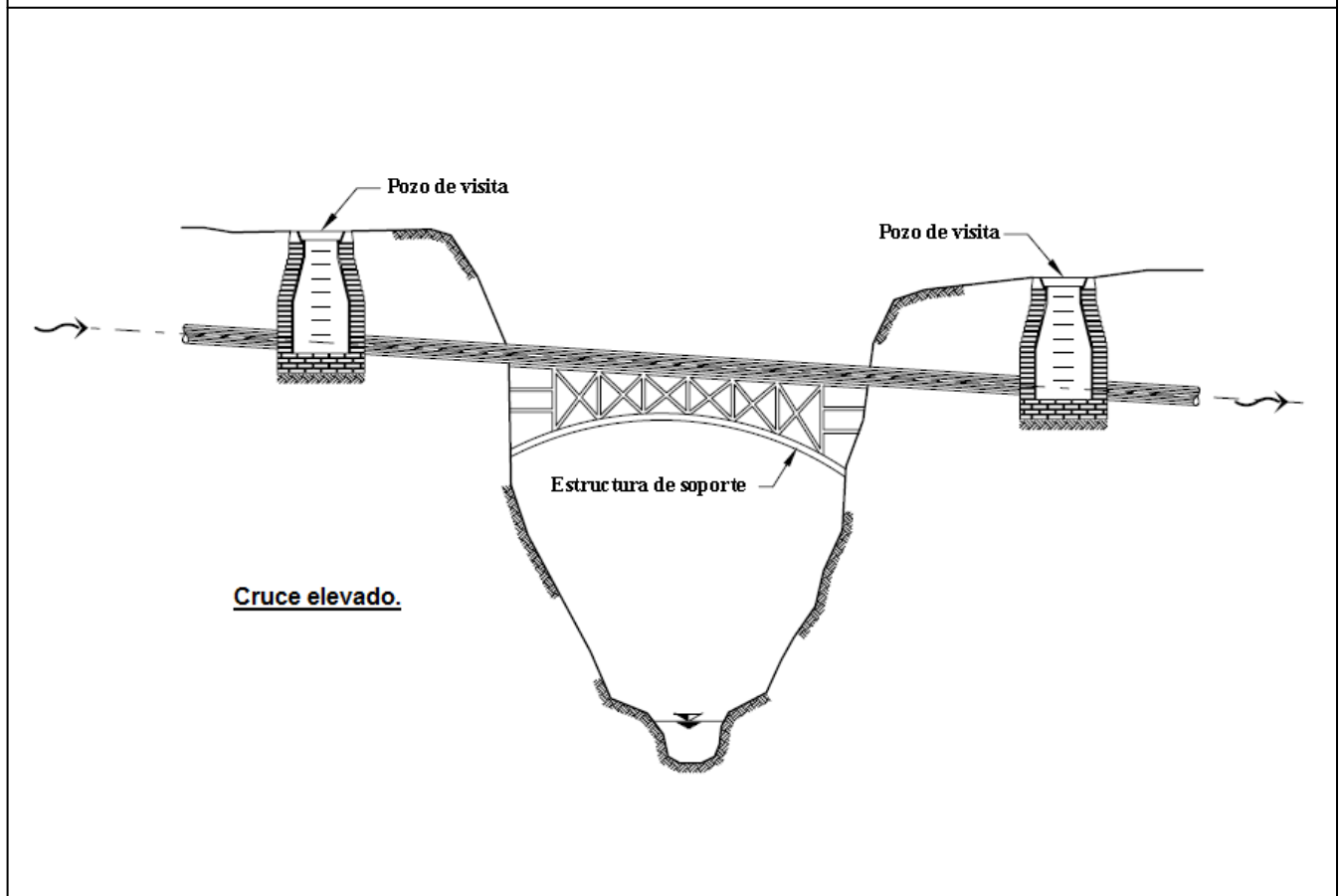
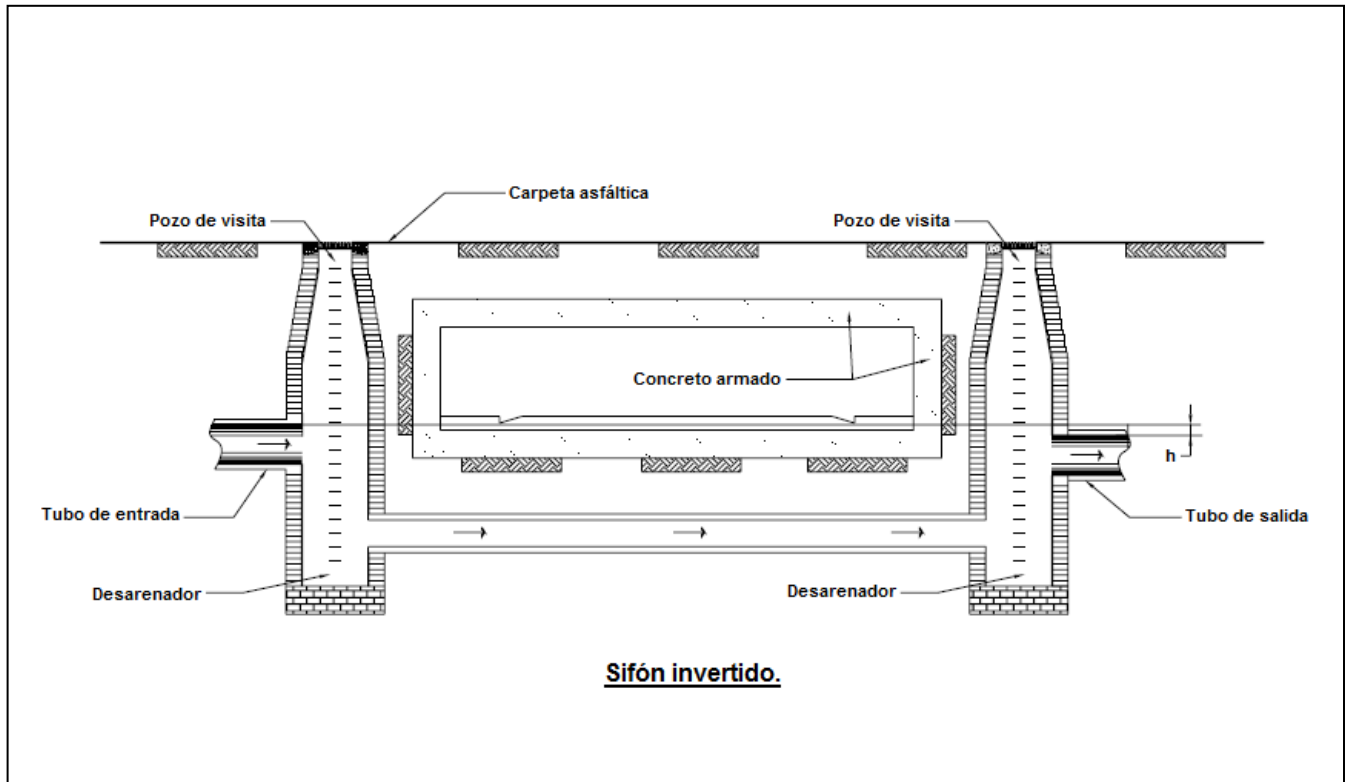


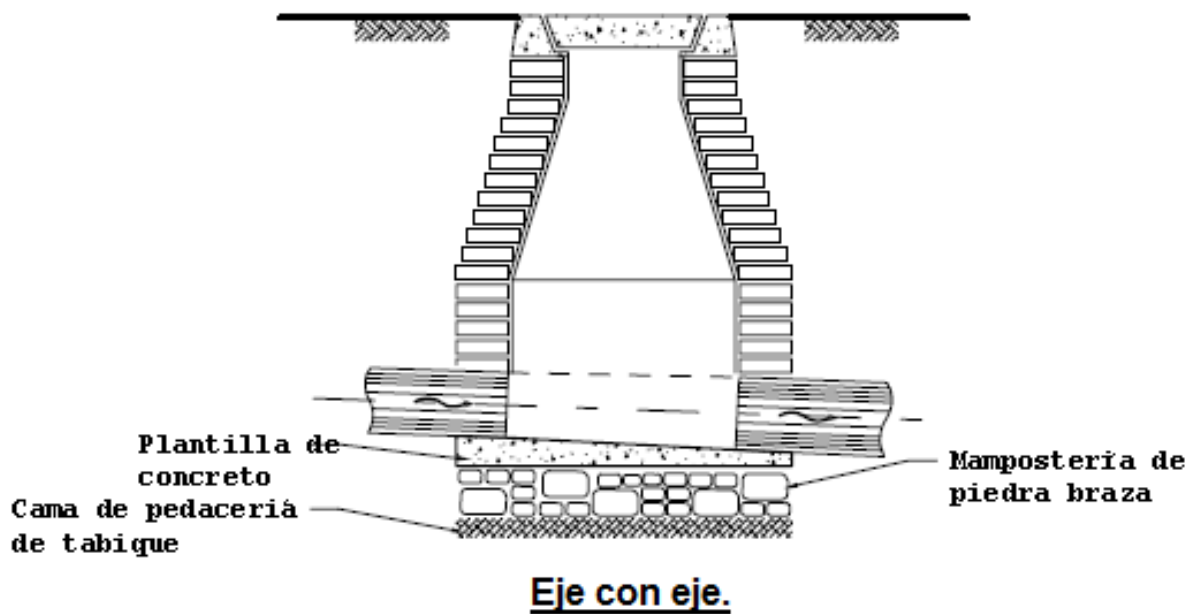
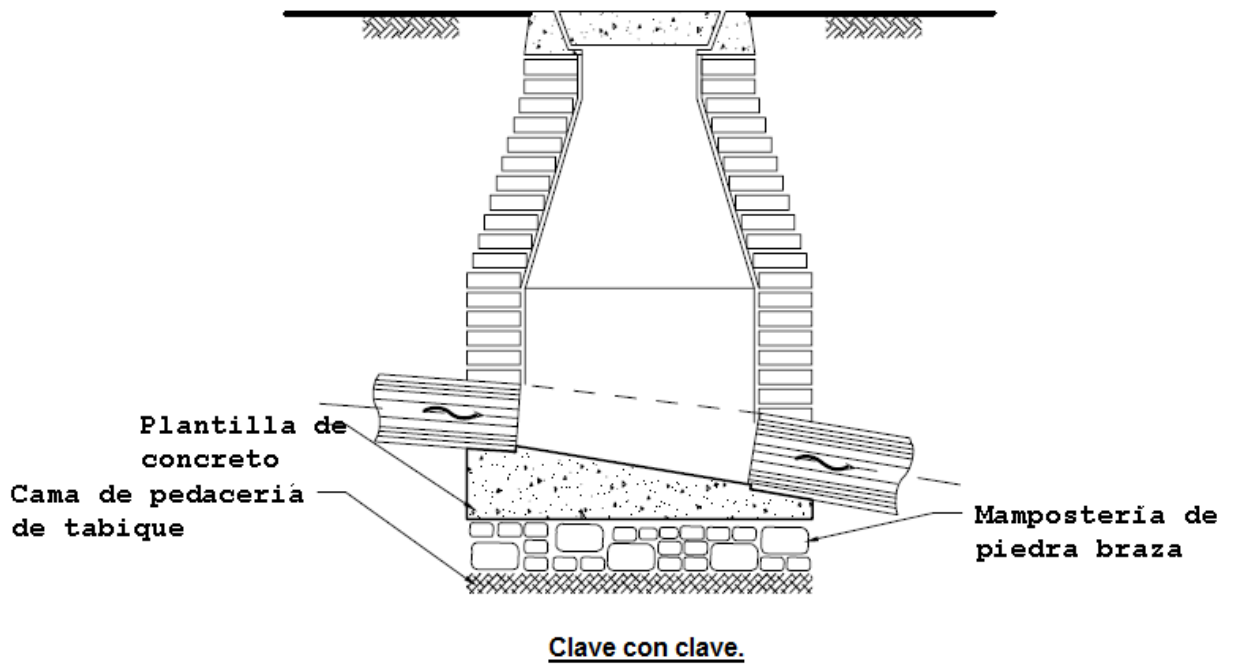
Pozo con estructura de caída escalonada.

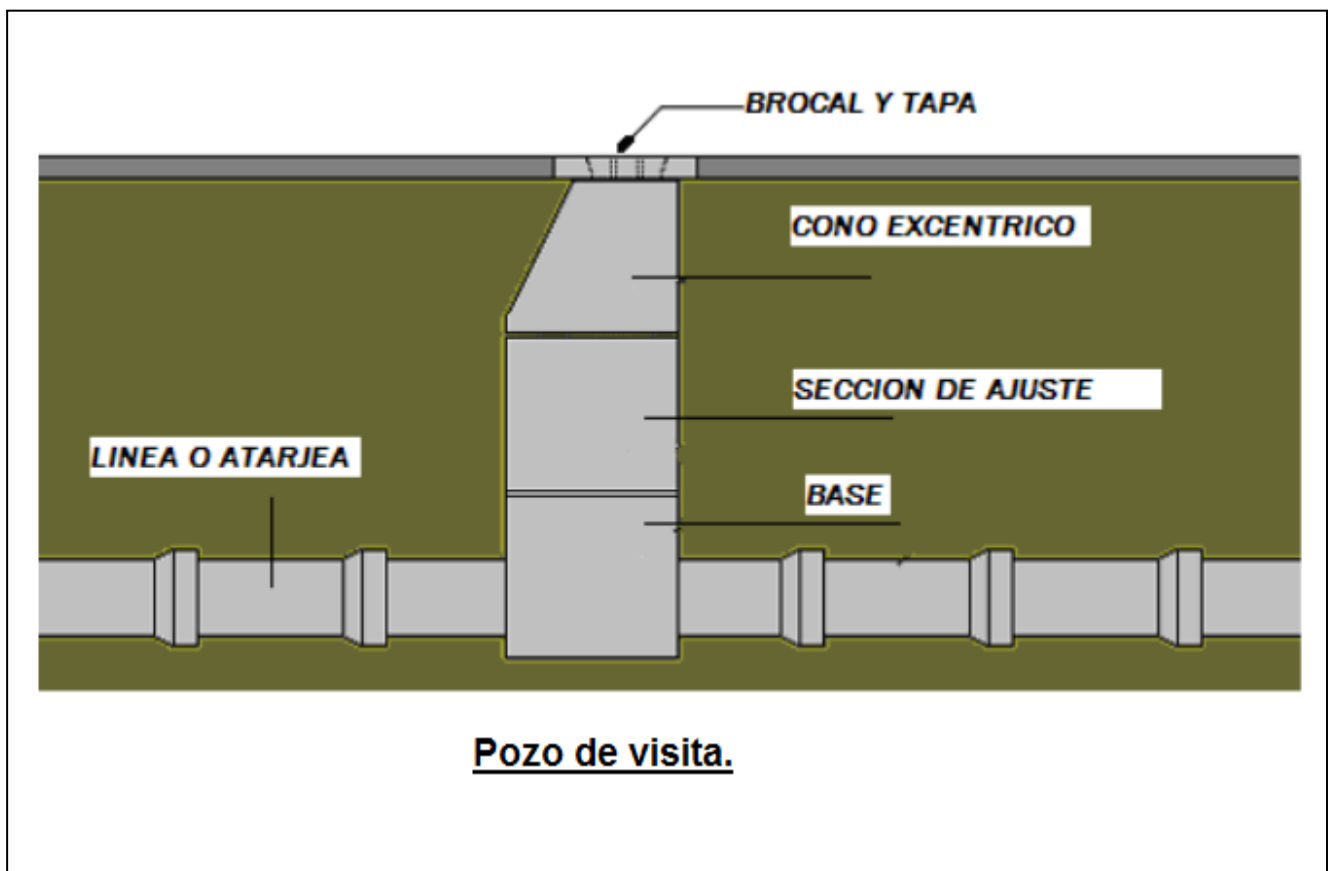
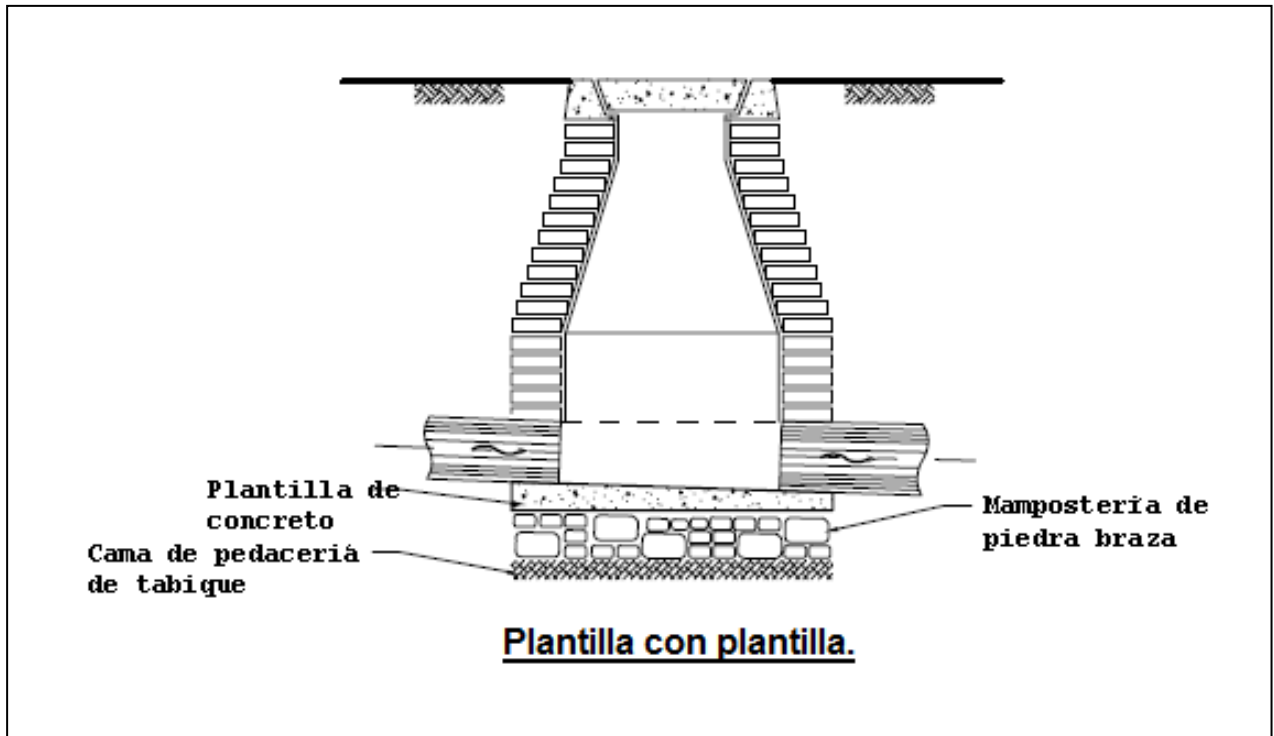


DIMENSIONES GENERALES							
TIPO	D	H	B	C	Ancho	E	DI
I	91	134	184	264	146	20	111
	107	134	184	264	146	20	129
	122	134	184	264	146	20	148
II	152	198	248	328	213	25	182
	183	198	248	328	213	25	219
III	213	267	317	397	291	30	253
	244	267	317	397	291	30	288

NOTAS:
 Acotaciones en centímetros.
 Para mayores detalles de este pozo ver el plano V.C. 1992 de las normas de proyecto para obras de alcantarillado, de la extinta SANOP.



Conexión de tuberías.



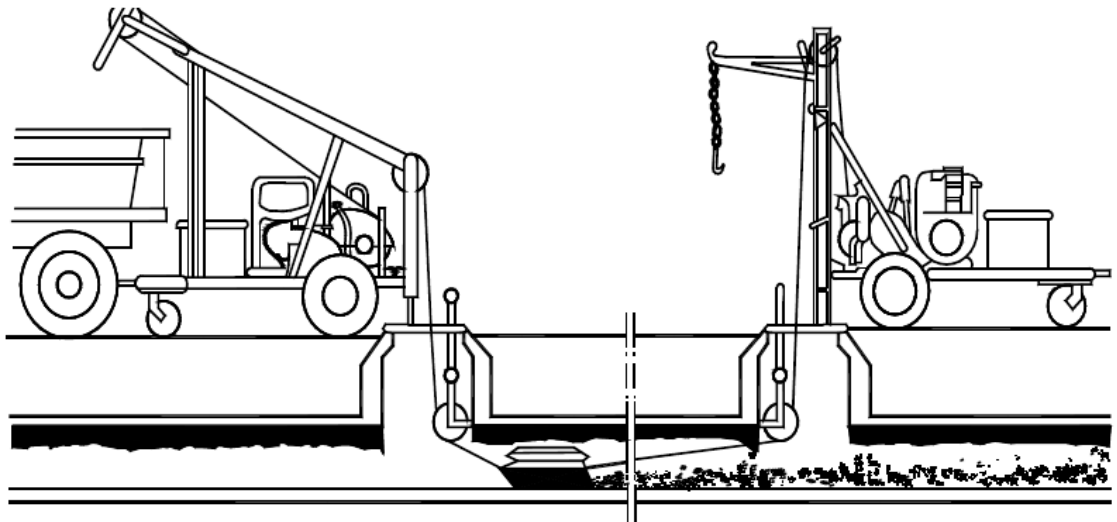
P R O Y E C T O

Emisor _____	
Colector _____	
Subcolector _____	
Atarjea _____	
Cabeza de atarjea _____	
Pozo de visita _____	
Estación de bombeo _____	
Línea a presión _____	
Elevación de terreno _____	14.60
Elevación de plantilla _____	13.40
Longitud-pendiente-díametro (m-miles.-cm) _____	120-2-30
Coladera de piso _____	
Coladera de banqueta _____	
Coladera longitudinal de banqueta _____	
Coladera transversal _____	

C O N S T R U C C I O N

	FUTURA	ACTUAL
Emisor _____		
Colector _____		
Subcolector _____		
Atarjea _____		
Estación de bombeo _____		
Coladera de piso _____		
Coladera de banqueta _____		
Coladera longitudinal de banqueta _____		
Coladera transversal _____		

Simbología convencional para proyectos de drenaje combinado.



Extracción de sedimentos de una tubería.



Obstrucción con basura de rejilla boca de tormenta.

GLOSARIO

Asentamientos Diferenciales: Son los movimientos o desplazamientos relativos de las diferentes partes de una estructura a causa de un asentamiento irregular de la misma, provocados por un desequilibrio de esfuerzos en el suelo.

Azolvar: Tapar u obstruir con lodo o basura un conducto o canal, de modo que impide el paso del agua.

Bajantes: Bajada de aguas de la parte superior de cualquier edificación por medio de tuberías, estas son generalmente de PVC.

Bufamiento: Efecto de recuperación de un terreno que se advierte por la expansión del mismo, al ser modificada la condición de carga o de humedad a la que originalmente se encontraba sujeto.

Cloaca: Alcantarilla.

Consolidación de suelos: Es el proceso de reducción de volumen de los suelos finos cohesivos (arcillas y limos plásticos), provocado por la actuación de solicitaciones (cargas) sobre su masa y que ocurre en el transcurso de un tiempo generalmente largo. Producen asentamientos, es decir, hundimientos verticales en las construcciones que pueden llegar a romper si se producen con gran amplitud.

Cuenca: Territorio rodeado de alturas. Territorio cuyas aguas afluyen a un mismo río, lago o mar. Extensión de terreno delimitada por el lugar geométrico de los puntos más altos del mismo (parteaguas), que define la zona de captación de las aguas pluviales.

Dislocamientos, Dislocar: Separar las cosas ensambladas. Cuando los tubos que componen la red de drenaje se salen de su posición entre sí a causa del movimiento por los asentamientos y la consolidación del suelo.

Denudación: Estado de la tierra privada de vegetación.

Rebosamiento: Derramarse un líquido por no haber en el recipiente o medio donde está contenido. Abundar en exceso.

Heterogeneidad: Composición de un todo de partes de distinta naturaleza.

REFERENCIAS

- BARRERA, Juan Manuel y JIMENEZ, Rebeca.
“Atizapán: lluvias dejan un deceso”. 31 de Agosto, 2011 [en línea]. *El Universal*
<<http://www.eluniversal.com.mx/ciudad/107786.html>> [Consulta: 11 de Septiembre, 2011]
- COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA.
Lineamientos técnicos para la elaboración de estudios y proyectos de agua potable y alcantarillado sanitario.
México, 1994.
- COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA.
Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento: Alcantarillado Pluvial [PDF]
<<http://www.conagua.gob.mx/CONAGUA07/Publicaciones/Publicaciones/Libros/01AlcantarilladoPluvial.pdf>> [Consulta: 11 de Marzo, 2012]
- COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA.
Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento: Alcantarillado Sanitario [PDF]
<<http://www.conagua.gob.mx/CONAGUA07/Publicaciones/Publicaciones/SGAPDS-29.pdf>> [Consulta: 11 de Marzo, 2012]
- COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA.
Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento: Obras accesorias para alcantarillado sanitario y pluvial [PDF]
<<http://www.conagua.gob.mx/CONAGUA07/Publicaciones/Publicaciones/Libros/34ObrasAccesoriasParaAlcantarilladoSanitarioyPluvial.pdf>> [Consulta: 11 de Marzo, 2012]
- COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA.
Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento: Selección e instalación de equipos de macromedición [PDF]
<<http://www.conagua.gob.mx/CONAGUA07/Publicaciones/Publicaciones/Libros/48SelecciónInstalaciónDeEquiposDeMacromedición.pdf>> [Consulta: 11 de Marzo, 2012]
- CUENCA, Alberto.
“100 años del gran canal del desagüe”. 27 de Marzo, 2000 [en línea]. *El Universal*
<http://www2.eluniversal.com.mx/pls/impreso/noticia.html?id_nota=8954&tabla=ciudad> [Consulta: 10 de Septiembre, 2011]

- FERNANDEZ, Emilio.
“Riñen gobiernos por inundación en Chalco”. 19 de Abril, 2011 [en línea]. *El Universal* <<http://www.eluniversal.com.mx/primera/36662.html>> [Consulta: 11 de Septiembre, 2011]
- GACETA OFICIAL DEL DISTRITO FEDERAL.
Normas técnicas complementarias para el diseño y ejecución de obras e instalaciones hidráulicas [PDF]
<<http://cgservicios.df.gob.mx/prontuario/vigente/747.pdf>> [Consulta: 4 de Abril, 2012]
- HILLEBOE, Herman.
Manual de tratamiento de aguas negras.
México: Limusa 2004.
- MONTES, Rafael y ROBLES Johana.
“DF, en alerta por lluvias atípicas”. 18 de Abril, 2011 [en línea]. *El Universal* <<http://www.eluniversal.com.mx/primera/36655.html>> [Consulta: 11 de Septiembre, 2011]
- SACM.
Actualización del cálculo de los gastos de aguas negras y pluviales del área Metropolitana de la Ciudad de México.
México, 1993.
- SACM.
Formulación de un Plan maestro para el manejo de las aguas combinadas y pluviales de la Ciudad de México que llegan al sistema de cauces del lago de Texcoco.
México, 1993.
- SACM, Departamento del D.F. y Secretaria de Obras y Servicios.
Manual de Hidráulica Urbana.
México, 1982.
- SANCHEZ, Araceli.
Proyecto de Sistemas de Alcantarillado.
Tesis a título de Ingeniería Civil.
IPN, México, 1995.
- STEEL, Ernest y MCGHEE, Terence.
Abastecimiento de agua y alcantarillado.
Barcelona: Gustavo Gili, 1981.