



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

INVESTIGACIÓN EXPERIMENTAL DE FLUJO TRANSITORIO
MIXTO DEBIDO AL LLENADO RÁPIDO DE UN SISTEMA
DE ALCANTARILLADO QUE CONTIENE AIRE ATRAPADO

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A

JOSÉ LUIS MATA ROMUALDO

DIRECTOR DE TESIS

DR. ÓSCAR POZOS ESTRADA

ENERO DE 2014





Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



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.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA
COMITÉ DE TITULACIÓN
FING/DICyG/SEAC/TIT/MB/12

Señor
JOSÉ LUIS MATA RIVUALDO
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor DR. OSCAR POZOS ESTRADA que aprobó este Comité para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"INVESTIGACIÓN EXPERIMENTAL DE FLUJO TRANSITORIO MIXTO DEBIDO AL LLENADO RÁPIDO DE UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO QUE CONTIENE AIRE ATRAPADO"

- I. INTRODUCCIÓN
- I. SISTEMA DE ALCANTARILLADO
- I. CAUCHO DE PRESIONES EN EL INTERIOR DE UN CONDUCTO CERRADO TRABAJANDO PRESURIZADO
- III. CASOS DE ESTUDIO DE FLUJO TRANSITORIO MIXTO EN SISTEMAS DE ALCANTARILLADO
- IV. FLUJO TRANSITORIO MIXTO EN SISTEMA DE ALCANTARILLADO
- V. INVESTIGACIÓN EXPERIMENTAL
- VI. CONCLUSIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones establece que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para el examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
Cd. Universitario a 27 de abril del 2012.
EL PRESIDENTE


M. I. JOSÉ LUIS TRIGOS JUÁREZ

JLTS/MT/12/gar.

Agradecimientos

A mi madre Ausencia Romualdo Montes:

Quien me ha dado su amor y su espacio y ha sido paciente todo este tiempo y no ha dejado de apoyarme un solo momento y quien ha sacrificado gran parte de su vida para educarme y formarme, nunca podre pagar todo lo que has hecho por mí y para mí. Gracias madre, a ti te dedico cada una de estas páginas de mi tesis. TE AMO MAMI.

A mis hermanas Maricela y Carmen:

Por ayudarme, apoyarme y quererme a lo largo de esta etapa de mi vida. Gracias, que sin ustedes, algunas veces hubiera ido a la universidad con el estomago vacío. LAS QUIERO

A mis amigos:

Quisiera nombrarlos a todos pero entre Preparatoria, Universidad, Instituto de Ingeniería y ahora Auditoria resultan ser muchos, todos ustedes han marcado mi vida de alguna forma. Gracias por formar parte de ella, seguramente seguiremos recorriéndola juntos. Gracias a ustedes que siempre estuvieron list@s para brindarme toda su ayuda. UN ABRAZO

A mis maestros:

Que en este andar por la vida, influyeron con sus lecciones y experiencias en formarme como una persona de bien y preparada para los retos que pone la vida, a todos y cada uno de ellos les doy las gracias. En especial a mi tutor Oscar Pozos Estrada, al maestro Darío Alfredo Hernández y sinodales. LOS ADMIRO

A la Facultad de Ingeniería

Por la formación profesional recibida a lo largo de todo este tiempo y permitirme conocer a grandes personalidades. MI SEGUNDA CASA

A la Universidad Nacional Autónoma de México

*Gracias!!!
José Luis Mata Romualdo*

INVESTIGACIÓN EXPERIMENTAL DE FLUJO TRANSITORIO MIXTO DEBIDO AL LLENADO RÁPIDO DE UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO QUE CONTIENE AIRE ATRAPADO

Alumno: José Luis Mata Romualdo
Director de tesis: Dr. Óscar Pozos Estrada

INTRODUCCIÓN

1. SISTEMA DE ALCANTARILLADO

- 1.1 Red de atarjeas
- 1.2 Colectores, interceptores y emisores
- 1.3 Componentes de un sistema de alcantarillado
- 1.4 Diseño hidráulico de un sistema de alcantarillado

2. CÁLCULO DE PRESIONES EN EL INTERIOR DE UN CONDUCTO CERRADO TRABAJANDO PRESURIZADO

- 2.1 Presiones en un conducto con flujo mixto
- 2.2 Distribuciones de presión en el interior de una tubería presurizada de sección circular
- 2.3 Resistencia a las sobrepresiones y depresiones de una tubería trabajando presurizada
- 2.4 Características de las cargas externas sobre los conductos enterrados

3. CASOS DE ESTUDIO DE FLUJO TRANSITORIO MIXTO EN SISTEMAS DE ALCANTARILLADO

- 3.1 Falla del sistema de alcantarillado de Edmonton, Canadá
- 3.2 Entrada en carga del túnel del drenaje pluvial de la ciudad de Minnesota, Estados Unidos

4. FLUJO TRANSITORIO MIXTO EN UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO

- 4.1 Problemas causados por aire atrapado en conductos
- 4.2 Causas por las cuales se introduce aire a los conductos
- 4.3 Efectos del aire atrapado en transitorios hidráulicos
- 4.4 Análisis teórico del fenómeno
- 4.5 Ecuaciones que gobiernan el fenómeno
- 4.6 Solución numérica

5. INVESTIGACIÓN EXPERIMENTAL

5.1 Dispositivo experimental

5.2 Instrumentación

5.3 Resultados

5.4 Experimentos cualitativos con tubos de concreto sin armado

6. CONCLUSIONES

Referencias

INTRODUCCIÓN

El flujo de agua en tuberías, tiene una inmensa significación práctica en ingeniería civil. El agua es conducida normalmente desde su fuente en tuberías de presión hasta la planta de tratamiento, luego sale al sistema de distribución y finalmente llega al consumidor. Las aguas superficiales provenientes de lluvias y aguas servidas, son conducidas por ductos cerrados, generalmente a gravedad a las plantas de tratamiento de aguas residuales, desde las cuales son descargadas al río o al mar.

Los desechos líquidos de un núcleo urbano, están constituidos, fundamentalmente, por las aguas de abastecimiento después de haber pasado por las diversas actividades de una población. Estos desechos líquidos se componen esencialmente de agua, más sólidos orgánicos e inorgánicos disueltos y en suspensión mismos que deben cumplir con la norma oficial mexicana NOM-002-SEMARNAT vigente, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales provenientes de la industria, actividades agroindustriales, de servicios y del tratamiento de aguas residuales a los sistemas de drenaje y alcantarillado urbano o municipal.

El funcionamiento adecuado de los sistemas de alcantarillado es esencial para el bienestar de la sociedad. Estos sistemas captan y conducen el agua residual hasta su disposición final. Debido a que las demandas se captan en lugares puntuales como los predios particulares, es conveniente que la distribución se realice a través de un conjunto de tubos o red de tuberías.

Un sistema de alcantarillado sanitario está integrado por todos o algunos de los siguientes elementos: atarjeas, colectores, interceptores, emisores, plantas de tratamiento, estaciones de bombeo, descarga final y obras accesorias.

El comportamiento hidráulico de una red se estudia a partir de las ecuaciones de continuidad y de conservación de energía. El dar solución a una red, implica determinar las cargas piezométricas, calcular los gastos y sentidos del flujo. Para estimar el valor de las incógnitas citadas es necesario resolver un sistema de ecuaciones tan grande como la cantidad de tuberías que compongan la red de estudio. Por esta razón se han empleado métodos numéricos de rápida convergencia, para dar soluciones a los sistemas de ecuaciones no lineales.

El encauzamiento de aguas residuales evidencia la importancia de aplicar lineamientos técnicos, que permitan elaborar proyectos de alcantarillado sanitario, eficientes, seguros, económicos y durables, considerando que deben ser auto limpiantes, auto-ventilantes e hidráulicamente herméticos a la exfiltración e infiltración.

En la actualidad, se busca que los montos de las inversiones para la construcción, operación y mantenimiento estén asociados a una solución que considere aspectos técnicos y económicos, conscientes que los recursos económicos son limitados.

Consecuencia del prolongado funcionamiento de una red, es común que en algunas zonas de la misma ya no cumplan los lineamientos de carga y gasto. La carga de presión disminuye, entre otras causas, por la pérdida de energía debida a la fricción en las paredes del área hidráulica, por esta razón, la pérdida de

presión se manifiesta gravemente cuando disminuye el diámetro interno de los tubos y la rugosidad aumenta por la acumulación de depósitos en las paredes.

Reconociendo la importancia del tratamiento de las aguas residuales para su reutilización, es indispensable contar con sistemas de alcantarillado pluvial y sanitario independientes que garanticen la operación adecuada de ambas redes y de las plantas de tratamiento.

La mayoría de los colectores e interceptores de una red de drenaje urbano son diseñados para operar en condiciones normales con flujo a superficie libre considerando eventos de precipitación bajos ($2 \leq Tr \leq 10$ años), en estos casos la capa de aire entre la superficie del agua y la cota del colector se encuentra a presión atmosférica, por lo que no afecta la dinámica del flujo de agua y no necesita ser considerado. Cuando la capacidad de uno o más interceptores es excedida por un evento de precipitación ($Tr > 10$ años) o por cambios bruscos en las condiciones de contorno (operación de compuertas, estaciones de bombeo, etc.), el tipo de flujo en los colectores puede cambiar de superficie libre a flujo en presión (flujo mixto).

Durante la transición de flujo en superficie libre a flujo en presión en interceptores sanitarios o pluviales puede quedar aire atrapado capaz de generar transitorios con picos de alta presión especialmente cuando ocurre la liberación de aire y que pueden ser importantes para el comportamiento hidráulico del colector y por lo tanto deben ser considerados en el análisis. Estos transitorios de presión son una de las principales causas de daños a la infraestructura, entre ellos la expulsión de tapas de los pozos de visita.

El aire atrapado en los colectores tiene repercusiones importantes sobre la dinámica del flujo de agua y principalmente presenta dos comportamientos, el primero es cuando el aire está mezclado con el agua y se suele modelar como flujo en dos fases. Las ecuaciones que describen el flujo en dos fases pueden ser simplificadas en gran medida cuando la cantidad de gas existente en el conducto es pequeña. En este caso la mezcla agua-aire puede ser tratada como un solo fluido equivalente, por lo tanto, las ecuaciones son las mismas que para un flujo en presión de una fase.

El segundo es cuando no existe una mezcla de agua-aire o ésta es de muy reducida, pero el aire existente puede formar bolsas por un lado entre dos frentes de onda en presión generadas por la dinámica del flujo mixto y la geometría del colector (por ejemplo discontinuidades existentes en la clave), y/o cuando el aire presente en la zona de flujo a superficie libre es transportado distancias importantes por el frente de onda del flujo a presión, debido a la coexistencia de una ventilación inadecuada y una velocidad de onda de presión importante. Ésta última situación es la tratada a lo largo de este trabajo.

El flujo mixto es el fenómeno de transición de flujo en superficie libre a flujo presurizado, que puede ocurrir en: colectores e interceptores, túneles, tuberías de obras de toma de instalaciones hidroeléctricas, etc. Este fenómeno puede ser inducido por un cambio brusco en las condiciones de contorno (variación de caudales de entrada, bloqueo o reducción de la capacidad de la tubería, sumersión de la salida de la tubería, operación de elementos de control, fallo de estaciones de bombeo, presencia de pozos de caída, inestabilidades de Helmholtz, geométrica y falta de aire).

Este trabajo de tesis se compone de seis capítulos. En el primero se explica la teoría de los sistemas de alcantarillado. En el segundo capítulo, se describe el comportamiento de la presión en conductos trabajando presurizados. En el capítulo tres, se presentan dos casos de estudio de flujo mixto en sistemas de alcantarillado los cuales tienen por objetivo mostrar los efectos causados por el llenado

rápido de una tubería con aire atrapado. En el capítulo cuatro se describen problemas y efectos del aire atrapado así como las causas por las cuales se introduce el mismo a los conductos, además de presentar el análisis teórico y ecuaciones que gobiernan el fenómeno así como una solución numérica. En el quinto capítulo se introduce el dispositivo experimental, el cual tiene por objetivo determinar las sobrepresiones, que puede experimentar una conducción de agua, además de presentar resultados y datos cualitativos en tubos de concreto sin armado. En el sexto capítulo, se desarrollan las conclusiones y comentarios relativos a los resultados obtenidos en este trabajo. Por último, se listan las referencias utilizadas.

1. SISTEMAS DE ALCANTARILLADO

Los sistemas de alcantarillado pueden ser de dos tipos: convencionales o no convencionales. Son sistemas con tuberías de grandes diámetros que permiten una gran flexibilidad en la operación del sistema, debida en muchos casos a la incertidumbre en los parámetros que definen el caudal: densidad poblacional y su estimación futura, mantenimiento inadecuado o nulo. Los sistemas de alcantarillado no convencionales surgen como una respuesta de saneamiento básico de poblaciones de bajos recursos económicos, son sistemas poco flexibles, que requieren de mayor definición y control en los parámetros de diseño, en especial del caudal, mantenimiento intensivo y, en gran medida, de la cultura en la comunidad que acepte y controle el sistema dentro de las limitaciones que estos pueden tener.

1.- Los sistemas convencionales de alcantarillado se clasifican en:

Alcantarillado separado: Es aquel en el cual se independiza la evacuación de aguas residuales y lluvia.

- a) Alcantarillado sanitario: Sistema diseñado para recolectar exclusivamente las aguas residuales domésticas e industriales.
- b) Alcantarillado pluvial: Sistema de evacuación de la escorrentía superficial producida por la precipitación.

Alcantarillado combinado: conduce simultáneamente las aguas residuales, domésticas e industriales, y las aguas de lluvia.

2.- Los sistemas de alcantarillado no convencionales se clasifican según el tipo de tecnología aplicada y en general se limita a la evacuación de las aguas residuales.

- a) Alcantarillado simplificado. Se diseña con los mismos lineamientos de un alcantarillado convencional, pero teniendo en cuenta la posibilidad de reducir diámetros y aumentar distancias entre pozos al disponer de mejores equipos de mantenimiento.
- b) Alcantarillado condominiales: Son los alcantarillados que recogen las aguas residuales de un pequeño grupo de viviendas, menor a una hectárea, y las conduce a un sistema de alcantarillado convencional.
- c) Alcantarillado sin arrastre de sólidos. Conocidos también como alcantarillados a presión, son sistemas en los cuales se eliminan los sólidos de los efluentes de la vivienda por medio de un tanque interceptor.

1.1 RED DE ATARJEAS

La red de atarjeas tiene por objeto recolectar y transportar las aportaciones de las descargas de aguas residuales domésticas, comerciales e industriales, hacia los colectores e interceptores.

La red está constituida por un conjunto de tuberías por las que son conducidas las aguas residuales captadas. El ingreso del agua a las tuberías es paulatino a lo largo de la red, acumulándose los caudales, lo que da lugar a ampliaciones sucesivas de la sección de los conductos en la medida en que se

incrementan los caudales. De esta manera se obtienen en el diseño las mayores secciones en los tramos finales de la red. No es admisible diseñar reducciones en los diámetros en el sentido del flujo cuando se mantiene la pendiente de la tubería, siendo caso contrario cuando la pendiente se incrementa, entonces podrá diseñarse un diámetro menor siempre cubriendo el gasto de diseño y los límites de velocidad.

La red se inicia con la descarga domiciliaria o albañal, a partir del paramento exterior de las edificaciones. El diámetro del albañal en la mayoría de los casos es de 15 cm, siendo éste el mínimo aceptable. La conexión entre albañal y atarjea debe ser hermética y la tubería de interconexión debe de tener una pendiente mínima del 1 %.

A continuación se tienen las atarjeas, localizadas generalmente al centro de las calles, las cuales van recolectando las aportaciones de los albañales. El diámetro mínimo que se utiliza en la red de atarjeas de un sistema de drenaje separado es de 20 cm, y su diseño, en general debe seguir la pendiente natural del terreno, siempre y cuando cumpla con los límites máximos y mínimos de velocidad y la condición mínima de tirante.

La estructura típica de liga entre dos tramos de la red es el pozo de visita, que permite el acceso para su inspección y maniobras de limpieza; también tiene la función de ventilación de la red para la eliminación de gases. Las uniones de la red de las tuberías con los pozos de visita deben ser herméticas.

Los pozos de visita deben localizarse en todos los cruceros, cambios de dirección, pendiente y diámetro y para dividir tramos que exceden la máxima longitud recomendada para las maniobras de limpieza y ventilación.

Con objeto de aprovechar al máximo la capacidad de los tubos, en el diseño de las atarjeas se debe dimensionar cada tramo con el diámetro mínimo, que cumpla las condiciones hidráulicas definidas por el proyecto.

Para realizar un análisis adecuado de la red de atarjeas, se requiere considerar, en forma simultánea, las posibles alternativas de trazo y funcionamiento de colectores, emisores y descarga final, como se describe en las secciones correspondientes.

Modelos de configuración de atarjeas y características técnicas

El trazo de atarjeas generalmente se realiza coincidiendo con el eje longitudinal de cada calle y de la ubicación de los frentes de los lotes. Los trazos más usuales se pueden agrupar en forma general de los siguientes tipos:

a) Trazo en bayoneta. Se denomina así al trazo que iniciando en una cabeza de atarjea tiene un desarrollo en zigzag o en escalera (Figura 1.1).

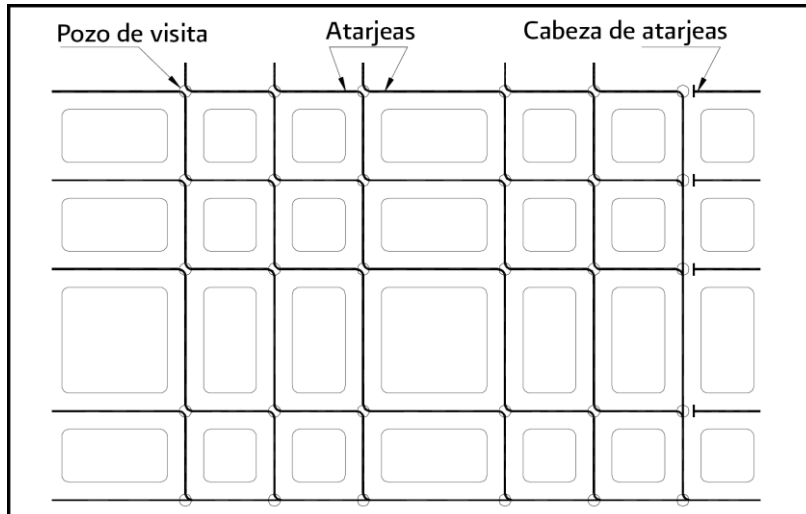


Figura 1.1 Trazo de la red de atarjeas en bayoneta (SGAPDS-29-10-16defeb2010)

Características técnicas

Reducir el número de cabezas de atarjeas y permitir un mayor desarrollo de las atarjeas, con lo que los conductos adquieren un régimen hidráulico establecido, logrando con ello aprovechar adecuadamente la capacidad de cada uno de los conductos.

Requiere de terrenos con pendientes suaves más o menos estables y definidas.

Para este tipo de trazo, en las plantillas de los pozos de visita, las medias cañas usadas para el cambio de dirección de las tuberías que confluyen, son independientes y con curvatura opuesta, no debiendo tener una diferencia mayor de 0.50 m entre las dos medias cañas.

b) Trazo de peine. Se forma cuando existen varias atarjeas con tendencia al paralelismo, empiezan su desarrollo en una cabeza de atarjea, descargando su contenido en una tubería común de mayor diámetro, perpendicular a ellas (Figura 1.2).

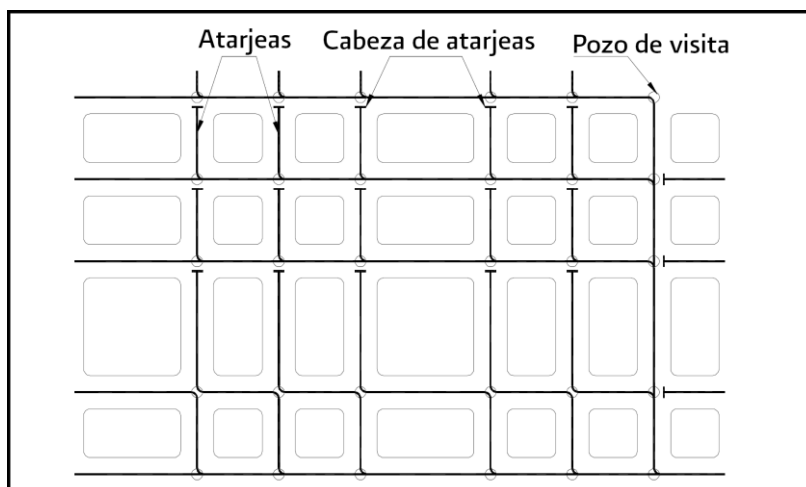


Figura 1.2 Trazo de la red de atarjeas en peine (SGAPDS-29-10-16defeb2010)

Características técnicas

Garantiza aportaciones rápidas y directas de las cabezas de atarjeas a la tubería común de cada peine, y de éstas a los colectores, propiciando rápidamente un régimen hidráulico establecido.

Tiene una amplia gama de valores para las pendientes de las cabezas de atarjeas, lo cual resulta útil en el diseño cuando la topografía es muy irregular.

Debido al corto desarrollo que generalmente tienen las atarjeas antes de descargar a un conducto mayor, en la mayoría de los casos aquellas trabajan por abajo de su capacidad, ocasionando que se desaproveche parte de dicha capacidad.

c) Trazo combinado. Corresponde a una combinación de los dos trazos anteriores y a trazos particulares obligados por los accidentes topográficos de la zona (Figura 1.3).



Figura 1.3 Trazo combinado en red de atarjeas (SGAPDS-29-10-16defeb2010)

Aunque cada tipo de trazo tiene características particulares respecto a su uso, el modelo de bayoneta tiene cierta ventaja sobre otros modelos, en lo que se refiere al aprovechamiento de la capacidad de las tuberías. Sin embargo, este no es el único punto que se considera en la elección del tipo trazo, pues depende fundamentalmente de las condiciones topográficas del sitio en estudio.

1.2. COLECTORES, INTERCEPTORES Y EMISORES

Colectores e interceptores. Son las tuberías que tienen aportación de las atarjeas de otros colectores (subcolectores) y terminan en un emisor, en la planta de tratamiento o en un sistema de reuso.

Por razones de economía, los colectores e interceptores deben ser en lo posible una réplica subterránea del drenaje superficial natural. Los colectores son los conductos de mayor tamaño en la red y representan la parte medular del sistema de alcantarillado. También se les llama interceptores, dependiendo de su acomodo en la red. Su función es reunir el agua recolectada por los subcolectores y llevarla hasta el punto de salida de la red e inicio del emisor.

Emisores. Son el conducto que recibe las aguas de uno o varios colectores o interceptores. No recibe ninguna aportación adicional (atarjeas o descargas domiciliarias) en su trayecto y su función es conducir las aguas residuales a la planta de tratamiento o a un sistema de reuso. También se le denomina emisor al conducto que lleva las aguas tratadas (efluente) de la planta de tratamiento al sitio de descarga.

El escurrimiento debe ser por gravedad, excepto en donde se requiere el bombeo para las siguientes condiciones:

- a) Elevar las aguas residuales de un conducto profundo a otro más superficial, cuando constructivamente no es económico continuar con las profundidades resultantes.
- b) Conducir las aguas residuales de una cuenca a otra.
- c) Entregar las aguas residuales a una planta de tratamiento o a una estructura determinada de acuerdo a condiciones específicas que así lo requieran.

Emisores a gravedad. Las aguas residuales de los emisores que trabajan a gravedad generalmente se conducen por ductos cerrados, o bien por estructuras diseñadas especialmente cuando las condiciones de proyecto (gasto, profundidad, etc.) lo ameritan.

Los canales a cielo abierto solo se pueden utilizar para transportar caudales de aguas residuales con un tratamiento primario, secundario o terciario, y deberán cumplir lo señalado en la NOM-003-SEMARNAT vigente.

En el caso de que el espejo del agua del cuerpo receptor tenga variaciones tales que su nivel máximo tienda a producir un remanso en el emisor, se debe revisar la longitud de influencia de éste para que no se vean afectadas las estructuras aguas arriba.

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.

En casos particulares, en los que exista en la localidad zonas sin drenaje natural, se puede utilizar un emisor a presión para transportar el agua residual del punto más bajo de esta zona, a zonas donde existan colectores que drenen por gravedad.

Modelos de configuración para colectores, interceptores y emisores

Para recolectar las aguas residuales de una localidad, se debe seguir un modelo de configuración para el trazo de los colectores, interceptores y emisores, el cual fundamentalmente depende de:

- ✓ La topografía predominante
- ✓ El trazo de las calles
- ✓ El o los sitios de vertido
- ✓ La disponibilidad de terreno para ubicar la planta o plantas de tratamiento.

En todos los casos deben de realizarse los análisis de alternativas que se requieran, tanto para definir los sitios y números de bombeos a proyectar, como el número de plantas de tratamiento y sitios de vertido, con objeto de asegurar el proyecto de la alternativa técnico-económica más adecuada, con lo cual se elaboran los planos generales y de alternativas.

A continuación se describen los modelos de configuración más usuales.

Modelo perpendicular. En el caso de una comunidad paralela a una corriente, con terreno con una suave pendiente hacia ésta, la mejor forma de coleccionar las aguas residuales se logra colocando tuberías perpendiculares a la corriente (Figura 1.4).

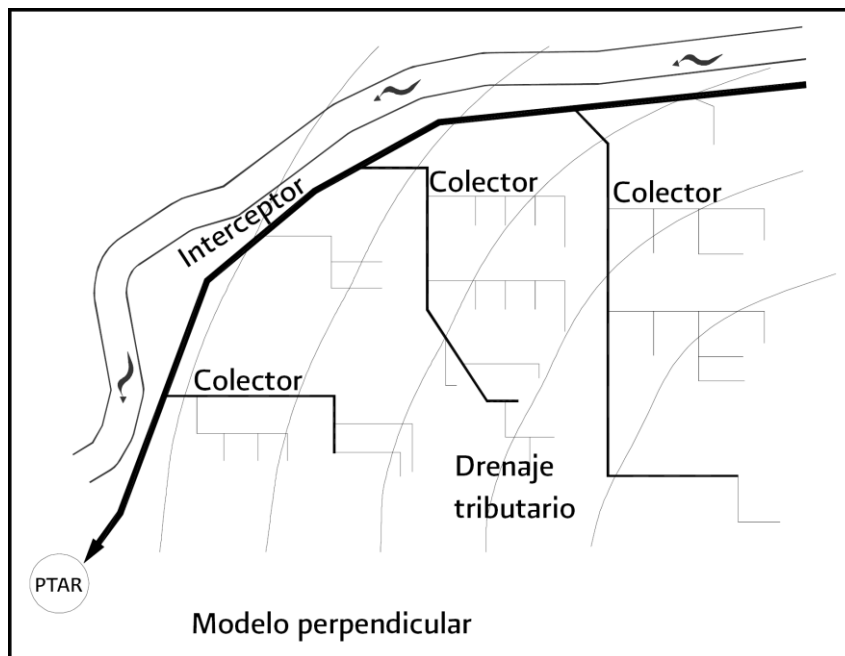


Figura 1.4 Modelo perpendicular (SGAPDS-29-10-16defeb2010)

Adicionalmente debe analizarse la conveniencia de conectar los colectores, con un interceptor paralelo a la corriente, para tener el menor número de descargas.

Modelo radial. En este modelo las aguas residuales fluyen hacia el exterior de la localidad, en forma radial a través de colectores (Figura 1.5).

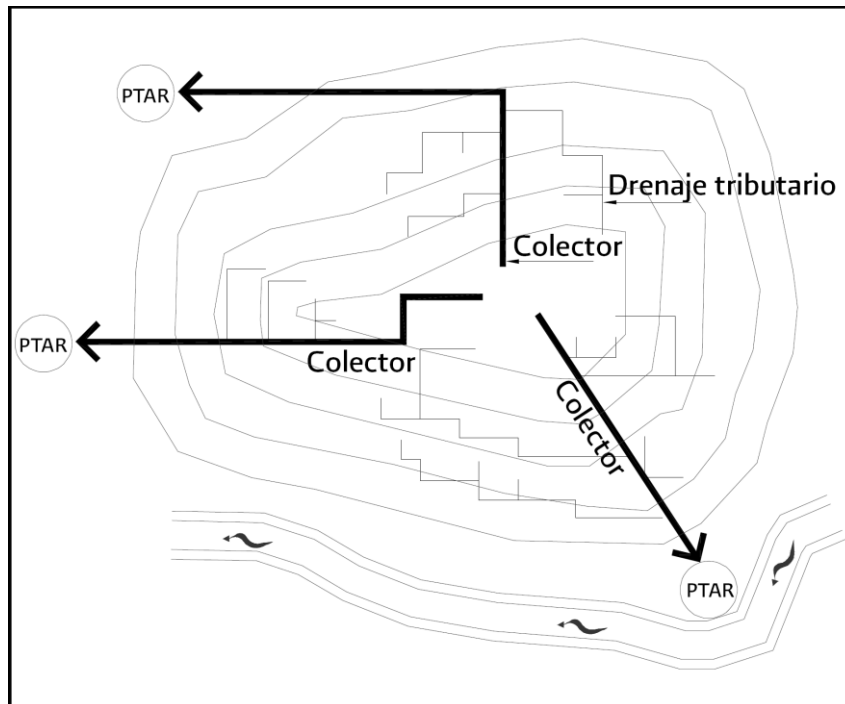


Figura 1.5 Modelo radial (SGAPDS-29-10-16defeb2010)

Modelo de interceptores. Este tipo de modelo se emplea para recolectar aguas residuales en zonas con curvas de nivel más o menos paralelas, sin grandes desniveles y cuyas tuberías principales (colectores) se conectan a una tubería mayor (interceptor) que es la encargada de transportar las aguas residuales hasta un emisor o una planta de tratamiento (Figura 1.6).

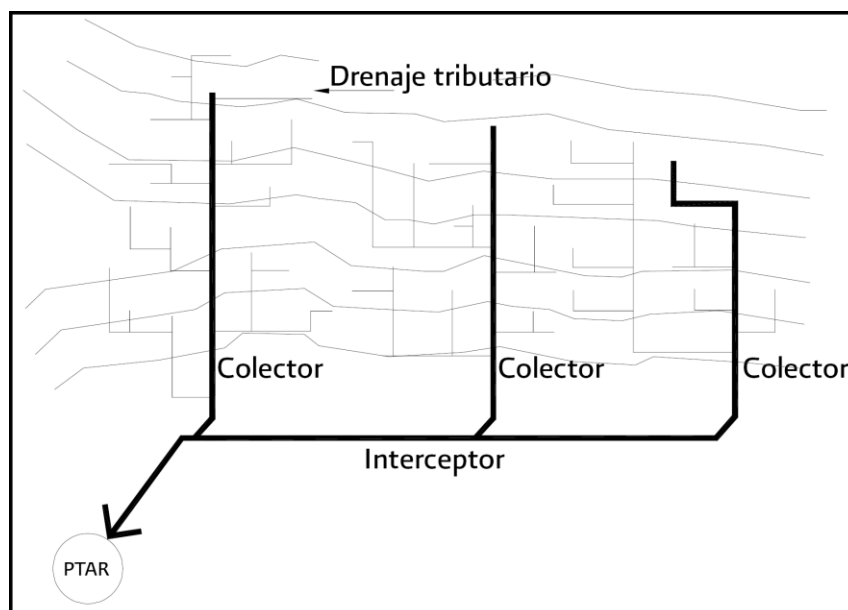


Figura 1.6 Modelo de interceptores (SGAPDS-29-10-16defeb2010)

Modelo de abanico. Cuando la localidad se encuentra ubicada en un valle, se pueden utilizar las líneas convergentes hacia una tubería principal (colector) localizada en el interior de la localidad, originando una sola tubería de descarga (Figura 1.7).

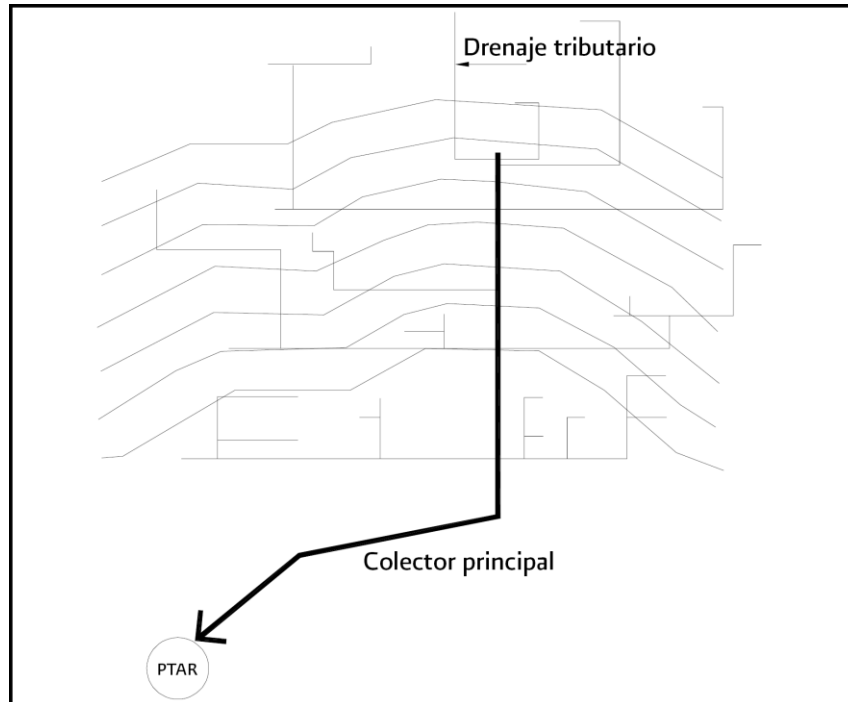


Figura 1.7 Modelo de abanico (SGAPDS-29-10-16defeb2010)

1.3. COMPONENTES DE UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO

Cualquier sistema de alcantarillado, sea sanitario, pluvias o combinado, consta de estructuras básicas y estructuras conexas. Aunque la disposición final de las aguas no es en sí una estructura, se considera una parte del sistema porque de su forma, ubicación y correcta localización depende la eficiencia de todo el sistema. Para cumplir cabalmente la función de las redes, no se deben causar daños y problemas, ya sea vertido inadecuado y contaminación por aguas negras o los riegos de las aguas pluviales.

Los componentes principales de un sistema de alcantarillado se agrupan según la función para la cual son empleados. Así, un sistema de alcantarillado sanitario, pluvial o combinado, se integra de varios elementos certificados, tales como tuberías, conexiones, anillos y obras accesorias: descargas domiciliarias, pozos de visita, estructuras de caída, sifones y cruzamientos especiales. Por otra parte, en los sistemas a presión se utilizan estaciones de bombeo para el desalojo de las aguas residuales.

La expectativa de vida útil de los elementos que conforman una red de alcantarillado sanitario debe ser de al menos 50 años.

Todos los elementos que conforman la red de alcantarillado sanitario y su instalación deben cumplir con la norma oficial mexicana NOM-001-CONAGUA-1995 Sistema de alcantarillado sanitario – Especificaciones de hermeticidad.

Tuberías. La tubería de alcantarillado se compone de tubos y conexiones acoplados mediante un sistema de unión hermético, el cual permite la conducción de las aguas residuales.

En la selección del material de la tubería de alcantarillado, intervienen diversas características tales como: resistencia mecánica, resistencia estructural del material, durabilidad, capacidad de conducción, características de los suelos y agua, economía, facilidad de manejo, colocación e instalación, flexibilidad en su diseño y facilidad de mantenimiento y reparación.

Las tuberías para alcantarillado sanitario se fabrican de diversos materiales, tales como:

- ✓ Acero
- ✓ Concreto simple (CS) y concreto reforzado (CR)
- ✓ Concreto reforzado con revestimiento interior (CRRi)
- ✓ Poliéster reforzado con fibra de vidrio (PRFV)
- ✓ Poli (cloruro de vinilo) (PVC) (pared sólida y estructurada)
- ✓ Fibrocemento (FC)
- ✓ Polietileno de alta densidad (PEAD) (Pared sólida corrugada y estructurada).

En los sistemas de alcantarillado sanitario a presión se pueden utilizar diversos tipos de tuberías para conducción de agua potable, siempre y cuando reúnan las características para conducir aguas residuales.

Obras accesorias. Comúnmente usadas para mantenimiento y operación del sistema de alcantarillado son:

- Descarga domiciliaria
- Pozos de visita
- Estructuras de caída
- Sifones invertidos
- Cruces elevados
- Cruces subterráneos con carreteras y vías de ferrocarril
- Cruces subterráneos con ríos, arroyos o canales.

A continuación se hace una descripción de sus características y funciones.

▪ **Descarga domiciliaria.** La descarga domiciliaria o “albañal exterior”, es una tubería que permite el desalojo de las aguas servidas, del registro domiciliar a la atarjea.

El diámetro del albañal en la mayoría de los casos es de 15 cm, siendo éste el mínimo recomendable, sin embargo, esta dimensión puede variar en función de las disposiciones de las autoridades locales. La conexión entre albañal y atarjea debe ser hermética y la tubería de interconexión debe de tener una pendiente mínima del 1 %. En caso de que el diámetro del albañal sea de 10 cm, se debe considerar una pendiente de 2 %.

Se debe garantizar que la conexión del albañal a la atarjea, sea hermética. Dependiendo del tipo de material de la atarjea o colector, se debe de seleccionar de preferencia el mismo material en la tubería de albañal y en las piezas especiales, así como el procedimiento de conexión correspondiente.

A continuación se mencionan los materiales usados en las diferentes conexiones domiciliarias.

- ✓ Concreto
- ✓ Fibrocemento
- ✓ Poli (cloruro de vinilo) (PVC)
- ✓ Polietileno de alta densidad
- ✓ Poliéster reforzado con fibra de vidrio (PRFV)

▪ **Pozos de visita.** Los pozos de visita son estructuras que permiten la inspección, ventilación y limpieza de la red de alcantarillado, se utilizan para la unión de dos o más tuberías y en todos los cambios de diámetro, dirección y pendiente, así como para las ampliaciones o reparaciones de las tuberías incidentes (de diferente material o tecnología).

Los pozos de visita pueden ser prefabricados o construidos en el sitio de la obra, los pozos construidos en la obra se clasifican en:

- a) Pozos de visita tipo común
- b) Pozos de visita tipo especial
- c) Pozos tipo caja
- d) Pozos tipo caja de deflexión
- e) Pozos tipo de caída libre
- f) Pozos con caída adosada
- g) Pozos con caída escalonada.

Los componentes esenciales de los pozos de visita pueden ser (Figura 1.8):

- ✓ Base, que incluye campanas de entrada de tubería, espigas de salida de tubería, medias cañas, y banqueteta;
- ✓ Cuerpo, el cual puede ser monolítico o contar con extensiones para alcanzar la profundidad deseada mediante escalones,
- ✓ Cono de acceso (concéntrico o excéntrico),
- ✓ Brocal
- ✓ Tapa.

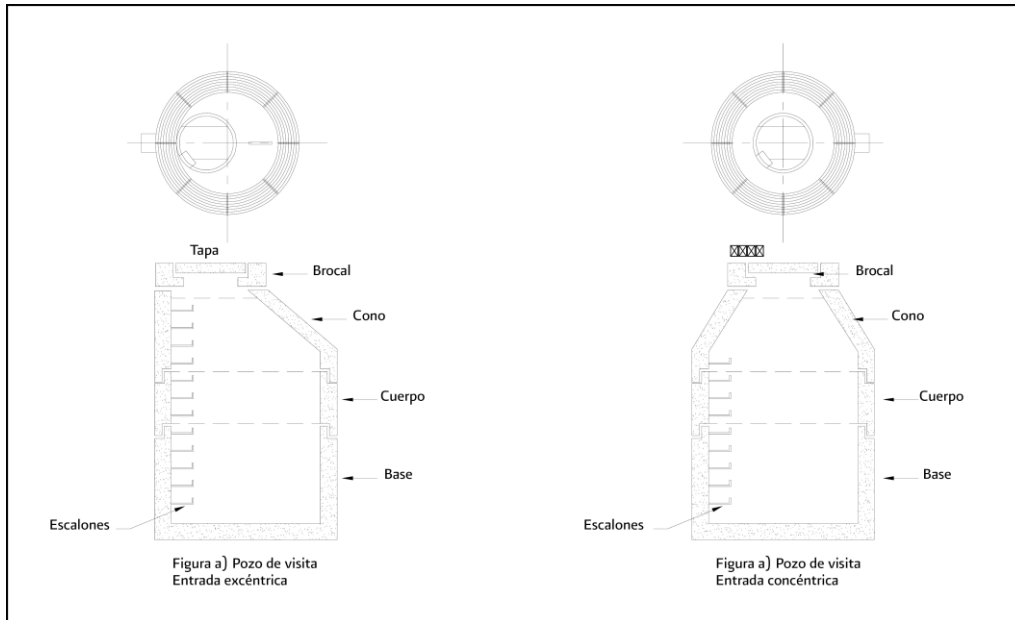


Figura 1.8 Componentes del Pozos de visita (SGAPDS-29-10-16defeb2010)

Pozos de visita prefabricados. Los materiales utilizados en la construcción de los pozos de visita prefabricados son varios, se encuentran los prefabricados de polietileno, concreto, poliéster reforzado con fibra de vidrio, concreto polimérico (polyconcreto), etc., sin embargo e independiente del material de fabricación de éstos, se debe asegurar la hermeticidad de la estructura y de las uniones con la tubería. Estos pozos se entregan en obra como una unidad completa o en secciones (para ser ensamblados en obra), pero deben quedar instalados como una sola unidad (por las características de los materiales con los que se fabrican los pozos prefabricados, se asegura una fácil maniobra e instalación).

Los pozos de visita prefabricados (fabricados) de concreto deben cumplir las especificaciones establecidas en la norma mexicana NMX-C-413-ONNCCE y los pozos de visita prefabricados de cualquier otro material deben de cumplir las especificaciones establecidas en un documento normativo, conforme lo establecido en la Ley Federal sobre Metrología y Normalización (Figura 1.9 y 1.10).

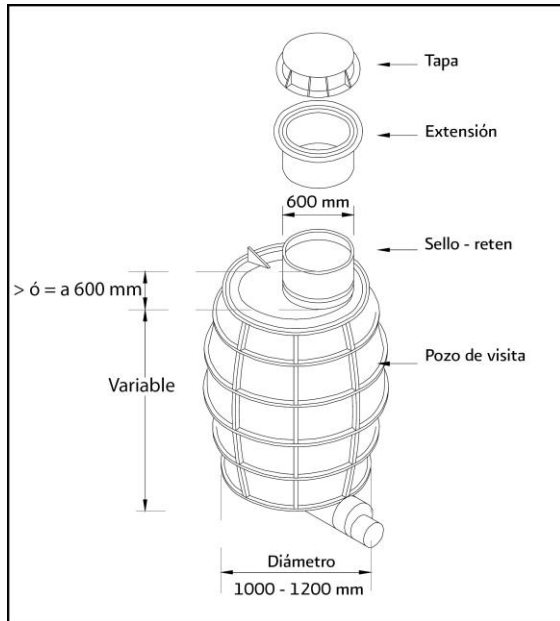


Figura 1.9 Ensamble de un pozo de visita monolítico (SGAPDS-29-10-16defeb2010)

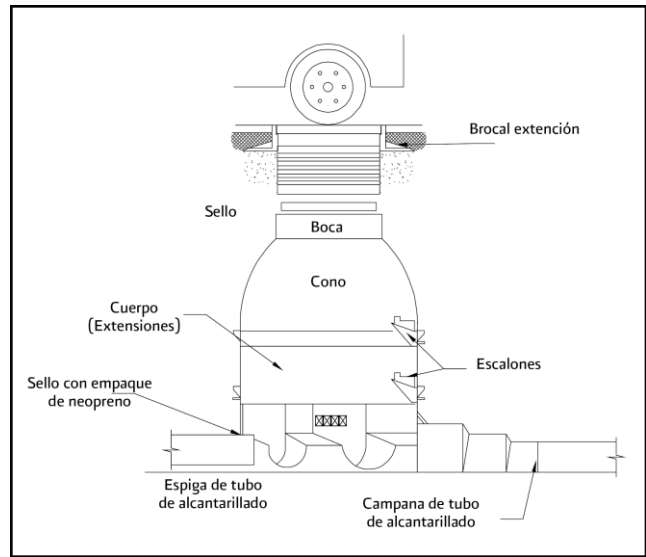


Figura 1.10 Ensamble de un pozo de visita con extensiones (SGAPDS-29-10-16defeb2010)

Pozos construidos en sitio. Los pozos que se construyen en el lugar de la obra, comúnmente utilizan tabique, concreto reforzado o mampostería de piedra. Cuando se usa tabique de concreto o ladrillo, el espesor mínimo debe ser de 28 cm a cualquier profundidad. La base de los pozos de visita hechos en obra debe ser de concreto monolítico ($f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$), con espesor mínimo de 15 cm hasta una altura mínima a 50 cm sobre el lomo de los tubos incidentes, armado con acero de refuerzo. Este tipo de pozos de visita se deben aplanar y pulir exterior e interiormente con mezcla cemento-arena mezclada con aditivos epóxicos que garantizan la estanqueidad y así garantizar la hermeticidad de los agentes externos. El cemento utilizado debe ser resistente a sulfatos (Tipo CP030 RSBRA); el espesor del aplanado debe ser como mínimo de 1 cm.

Además, se debe de garantizar la hermeticidad de la conexión del pozo con la tubería, empleando accesorios como mangas de poliuretano rígido, mangas de neopreno etc. u otros que aseguren la hermeticidad a largo plazo al reducir los esfuerzos cortantes ante la presencia de asentamientos diferenciales y movimientos producidos por las cargas vivas, sismos o cualquier otro fenómeno vibratorio, así como facilitar el reemplazo de tuberías unidas al pozo utilizando anillos de hule (Figura 1.11).

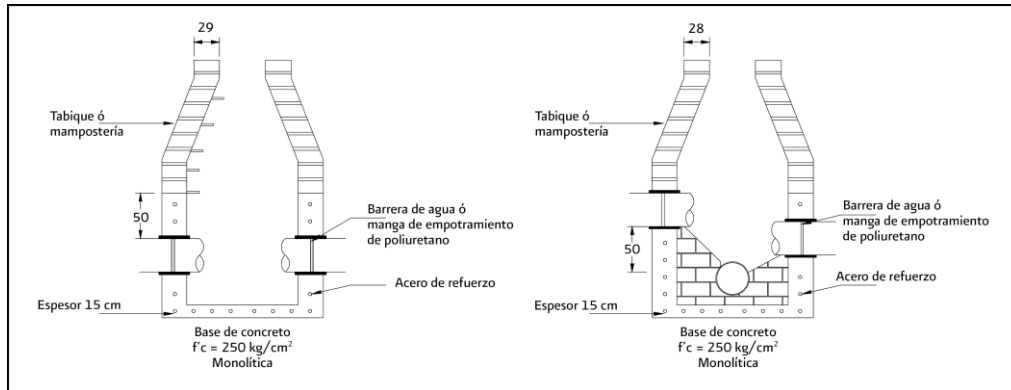


Figura 1.11 Pozos de visita construidos en sitio (SGAPDS-29-10-16defeb2010)

Descripción de los pozos de visita

a) Pozos comunes. Los pozos de visita comunes están formados por una chimenea de forma cilíndrica en la parte inferior y troncocónica en la parte superior, y son utilizados hasta 800 mm. (Figura 1.12)

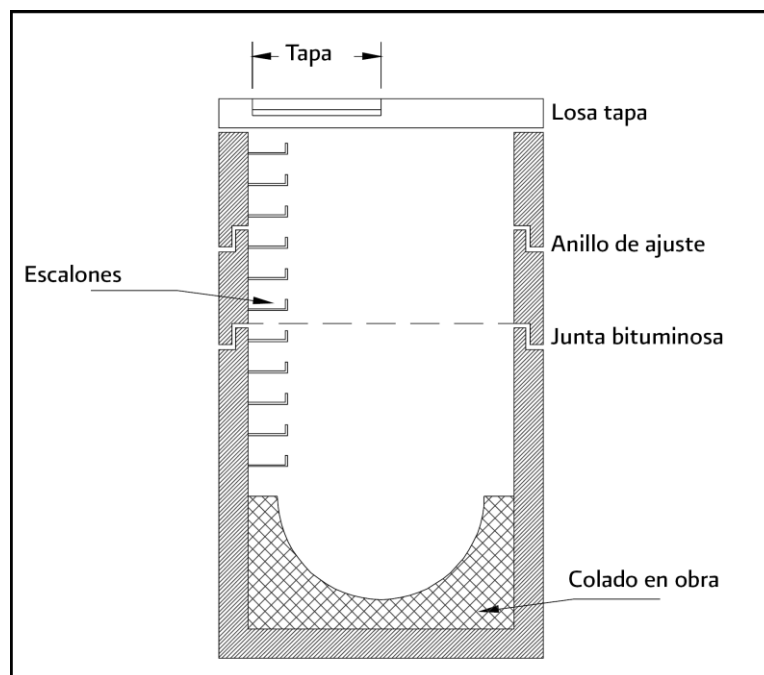


Figura 1.12 Pozo de visita común (SGAPDS-29-10-16defeb2010)

Todos los pozos comunes deben asentarse sobre una plantilla de material base compactada a 95% proctor con espesor mínimo de 10 cm. En terrenos suaves esta plantilla se construye de concreto armado. En cualquier caso, la media caña y las banquetas del pozo pueden ser aplanadas con mortero o con el mismo material del pozo. El acceso a la superficie se protege con un brocal con tapa de hierro fundido, concreto, polietileno u otros materiales de acuerdo a la carga exterior de la vialidad; estas tapas deben ser con respiraderos, con lo cual se permita la ventilación del pozo y la salida de gases.

La media caña de los pozos de visita comunes debe formar un conducto que continúe el flujo de las tuberías incidentes y cuyos lados formen las banquetas donde se pararán las personas que entren a los pozos. Opcionalmente y en función del tamaño del pozo de visita, pueden incorporarse escalones de material no corrosible, acero o de hierro fundido plastificados empotrados en las paredes del pozo, que permitan el descenso y ascenso seguro del personal encargado de la operación y mantenimiento del sistema de alcantarillado.

Los pozos de visita comunes tienen un diámetro interior de 1.00 m, se utilizan para unir tuberías de hasta 0.76 m de diámetro, con entronques de hasta 0.45 m de diámetro y permiten una deflexión máxima en la tubería de 90 °.

b) Pozos especiales. Este tipo de pozos son de forma similar a los pozos de visita comunes, excepto que la base es de diámetro mayor para albergar tuberías incidentes mayores a 0.76 m de diámetro, estos pozos se pueden reducir una vez pasando la parte superior de los tubos incidentes para terminar como los pozos comunes.

Existen dos tipos de pozos especiales:

1. Tipo 1. De 1,50 m de diámetro interior, se utiliza con tuberías incidentes mayores de 0.76 m y hasta 1.07 m de diámetro nominal, y de 1.80 m de diámetro interior, se utilizan para tuberías incidentes con diámetros para 1.22 m con entronques a 90 ° de tuberías de hasta 0.3 m y permite una deflexión máxima en la tubería de 45 °.

2. Tipo 2. De 2.0 m de diámetro interior, se usa con tuberías incidentes de diámetros mayores de 1.50 m con entronques a 90 ° de tuberías de hasta 0.3 m y permite una deflexión máxima en la tubería de 45 °.

c) Pozos caja. Están formados por el conjunto de una caja y una chimenea similar a la de los pozos comunes y especiales, la cual al nivel de la superficie, termina con un brocal con tapa. Su sección transversal horizontal tiene forma rectangular o de un polígono regular. Generalmente a los pozos cuya sección horizontal es rectangular, se les llama simplemente pozos caja unión. Estos pozos no permiten deflexiones en las tuberías. Sus uniones de tubería se dan a 180 ° (en línea recta), (Figura 1.13).

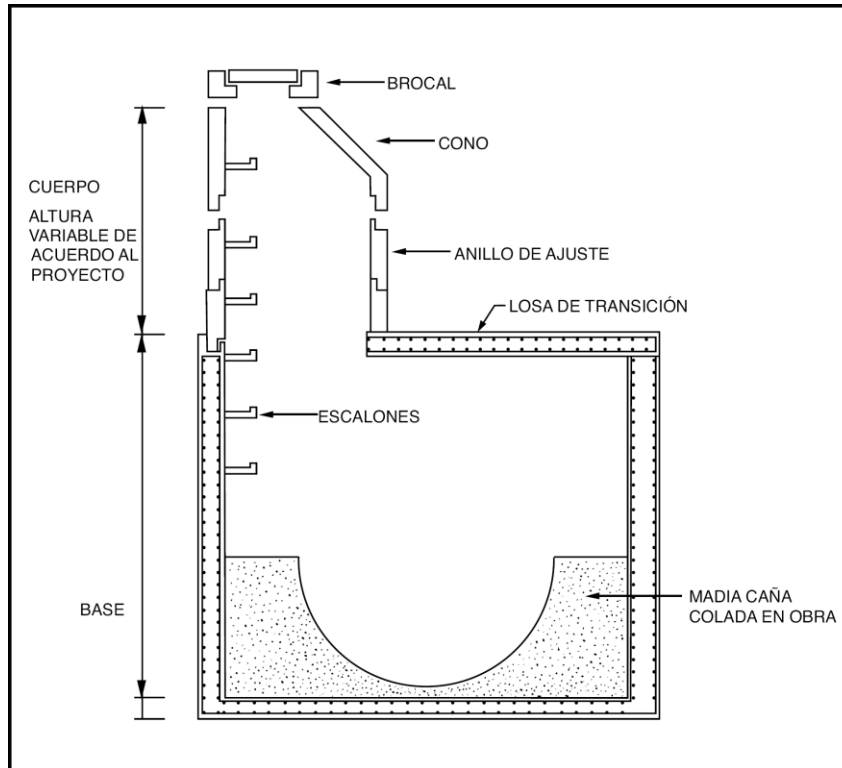


Figura 1.13 Pozo de visita tipo caja (SGAPDS-29-10-16defeb2010)

d) Pozos tipo caja de deflexión. Se les denomina así a los pozos caja de sección horizontal en forma de polígono irregular y generalmente son colados en sitio. Estos pozos permiten deflexiones en las tuberías. Existen tres tipos de pozos caja deflexión.

e) Pozo tangencial. Están formados por un tubo (Tee tangencial) de diámetro igual al diámetro principal de la línea de drenaje y el diámetro de acceso son utilizados con tuberías de diámetro desde 90 cm hasta 305 cm, sus estructuras pueden tener una altura desde 1 m hasta la altura requerida por el proyecto.

- **Estructuras de caída.** Por razones de carácter topográfico o por tenerse elevaciones obligadas para las plantillas de algunas tuberías, suele presentarse la necesidad de construir estructuras que permitan efectuar en su interior los cambios bruscos de nivel.

Las estructuras de caída que se utilizan son:

- ✓ Caídas libres
- ✓ Pozos con caída adosada
- ✓ Pozos con caída
- ✓ Estructuras de caída escalonada.

En la Tabla 1.1 se indica que tipo de caída debe construirse dependiendo del diámetro de la tubería y cuál es la altura máxima que debe tener dicha caída.

Tabla 1.1. Tipos de estructuras de caída.

TIPO DE CAIDA	DIAMETROS (cm)	ALTURA DE LA CAIDA (cm)
Libre en pozo común, especial 1 o especial 2.	Diámetro de entrada 20 a 25	50
Caída adosada a pozos común, especial 1 o especial 2	Diámetro de entrada de 20 a 25	200
Libre en pozo común o especial 1	Diámetro de entrada y salida 30 a 76	Un diámetro (el mayor)
Pozo con caída	Diámetro de entrada de 30 a 76	300
Estructura de caída escalonada	Diámetro de entrada y salida mayor de 76	250

- **Sifones invertidos.** La topografía local puede exigir la ejecución de obras especiales dada la necesidad de superar obstáculos como, quebradas, ríos, canalizaciones de aguas pluviales, aductoras, cruce de túneles subterráneos (metros), 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.

Los principales tipos de sifones son:

a) Ramas oblicuas

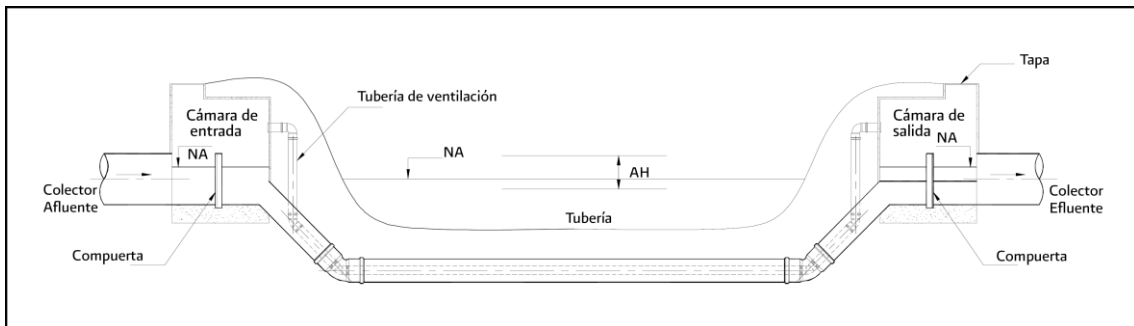


Figura 1.14 Sifón de ramas oblicuas (SGAPDS-29-10-16defeb2010)

b) Pozo vertical

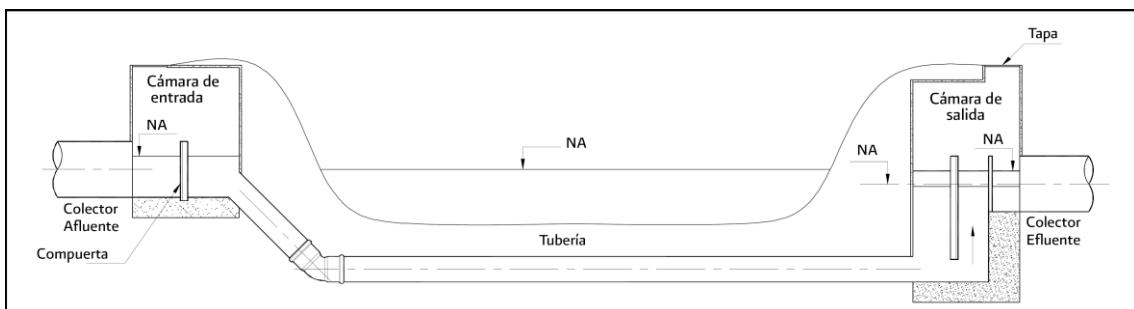


Figura 1.15 Sifón con pozo vertical (SGAPDS-29-10-16defeb2010)

c) Ramas verticales

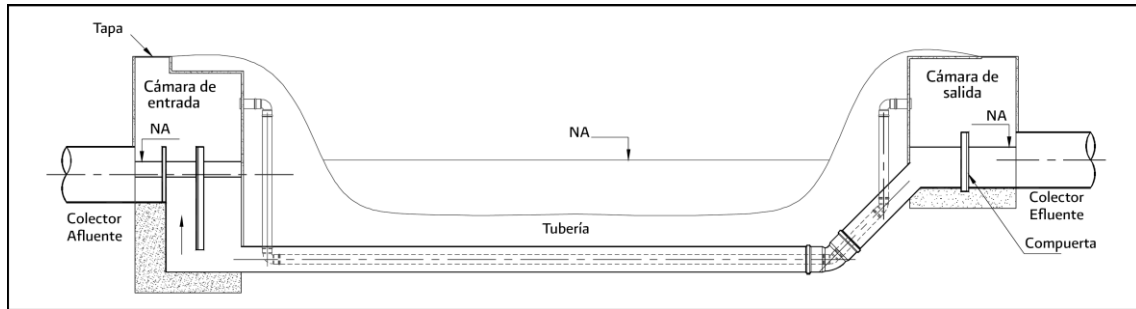


Figura 1.16 Sifón con ramales verticales (SGAPDS-29-10-16defeb2010)

d) Con cámara de limpieza

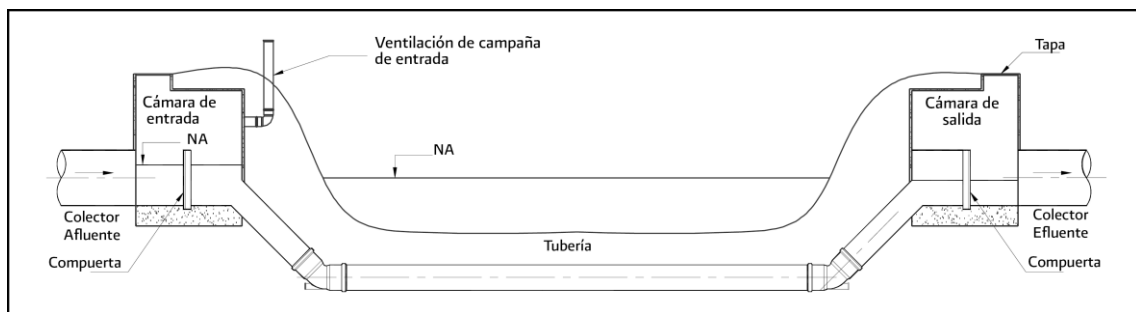


Figura 1.17 Sifón con cámara de limpieza (SGAPDS-29-10-16defeb2010)

- **Cruces elevados.** Cuando por necesidad del trazo, se tiene que cruzar una depresión profunda como es el caso de algunas cañadas o barrancas de poca longitud, generalmente se logra por medio de una estructura que soporte la tubería. La tubería puede ser de acero o polietileno, la estructura por construir puede ser un puente ligero de acero, de concreto o de madera, según el caso.

La tubería para el paso por un puente vial, ferroviario o peatonal, debe ser de acero y estar suspendida del piso del puente por medio de soportes que eviten la transmisión de las vibraciones a la tubería, la que debe colocarse en un sitio que permita su protección y su fácil inspección o reparación. A la entrada y a la salida del puente se deben construir cajas de inspección o pozos de visita.

- **Cruces subterráneos con carreteras y vías de ferrocarril.** Para este tipo de cruces, la práctica común es usar tubería de concreto o tubería de acero con un revestimiento de concreto. En algunos casos el revestimiento se coloca únicamente para proteger a la tubería de acero del medio que la rodea; en otros casos, se presenta la solución en que la tubería de acero es solo una camisa de espesor mínimo y la carga exterior la absorbe el revestimiento de concreto reforzado, en forma de conducto rectangular.

En cruces ferroviarios, una solución factible cuando el diámetro de la tubería de alcantarillado es menor o igual a 30 cm, es introducir la tubería dentro de una camisa formada por un tubo de acero hincado previamente en el terreno, el cual se diseña para absorber las cargas exteriores.

- **Cruces subterráneos con ríos, arroyos o canales.** Se debe de tener especial cuidado en desplantar el cruzamiento a una profundidad tal que la erosión de la corriente no afecte a la estabilidad de éste. Este tipo de cruzamiento subterráneo se recomienda hacerlo con tubería de acero, revestida de concreto simple o reforzado según lo marque el diseño correspondiente. La tubería debe ser debidamente anclada por medio de atraques de concreto, para impedir su deslizamiento por socavación del fondo del río o arroyo.

Estaciones de bombeo. Son instalaciones integradas por infraestructura civil y electromecánica, destinadas a transferir volúmenes de aguas residuales crudas o tratadas de un determinado punto a otro ubicado a mayor elevación, para satisfacer ciertas necesidades.

Las instalaciones civiles y electromecánicas básicas de una estación típica de bombeo son las siguientes:

- Cárcamo de bombeo
- Subestación eléctrica
- Controles bomba–motor
- Controles eléctricos
- Arreglo de la descarga (fontanería)
- Equipo de maniobras
- Patio de maniobras.

- **Cárcamo de bombeo.** Es una estructura en donde descarga el colector, interceptor o emisor de aguas residuales crudas o tratadas y donde se instalan los equipos electromecánicos para elevar el agua al nivel deseado.

Las partes constitutivas de los cárcamos de bombeo son las siguientes:

- ✓ Canal o tubo de llegada
- ✓ Transición de llegada
- ✓ Zona de control y cribado
- ✓ Pantalla
- ✓ Rejillas primarias
- ✓ Desarenadores y bombas de lodos
- ✓ Rejillas secundarias
- ✓ Cámara de bombeo.

- **Subestación eléctrica.** Es un conjunto de elementos o dispositivos que permiten cambiar las características de energía eléctrica (voltaje, corriente, frecuencia, etc.); tipo corriente alterna a corriente continua, o bien conservarlas dentro de ciertas características. Los elementos que constituyen una subestación se clasifican en elementos principales y secundarios.

Elementos principales:

- ✓ Transformador
- ✓ Interruptor
- ✓ Cuchilla
- ✓ Apartarrayos
- ✓ Aisladores

- ✓ Capacitores
- ✓ Tableros
- ✓ Transformadores de instrumentos
- ✓ Red de tierras.

Elementos secundarios:

- ✓ Cables de potencia
- ✓ Cables de control
- ✓ Alumbrado
- ✓ Estructura y herrajes
- ✓ Equipo contra incendio.

▪ **Equipo de bombeo.** El equipo de bombeo es el elemento encargado de transferir el agua desde el cárcamo de bombeo, hasta el lugar donde se requiera.

Los equipos de bombeo que comúnmente se utilizan para el manejo de aguas son los siguientes:

- ✓ Bombas de flujo mixto
- ✓ Bombas de flujo axial
- ✓ Bombas inatascables, verticales y sumergibles.

1.4. DISEÑO HIDRÁULICO DE UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO

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. 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, se emplearán las pendientes de diseño mínimas, que cumplan con las condiciones de tirante mínimo y máximo dentro de una tubería, así como las de velocidades máximas y mínimas en la conducción del flujo.

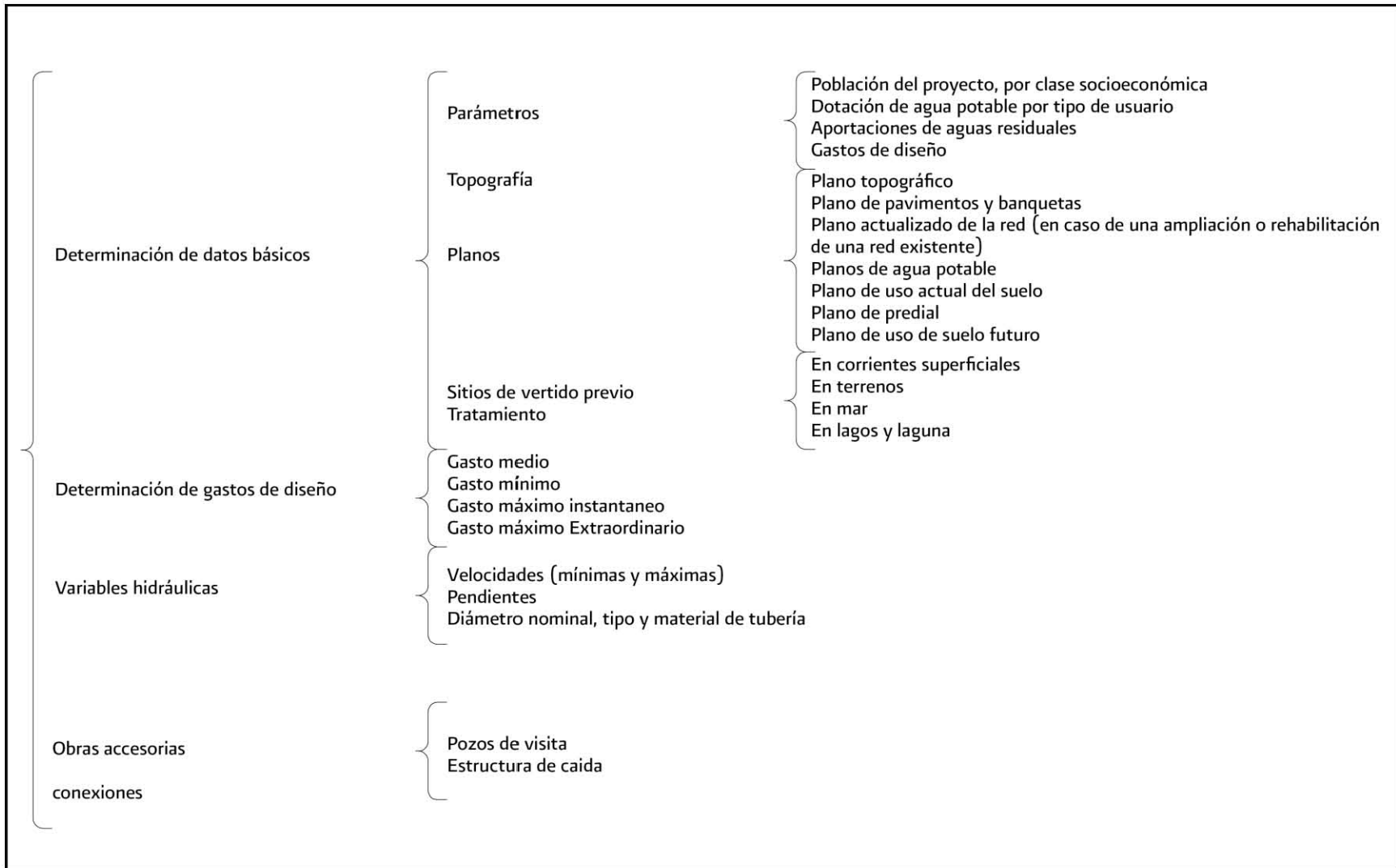


Figura 1.18 Variables requeridas para el cálculo hidráulico (SGAPDS-29-10-16defeb2010)

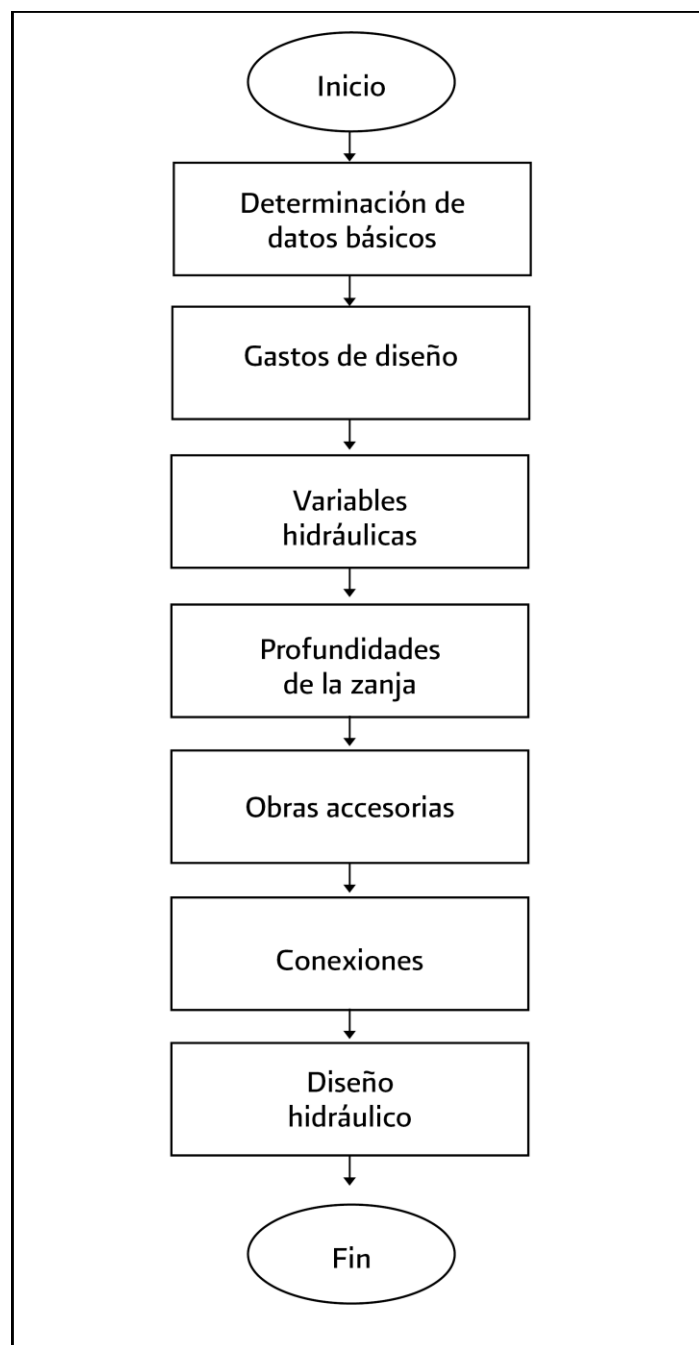


Figura 1.19 Diagrama de flujo para el cálculo hidráulico (SGAPDS-29-10-16defeb2010)

PLANOS

Planos topográficos. Plano topográfico actualizado, 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.

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 ubiquemos la tubería, clasificación del tipo de terreno a excavar de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos conforme a sondeos verticales estándar mismos que deberán ser localizados en planos.

Plano actualizado de la red. 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 las áreas que ocuparán en el futuro las diferentes zonas habitacionales con sus nuevas densidades de población, las zonas comerciales, las zonas industriales, las zonas públicas y las áreas verdes.

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.

Gastos de diseño. Para el cálculo de los gastos de diseño en las redes de alcantarillado se establece el criterio de valorar el gasto de dotación de drenaje sanitario como un porcentaje del gasto de consumo de agua potable.

Para los fraccionamientos industriales y comerciales, el desarrollador deberá de analizar el porcentaje de la dotación que se verterá al drenaje sanitario, considerando que parte del agua de consumo debe de emplearse en el reuso 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:

$$Q_{\text{med}} = \frac{A_p \cdot P}{86400} \quad (1.1)$$

Donde:

- Q_{med} es el gasto medio de aguas residuales en l/s
- A_p 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:

$$Q_{\text{med}} = \frac{A_p \cdot A}{86400} \quad (1.2)$$

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
- 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.

$$Q_{\min} = 0.5Q_{\text{med}} \quad (1.3)$$

El gasto mínimo corresponde a la descarga de un excusado de 6 litros, dando un gasto de 1.0 l/seg. Este será el gasto mínimo al inicio de una atarjea.

En la Tabla 1.2, se muestran para las diferentes tuberías que existen en el mercado, valores del gasto mínimo que deben ser usados en el diseño de atarjeas. Se observa, que el límite inferior es de 1.0 l/s, lo que significa que en los tramos iniciales de las redes de alcantarillado, cuando resulten valores de gasto mínimo menores a 1.0 l/s, se deben usar éste valor en el diseño.

Tabla 1.2 Gasto mínimo de aguas residuales con inodoros de 6 litros para distintos diámetros			
Diámetro (cm)	Numero de descargas simultáneas	Aportación por descarga (l/s)	Gasto mínimo (l/s)
10 - 25	1	1.0	1
30 - 40	2	1.0	2
45 - 46	3	1.0	3
50 - 55	4	1.0	4
60 - 63	5	1.0	5
65	6	1.0	6
70	7	1.0	7
75 - 76	8	1.0	8
80	9	1.0	9
85	10	1.0	10
90 - 91	12	1.0	12
100	15	1.0	15
107 - 110	17	1.0	17
120 - 122	23	1.0	23
130	25	1.0	25
140	28	1.0	28
150 - 152	30	1.0	30
160	32	1.0	32
170	35	1.0	35
180 - 183	38	1.0	38
190	41	1.0	41
200	44	1.0	44
213	47	1.0	47
244	57	1.0	57
305	74	1.0	74

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.

$$Q_{\text{max.inst.}} = M \cdot Q_{\text{med}} \quad (1.4)$$

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

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P}} \quad (1.5)$$

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 1000 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 esta 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 esta 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:

$$Q_{\text{max.ext.}} = C_s \cdot Q_{\text{max.inst.}} \quad (1.6)$$

Donde:

- C_s es el coeficiente de seguridad adoptado
- $Q_{\text{max.inst.}}$ es el gasto máximo instantáneo.

En el caso de aportaciones normales el coeficiente C_s será de 1.0; para condiciones diferentes, éste C_s puede definirse mayor a 1 y como máximo 1.5 bajo aprobación de la autoridad local del agua y dependiendo de las condiciones particulares de la localidad.

VARIABLES HIDRÁULICAS

Velocidad mínima. La velocidad mínima se considera aquella con la cual no se permite depósito de sólidos en las atarjeas que provoquen azolves y taponamientos. La velocidad mínima permisible es de 0.3 m/s, para el gasto mínimo de 1 l/s, considerando el gasto mínimo y para comportamiento a tubo lleno mediante el gasto máximo extraordinario de 0.6 m/s. Adicionalmente, debe asegurarse que el tirante calculado bajo éstas condiciones, tenga un valor mínimo de 1.0 cm, en casos de pendientes fuertes y de 1.5 cm en casos normales.

Velocidad máxima. La velocidad máxima es el límite superior de diseño, con el cual se trata de evitar la erosión de las paredes de las tuberías y estructuras de drenaje sanitario. La velocidad máxima permisible para los diferentes tipos de material se muestra en la tabla 1.3. Para su revisión se utiliza el gasto máximo extraordinario.

Material	Velocidad (m/s)	
	Máxima	Mínima
Acero (sin revestimiento, revestido y galvanizado)	3	0.3
Concreto reforzado	5	
Concreto simple		
Fibrocemento		
Polietileno de alta densidad (PEAD)		
Poli (cloruro de vinilo) (PVC)	3	
Poliéster reforzado con fibra de vidrio (PRFV)		

Pendientes. El objeto de limitar los valores de pendientes es evitar, hasta donde sea posible, el azolve y la erosión de las tuberías.

Para el caso de pendientes pronunciadas, donde no se pueda seguir la pendiente del terreno, será necesario hacer escalonamiento en el perfil de la línea de drenaje, utilizando para este caso tuberías que no sean afectadas por el sulfuro de hidrógeno que se produce en las caídas libres.

Las pendientes deberán seguir hasta donde sea posible el perfil del terreno, con objeto de tener excavaciones mínimas, pero tomando en cuenta las restricciones de velocidad y de tirantes mínimos del apartado anterior y la ubicación y topografía de los lotes a los que se darán servicio.

En casos especiales donde la pendiente del terreno sea muy fuerte, es conveniente considerar en el diseño tuberías que permitan velocidades altas, y se debe hacer un estudio técnico económico de tal forma que se pueda tener sólo en casos extraordinarios y en tramos cortos velocidades de hasta 8 m/s.

En la Figura 1.20 aparecen las pendientes mínimas recomendadas para los diferentes tipos de tuberías. Estas pendientes podrán modificarse en casos especiales previo análisis particular y justificación en cada caso.

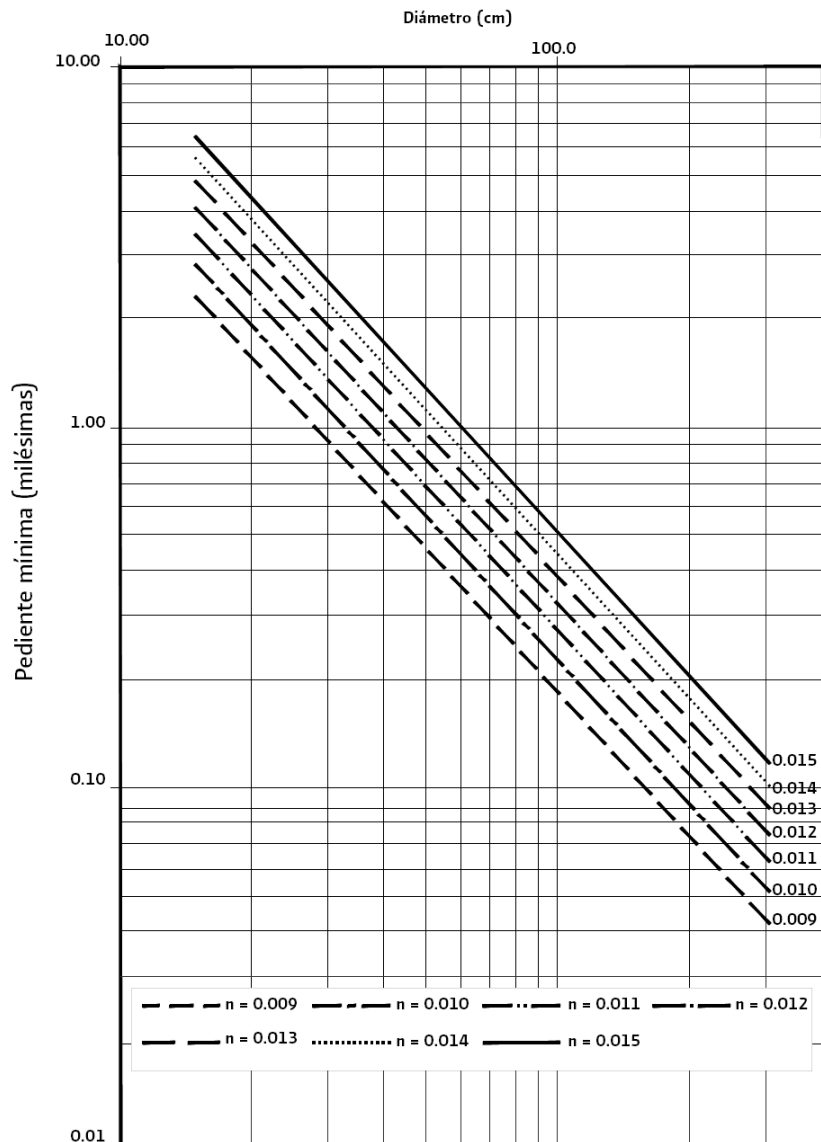


Figura 1.20 Pendientes mínimas recomendadas (SGAPDS-29-10-16defeb2010)

DIÁMETROS

Diámetro mínimo. La experiencia en la conservación y operación de los sistemas de alcantarillado a través de los años, ha demostrado que para evitar obstrucciones, el diámetro mínimo en las tuberías debe ser de 20 cm para casos especiales previamente justificados podrá emplearse un diámetro mínimo de 15 cm.

Profundidades de zanjas. Las tuberías se instalan superficialmente, enterradas o una combinación de ambas, dependiendo de la topografía, tipo de tubería y características del terreno.

Normalmente las tuberías para drenaje pluvial se instalan enterradas (Figura 1.21).

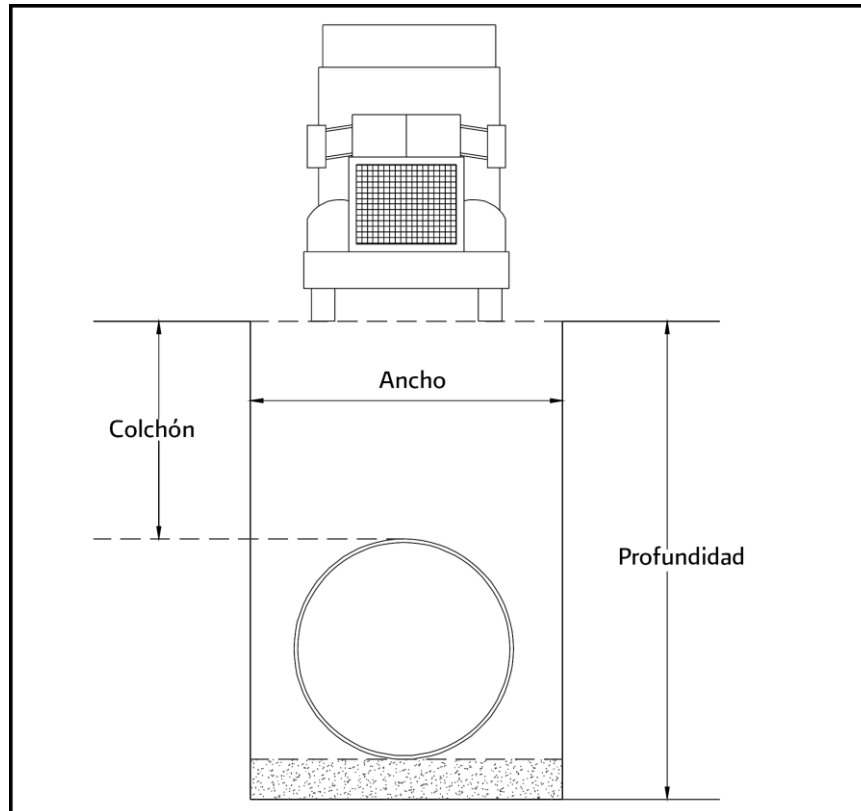


Figura 1.21 Características de una zanja (SGAPDS-29-10-16defeb2010)

Para obtener la máxima protección de las tuberías se recomienda colocarlas en zanjas, de acuerdo a lo señalado en las especificaciones de construcción del fabricante o a lo que se menciona a continuación.

La profundidad de las excavaciones de la zanja para las tuberías queda definida por los factores siguientes:

- 1) Profundidad mínima o colchón mínimo. Depende de la resistencia de la tubería a las cargas exteriores. La figura 1.21 indica, a través de un croquis, las características básicas de una zanja.
- 2) Topografía y trazo. Influyen en la profundidad máxima que se le da a la tubería.
- 3) Velocidades máximas y mínimas. Están relacionadas con las pendientes de proyecto.
- 4) Existencia de conductos de otros servicios.
- 5) Economía en las excavaciones.

Los factores principales que intervienen para el colchón son el tipo de tubería a utilizar, el tipo de terreno en la zona de estudio y las cargas vivas que puedan presentarse.

Plantilla o cama. Con el fin de satisfacer las condiciones de estabilidad y asiento de la tubería es necesaria la construcción de un encamado en toda la longitud de la misma. Deberá excavarse cuidadosamente las cavidades o conchas para alojar la campana o cople de las juntas de los tubos, con el fin de permitir que la tubería se apoye en toda su longitud sobre el fondo de la zanja o la plantilla apisonada. El espesor de la plantilla o cama será de 10 cm siendo el espesor mínimo sobre el eje vertical de la tubería de 5 cm.

DISEÑO HIDRÁULICO

Fórmulas para el diseño

En la red de atarjeas, en las tuberías, solo debe presentarse la condición de flujo a superficie libre. Para simplificar el diseño, se consideran condiciones de flujo uniforme.

La fórmula de continuidad para un escurrimiento continuo permanente es:

$$Q = V \cdot A \quad (1.7)$$

Donde:

- Q es el gasto en m³/s
- V es la velocidad en m/s
- A es el área transversal del flujo en m².

Para el cálculo hidráulico del alcantarillado se utiliza la fórmula de Manning.

$$V = \frac{1}{n} \cdot R_h^{\frac{2}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}} \quad (1.8)$$

Donde:

- V es la velocidad en m/s
- R_h es el radio hidráulico en m
- S es la pendiente del gradiente hidráulico de la tubería adimensional
- n es el coeficiente de rugosidad de Manning.

El coeficiente de rugosidad n, representa las características internas de la superficie de la tubería, su valor depende del tipo de material, calidad del acabado y el estado de conservación de la tubería. En la Tabla 1.4 se dan los valores de n para ser usados en la fórmula de Manning.

Tabla 1.4. Coeficiente de rugosidad n (Manning)	
Material	n
Concreto	0.012
Concreto con revestimiento de PVC/PEAD	0.009
Acero soldado con recubrimiento interior (pinturas)	0.011
Acero sin revestimiento	0.014
Fibrocemento	0.010
Polietileno pared sólida	0.009

Poliétileno corrugado/estructurado	0.012
PVC pared sólida	0.009
PVC pared corrugado/estructurado	0.009
Poliéster reforzado con fibra de vidrio	0.009

El radio hidráulico R_h se calcula con la siguiente fórmula:

$$R_h = \frac{A}{P_m} \quad (1.9)$$

Donde:

- A es el área transversal del flujo en m^2
- P_m Perímetro mojado en m.

En la Figura 1.22, se presentan las relaciones hidráulicas y geométricas para el cálculo de la red de alcantarillado usando secciones circulares.

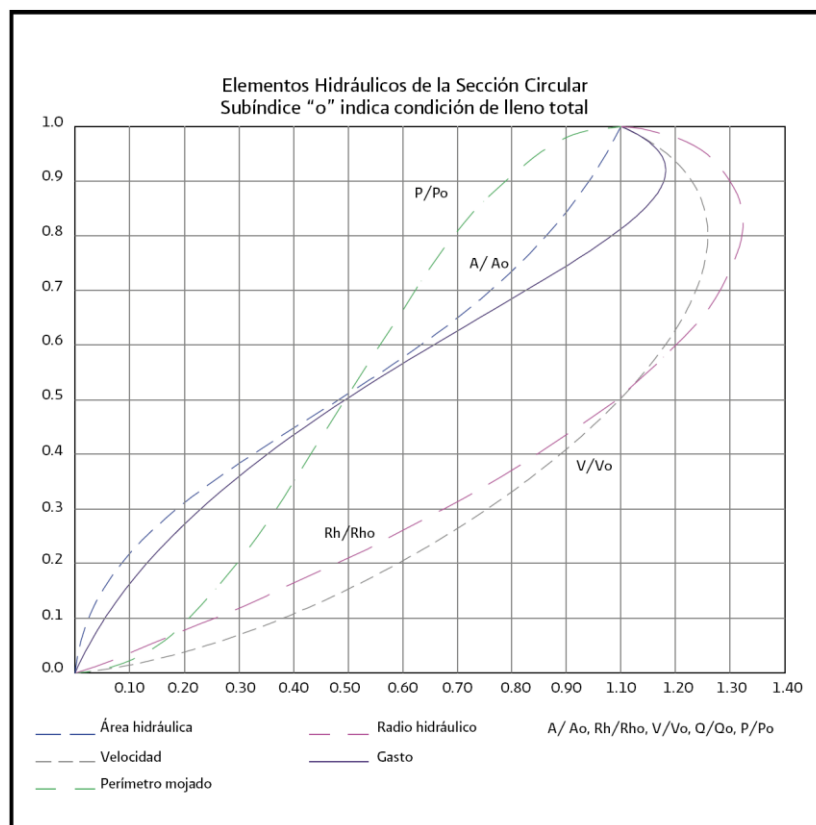


Figura 1.22 Elementos hidráulicos de la sección circular (SGAPDS-29-10-16defeb2010)

Para el cálculo de los elementos geométricos de secciones circulares que trabajan parcialmente llenas se pueden usar las siguientes fórmulas:

$$\theta = \arccos\left(1 - \frac{2y}{D}\right) \quad (1.10)$$

$$y = \frac{1}{4} \left(\frac{\theta - 1/2 \sin 2\theta}{\sin \theta} \right) D \quad (1.11)$$

$$P_m = \theta D \quad (1.12)$$

$$R_h = \frac{1}{4} \left(1 - \frac{\sin 2\theta}{2\theta} \right) D \quad (1.13)$$

$$A = \frac{1}{4} \left(\theta - \frac{1}{2} \sin 2\theta \right) D^2 \quad (1.14)$$

Donde:

- y es el tirante hidráulico en m
- D es el diámetro interior del tubo en m
- A es el área de la sección transversal del flujo, en m^2
- P_m es perímetro mojado en m
- R_h es el radio hidráulico en m
- θ es el ángulo en grados.

Diseño en red de atarjeas

El diseño hidráulico de una red de atarjeas se realiza tramo por tramo, iniciando en las cabezas de atarjeas y finalizando en el entronque con los colectores. Para determinar los gastos de diseño de un tramo de la red, se deben ejecutar los siguientes pasos:

1. Obtener el área total de la zona de influencia del tramo que se analiza, dividida en los diferentes usos del suelo que se presenten. En general los usos del suelo se dividen en comercial, industrial, público y habitacional; este último también se diferencia en popular, medio y residencial.
2. Para cada uno de los usos del suelo se obtiene la densidad de proyecto y la dotación de agua potable. Estos datos se pueden obtener del proyecto de agua potable (en caso de que exista) o del estudio de factibilidad correspondiente.
3. Para cada uno de los usos del suelo se obtienen los gastos de diseño.
4. Los gastos de diseño, estarán dados por la suma de los gastos de diseño de los diferentes usos de suelo del área de influencia y los propios del tramo que se analiza.

Una vez calculados los gastos de diseño de la red de atarjeas, se selecciona el material, clase, diámetro, pendiente y elevaciones de plantilla de las tuberías, tramo por tramo, revisando el funcionamiento hidráulico del tramo bajo dos condiciones: a gasto mínimo y a gasto máximo extraordinario.

En cualquiera de los casos, la selección del diámetro se hará aprovechando al máximo la capacidad hidráulica del tubo trabajando a superficie libre, no deberá ser menor al diámetro del tramo anterior y deberá satisfacer todas las limitantes expresadas en los apartados anteriores.

En colectores

El diseño hidráulico se realiza en forma análoga al de la red de atarjeas. Se obtienen los gastos de diseño de cada tramo de los colectores e interceptores, y se calculan los diámetros, pendientes y elevaciones de plantilla de las tuberías tramo por tramo.

En emisores

La metodología para el diseño hidráulico es la misma que se emplea para el diseño hidráulico de colectores e interceptores, debiéndose tomar en cuenta lo siguiente para determinar los gastos de diseño.

Los cálculos de los gastos de diseño para emisores a gravedad, tienen dos modalidades:

- 1) Cuando el emisor conduce el caudal de aguas residuales, de la red de atarjeas a la planta de tratamiento. El gasto de diseño del emisor será el gasto mínimo y el gasto máximo extraordinario de su área de influencia.
- 2) Cuando el emisor conduce el caudal de aguas tratadas de la planta de tratamiento a la descarga.

El gasto de diseño del emisor será el gasto mínimo y el gasto máximo instantáneo, del área de influencia que drene a la planta de tratamiento.

2. CÁLCULO DE PRESIONES EN EL INTERIOR DE UN CONDUCTO CERRADO TRABAJANDO PRESURIZADO

En los conductos de los sistemas de alcantarillado es posible tener flujo a superficie libre y flujo presurizado al mismo tiempo. Esto ocurre generalmente durante una lluvia extraordinaria. A este tipo de régimen, se le denomina flujo transitorio mixto o flujo combinado.

La condición antes mencionada genera que el régimen de flujo cambie de un estado permanente a uno transitorio. De forma particular, el flujo transitorio puede ser visto como el medio por el cual, el cambio en las condiciones del flujo en cualquier punto del sistema es comunicado a todos los otros puntos dentro del mismo.

2.1 PRESIONES EN UN CONDUCTO CON FLUJO MIXTO

Para cualquier gasto que fluya en un conducto hay un tirante crítico menor que la altura del tubo. Para este gasto, la función *momentum* adopta el valor mínimo para $y = y_c$. Asimismo, al producirse la transición a tubo lleno a través de un salto hidráulico en el conducto, se produce un valor finito de la cantidad de movimiento M_0 , cuya magnitud puede calcularse con la ecuación (2.1).

$$M_0 = \frac{Q^2}{gA_0} + \bar{y} G_0 A_0 \quad (2.1)$$

Donde:

- Q es el gasto en m^3/s
- A_0 es el área de la sección cuando $y = h_0$
- $\bar{y} G_0$ es la profundidad del centro de gravedad de la sección fluyendo llena.

Cuando el flujo supercrítico aguas arriba del salto adopta valores de M_1 menores o iguales que M_0 , se forma un salto hidráulico completo con un tirante conjugado y_2 menor o igual que h_0 , respectivamente. Sin embargo, es evidente que en régimen supercrítico también puede adoptar valores mayores que M_0 , de modo que para que ocurra el salto hidráulico M_1 debe ser igual a M_2 , es necesario que también M_2 sea mayor que M_0 , lo que es posible sólo si el término $\bar{y} G_0 A$ de la ecuación 2.1 es superior al que corresponde al conducto lleno $\bar{y} G_0 A_0$. Esto es, debe haber una presión sobre la clave del conducto capaz de igualar la cantidad de movimiento del flujo que antecede al salto con el fin de satisfacer la condición básica de $M_1 = M_2$.

La ecuación de cantidad de movimiento entre la sección 1 y la sección a tubo lleno para obtener la carga de presión H (Figura 2.1), a la cual está sometido el conducto se expresa mediante la ecuación (2.2).

$$\frac{Q^2}{gA_1} + k_1 \bar{y}_1 A_1 = \frac{Q^2}{gA_0} + HA_0 \quad (2.2)$$

Donde H es la única incógnita.

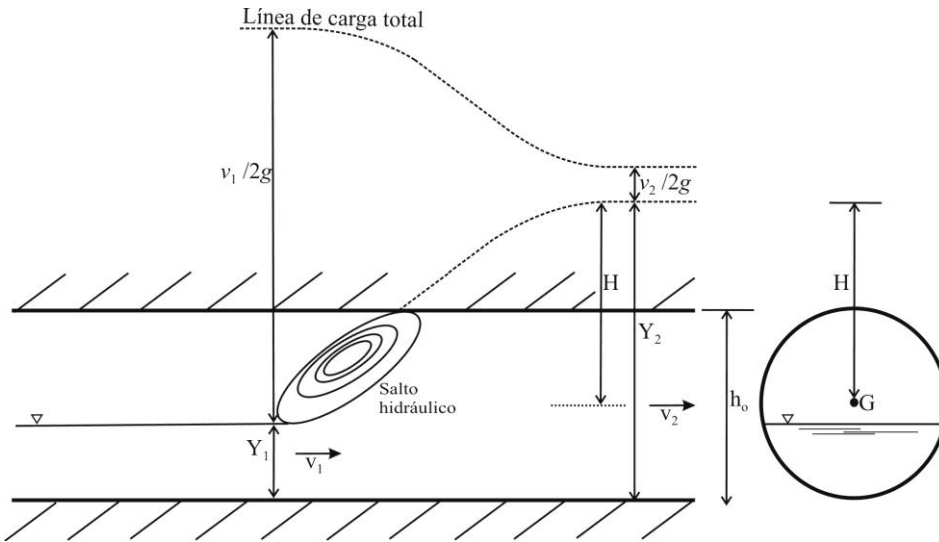


Figura 2.1 Transición de un flujo a superficie libre a flujo presurizado a través de un salto hidráulico

Kalinske y Robertson (1943) observaron experimentalmente que cuando el conducto es llenado por el salto, se generan burbujas de aire que son arrastradas hacia el tubo que fluye completamente lleno. El aire se va a acumular en la clave del conducto y disminuirá la sección teórica aumentando la velocidad final. Este fenómeno hace necesario corregir la ecuación (2.2) en la forma siguiente:

$$\frac{Q^2}{gA_1} + k_1 y_1 A_1 = \frac{Q^2}{gA_0} (1 + \beta) + HA_0 \quad (2.3)$$

Donde:

- $\beta = 0.0066 (F_1 - 1)^{1.4}$

β es la relación del gasto de aire introducido por el salto con respecto al gasto de agua y F_1 el número de Froude al pie del salto. La ecuación (2.3) se aplica a la sección circular o herradura, pero su uso se puede extender a otras similares.

2.2 DISTRIBUCIONES DE PRESIÓN EN EL INTERIOR DE UNA TUBERÍA PRESURIZADA DE SECCIÓN CIRCULAR

Considerando una sección recta de tubería y en ésta una partícula de espesor unitario, como la indicada en la figura 2.2, interesan las fuerzas perpendiculares a la velocidad que actúan sobre ella. La suma de estas fuerzas es nula, debido a que la partícula sigue una trayectoria rectilínea, además es sabido que en este caso no hay aceleraciones perpendiculares a la velocidad. Entonces se puede escribir la ecuación.

$$\gamma \Delta s (z_1 - z_2) = (p_2 - p_1) \Delta s \quad (2.4)$$

Donde:

- γ es el peso específico del agua
- Δs es la longitud de la partícula medida según la coordenada s
- z es la cota vertical medida desde el plano horizontal de comparación

- p es la presión.

Reordenando los términos se obtiene la ecuación

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} \quad (2.5)$$

La relación $z + p/\gamma$ es una constante para cada sección de la tubería. Dicha constante se denomina carga piezométrica y se le designa comúnmente la letra h . La carga piezométrica es una variable básica en el estudio de conductos a presión.

$$h = z + \frac{p}{\gamma} \quad (2.6)$$

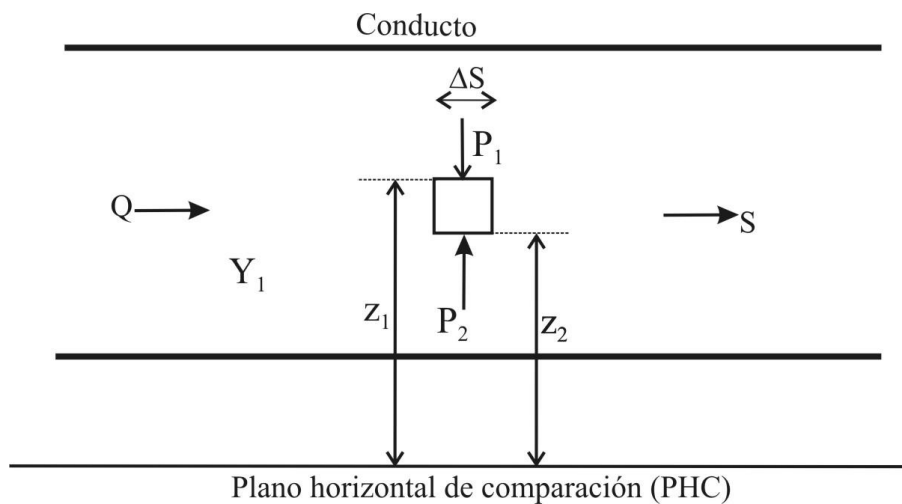


Figura 2.2 Fuerzas que actúan sobre una partícula de agua

La carga piezométrica h en una sección del conducto es una altura vertical a la cual asciende una columna de agua por un tubo de diámetro pequeño, con respecto al diámetro de la tubería. En la figura 2.3 se ilustran dos tubos piezométricos conectados a una sección de referencia. Generalmente, se recomienda para los piezómetros un diámetro de $D/20$, donde D es el diámetro de la tubería, esto con el propósito de no alterar el flujo principal.

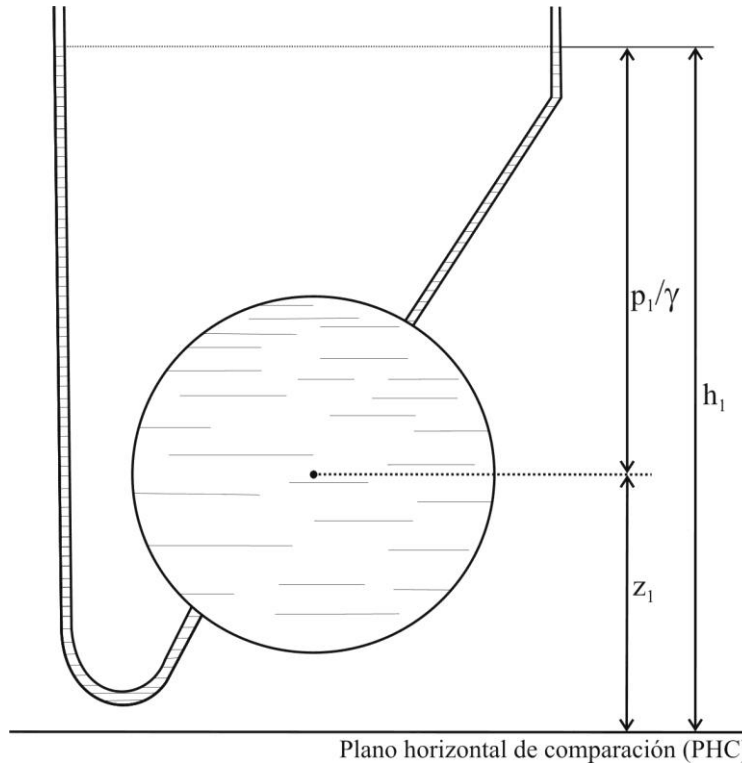


Figura 2.3 Tubos piezométricos conectados a una sección de referencia y las cargas de presión y de velocidad

En el análisis del comportamiento de una conducción presurizada es de gran utilidad la representación gráfica de la carga piezométrica en cada sección de la misma, superpuesta al perfil de la tubería.

En la figura 2.4 se presenta un tramo de tubería con diámetro constante, donde la línea de carga piezométrica es una línea descendente en el sentido del flujo con pendiente S_f dada como:

$$S_f = f \frac{v^2}{2gD} \quad (2.7)$$

Donde:

- f es el factor de fricción de Darcy-Weisbach
- v la velocidad media
- g la aceleración de la gravedad
- D es el diámetro de la tubería.

En el mismo esquema se puede representar la línea de carga total, que se obtiene sumando gráficamente la carga de velocidad $v^2/2g$ a la línea piezométrica.

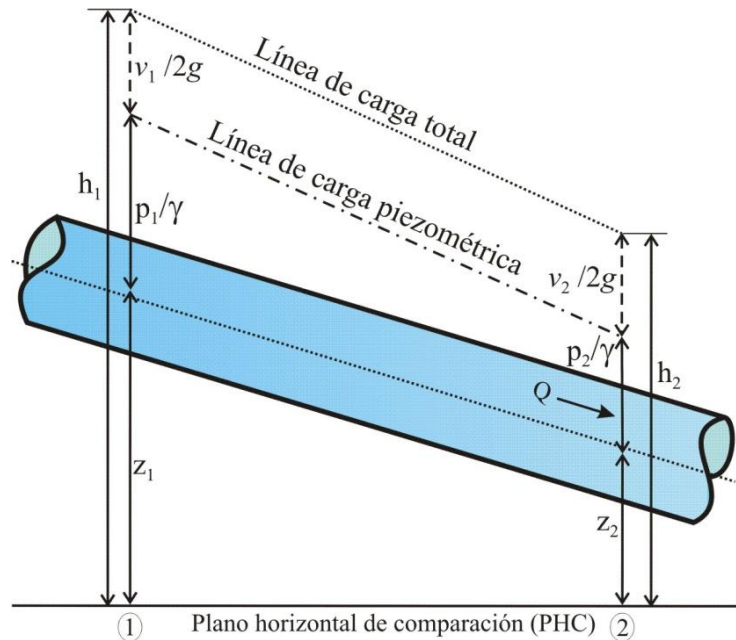


Figura 2.4 Tramo de tubería con sus respectivas líneas piezométrica y de carga total

2.3 RESISTENCIA A LAS SOBREPRESIONES Y DEPRESIONES DE UNA TUBERÍA TRABAJANDO PRESURIZADA

Las tuberías deben proyectarse para que no se dañen en ninguna condición de operación en el conducto a presión. El análisis de las presiones a las que puede estar sometida la tubería determina la resistencia que debe tener la misma. En los tramos rectos de la tubería las sobrepresiones (presiones mayores a la atmosférica) generan esfuerzos de tensión sobre los planos meridianos de la tubería (Figura 2.5). Estos esfuerzos deberán ser soportados dentro de los límites del comportamiento elástico de los materiales de la tubería (acero y concreto). En las tuberías de acero los esfuerzos máximos a los que la tubería puede ser sometida se puede determinar por medio de la norma ASTM-A53B.

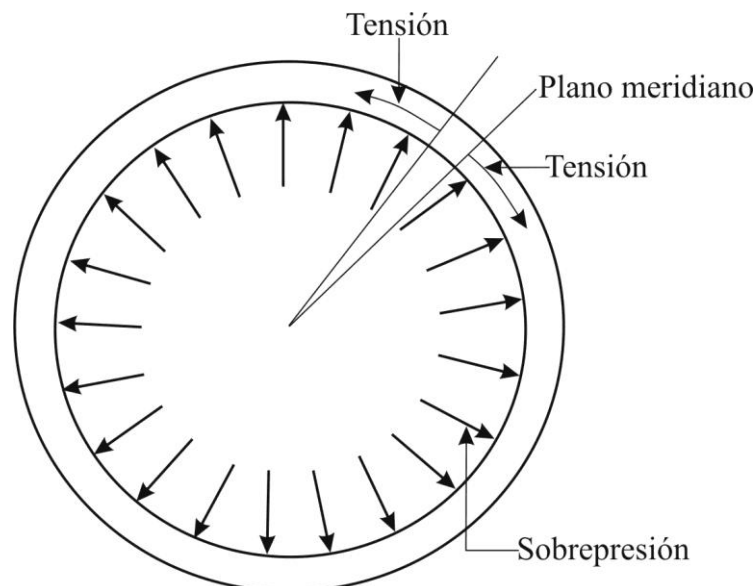


Figura 2.5 Tensiones creadas por sobrepresiones en la tubería

En las tuberías de concreto la norma es NOM-C-253-1985. En las normas, la presión máxima de operación estacionaria expresada en metros de columna de agua (mca) se denomina clase de la tubería.

En cuanto a las depresiones, presión interior menor que la atmosférica, la tubería debe soportarlas sin colapsar (Figura 2.6), siendo la mínima presión posible en el interior de un conducto a presión, la presión de vapor de agua a la temperatura de trabajo. Las depresiones pueden presentarse durante el vaciado de la conducción y también debido a los paros controlados o inesperados del sistema.

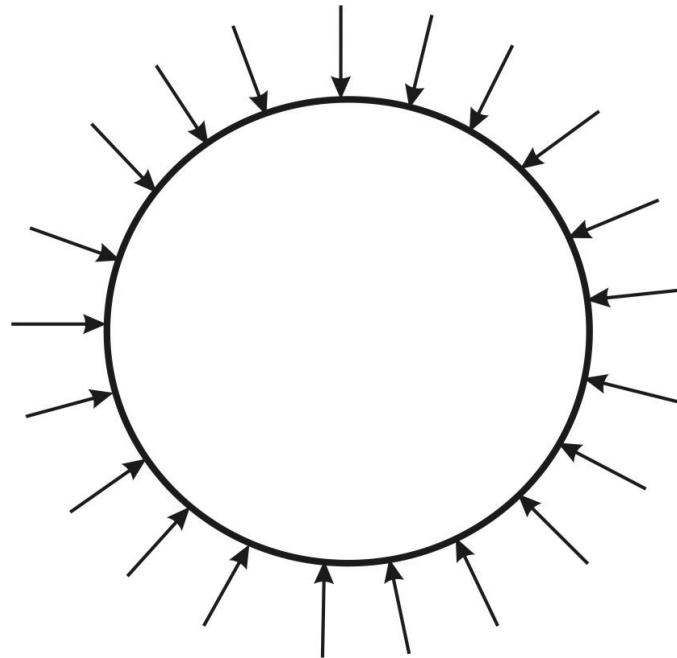


Figura 2.6 Tubería sometida a depresión

Los fabricantes de tuberías de concreto generalmente señalan que sus tubos soportan la presión atmosférica exterior con un vacío absoluto en su interior. Sin embargo, suele ocurrir que ante un vacío pronunciado de la tubería, que se desplacen o rompan las juntas de hule colocadas entre los tubos. En las tuberías de acero el problema de las depresiones debe ser estudiado para cada caso específico, para seleccionar correctamente el espesor del tubo y así evitar su colapso.

2.4 CARACTERÍSTICAS DE LAS CARGAS EXTERNAS SOBRE LOS CONDUCTOS ENTERRADOS

Las cargas externas suelen regular el diseño de las paredes de los conductos. Los tubos enterrados pueden estar sometidos a fuerzas como las indicadas en la figura 2.7. Aparte de las fuerzas y condiciones que afectan a las cargas sobre los conductos enterrados, pueden influir otros factores, como la longitud de la zanja, la flexibilidad del material con que está construido el conducto y la distribución de la carga.

Si la carga externa es uniforme y concéntrica en torno a la circunferencia del tubo, el esfuerzo interno en la pared del conducto será totalmente de compresión.

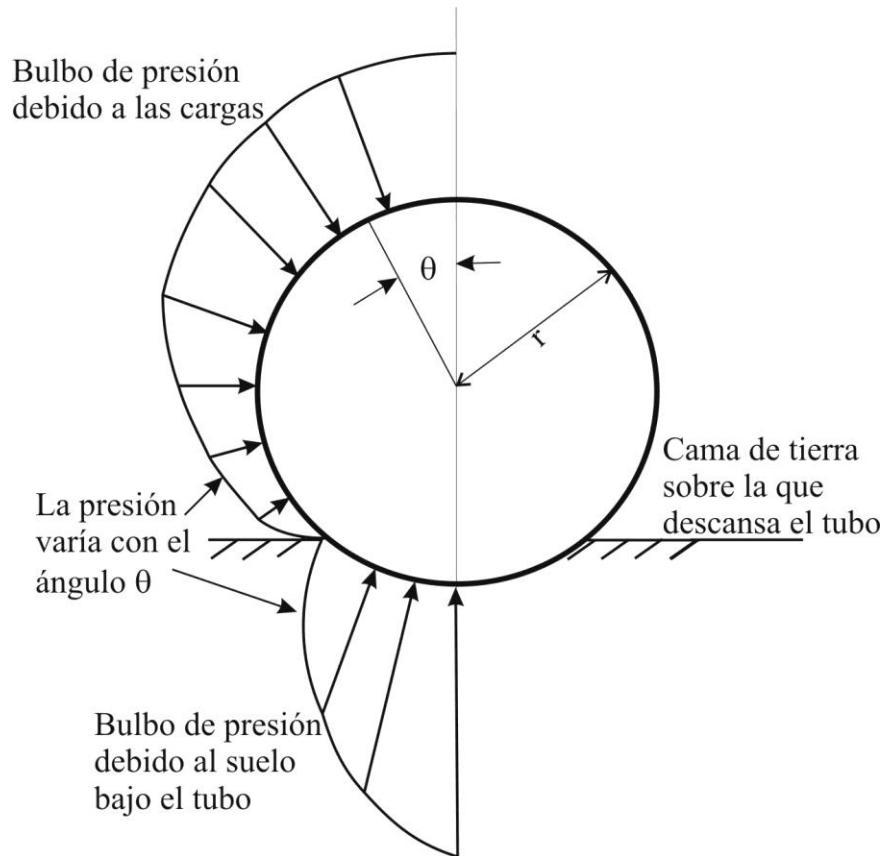


Figura 2.7 Cargas externas sobre un tubo enterrado

3. CASOS DE ESTUDIO DE FLUJO TRANSITORIO MIXTO EN SISTEMAS DE ALCANTARILLADO

3.1 FALLA DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO DE EDMONTON, CANADÁ

Edmonton es la capital de la provincia canadiense de Alberta, así como sede de sus poderes y su administración. Está ubicada en la parte central de la provincia, una de las zonas más fértiles de las llanuras canadienses, en torno al río Saskatchewan Norte. 812,201 personas viven en Edmonton, lo que la convierte en la segunda ciudad más populosa de la provincia, detrás de Calgary, la segunda capital de provincia con más habitantes detrás Toronto.

La ciudad abarca 683 km², una superficie mayor que las ciudades de Chicago, Filadelfia, Toronto y Montreal. Tiene una de las densidades de población más bajas de América del Norte, alrededor del 9.4 % de la de Nueva York. En la figura 3.1 se muestra la ciudad de Edmonton.



Figura 3.1 Vista de la ciudad de Edmonton, Canadá

El área metropolitana de Edmonton, es la sexta más poblada del país, con una población de 1,034,945 habitantes. Esta área metropolitana incluye 35 municipios independientes, algunos situados en los límites de la ciudad y otros a varios kilómetros de ella. Estas comunidades incluyen Sherwood Park (parte de la municipalidad de Strathcona) St. Albert, Spruce Grove, Stony Plain, Fort Saskatchewan, Leduc, Nisku (una importante zona industrial en el condado de Leduc), y las ciudades de Beaumont, Devon, y Morinville. Esta fragmentación en gran escala ha desempeñado un papel en el desarrollo de la región de Edmonton. A pesar de varios intentos que se han hecho para que los municipios que la rodean se fusionen a la ciudad, todavía no han sido aprobados por el gobierno provincial.

Clima

Edmonton posee un clima continental, con temperaturas estacionales extremas, aunque sus inviernos son algo más suaves que los de Regina o Winnipeg, ambas ciudades situadas a una latitud más meridional. Los veranos en Edmonton son cálidos y los inviernos fríos, con temperaturas diurnas medias que van desde los -11.7 °C en enero hasta los 17.5 °C en julio. Aproximadamente se superan los 30 °C cuatro días al año, y bajan hasta los -20 °C durante una media de 28 días al año.

La temperatura máxima registrada en la ciudad fueron 34.7 °C el 18 de agosto de 2008. Algunas zonas, sin embargo, como St. Albert (al noroeste de Edmonton) y Sherwood Park (al este) llegaron a experimentar temperaturas de hasta 37.7 °C el 22 de julio de 2006. La temperatura más baja jamás registrada en Edmonton fue de -40.6 °C y ocurrió el 26 de enero de 1972. Aquella fue la única vez que desde que comenzaron las mediciones en 1953, las temperaturas se desplomaron más allá de -40 °C en el centro de la ciudad. El Aeropuerto Internacional de Edmonton en ocasiones ha registrado temperaturas incluso más bajas desde que se comenzó a controlar la temperatura en 1880, aunque está situado 12 km al sur de los límites de la ciudad, a 34 km del centro. Esto puede ser debido a la ausencia del efecto de isla de calor. La mínima más fría registrada en el aeropuerto fue de -49.4 °C y tuvo lugar el 19 y 21 de enero de 1886. El año 2006, por otra parte, fue particularmente caluroso en Edmonton, con temperaturas de 29 °C y más altas durante veinte ocasiones a lo largo del año. Normalmente, el verano en la ciudad se extiende desde junio hasta finales de agosto, y pocas veces el porcentaje de humedad en el aire es elevado. El invierno, en cambio, se prolonga desde noviembre hasta marzo, aunque varía notablemente en cuanto a longitud y severidad. La primavera y el otoño son estaciones cortas y muy variables.

Edmonton tiene un clima seco. La precipitación media anual es de 476.9 mm, de los cuales 365.7 mm son en forma de lluvia y 123.5 mm en nieve. Las precipitaciones son más copiosas a finales de la primavera, en verano y a comienzos del otoño, siendo febrero, marzo, octubre y noviembre los meses más secos. La ciudad también ha registrado precipitaciones extremas, como los 114 mm de lluvia que cayeron el 31 de julio de 1953. Las tormentas de verano pueden ser frecuentes y lo suficientemente severas como para provocar graves daños, pues incluyen potentes vientos o tornados; no obstante, estos últimos son mucho más débiles y de corta duración cerca de Edmonton en comparación con sus homólogos más al sur. Los tornados poderosos, como el F4 que azotó a la ciudad el 31 de julio de 1987, son muy raros en la zona.

Un mayor número de tormentas tuvieron lugar en varios lugares el 11 de julio de 2004, con granizo y 100 mm de lluvia en un espacio de una hora. Este extraño suceso que raramente ocurre anegó las principales intersecciones y pasos subterráneos, además de dañar propiedades residenciales y comerciales. La tormenta causó un grave daño al West Edmonton Mall, provocando el desplome del techo por el peso de las lluvias. Por ello, el centro comercial tuvo que ser sometido a una evacuación como medida de precaución.

En la tabla 3.1 se muestran los datos mensuales de precipitación en la ciudad de Edmonton.

Mes	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.	Anual
Temperatura diaria máxima (°C)	-7.3	-3.6	2.1	11.3	17.6	21.3	22.8	22.1	16.8	10.9	0.1	-5.4	9.4
Temperatura diaria mínima (°C)	-16.4	-13.1	-7.3	-0.3	5.7	10.0	12.1	11.1	5.8	0.3	-8.2	-13.9	-1.2
Precipitación total (mm)	22.5	14.6	16.6	26	49	87.1	91.7	69	43.7	17.9	17.9	20.9	476.9

Caso de estudio

La ocurrencia de flujo mixto en sistemas de alcantarillado ha sido asociada a serios problemas operacionales y estructurales. Como ejemplo se cita el hecho ocurrido el 4 de julio de 1995 en Edmonton, Canadá, donde a raíz de una tormenta excepcional de 90 mm de lluvia en dos horas, considerada como de periodo de retorno de 300 años, se generaron graves daños en la infraestructura del sistema de alcantarillado en un tramo del túnel Gallagher Hill Park (Figura 3.2). Se produjo la voladura de la tapa del pozo de visita debido a la sobrecarga de agua en el conducto. Además estructuras contiguas fueron dañadas, tales como una conducción a presión de 300 mm, un colector de 1200 mm, una línea de agua potable de 600 mm y una línea de gas de 400 mm. Se supuso que en un determinado momento, el colector máximo experimentó un flujo a contrapendiente, producto de una sobrecarga del sistema de drenaje aguas abajo. Esta sobrecarga habría generado un cambio rápido del flujo, pasando de superficie libre a uno presurizado con una carga de entre 12 y 15 m. Se concluyó que el aire atrapado en el frente de la onda de sobrepresión fue un factor determinante en las cargas de tipo dinámico y que ellas causaron la falla estructural de las instalaciones.

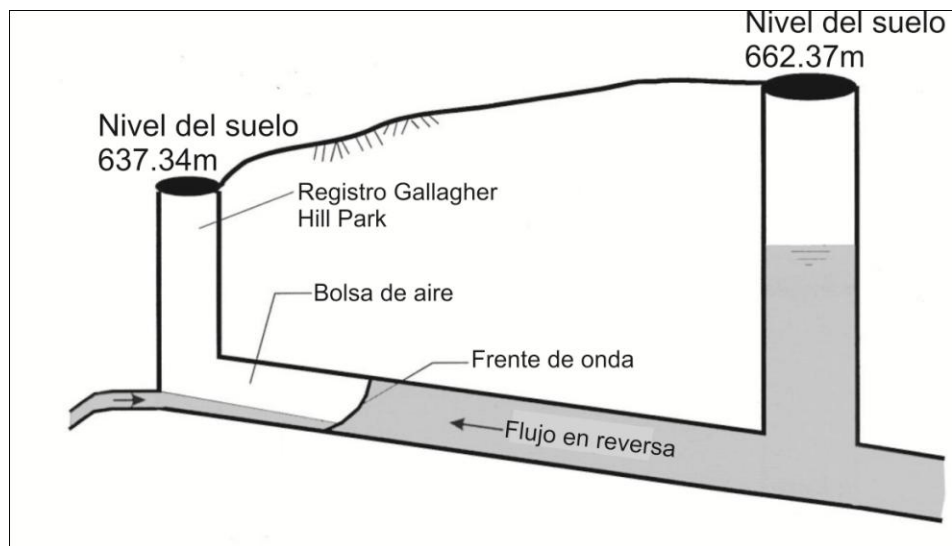


Figura 3.2 Tramo del Túnel Gallagher Hill Park

Con el propósito de estudiar la falla arriba descrita, Zhou et al. (2002) estudiaron, experimental y analíticamente, las variaciones de presión producidas por el llenado rápido de una tubería horizontal. Sus experimentos confirmaron que el aire atrapado en una tubería sometida a un llenado rápido puede inducir fuertes sobrepresiones, especialmente cuando se produce la liberación de aire.

Estos experimentos revelaron que pueden existir tres patrones de oscilación de presiones, en función del tamaño relativo del orificio de salida de aire. Cuando no existe liberación de aire o bien el orificio es muy pequeño, el efecto amortiguador de una bolsa de aire evita que la columna de agua impacte directamente contra el extremo final de la tubería y genere así fuertes presiones debidas al golpe de ariete. Sin embargo, las sobrepresiones que se generan son importantes, pudiendo superar en varias veces la presión operativa aguas arriba. En este caso, el patrón de la onda de sobrepresión muestra un periodo prolongado, y la presión máxima se mantiene relativamente constante para un volumen inicial de aire y carga, aguas arriba determinados.

Cuando el tamaño del orificio es muy grande, el efecto amortiguador del aire se desvanece y en consecuencia la columna líquida impacta fácilmente contra el extremo de la conducción, induciendo una sobrepresión por golpe de ariete. En este caso, la máxima presión decrece con el aumento del tamaño del orificio, puesto que parte del agua escapa y mitiga el efecto del golpe de ariete.

Para tamaños de orificio intermedios, el patrón de oscilación de presiones consiste tanto en oscilaciones de período largo (mientras exista la bolsa de aire dentro del conducto) seguidas por oscilaciones de presión de período corto, una vez que el efecto del golpe de ariete se hace predominante. En estos casos, las presiones máximas observadas se incrementaron rápidamente con el aumento del tamaño del orificio, puesto que el tamaño del bolsón de aire se redujo en la medida que la tasa de salida de aire se fue incrementando. Las mayores presiones registradas (del orden de las 15 veces la presión operativa aguas arriba) fueron observadas en el límite superior de esta región intermedia. Los efectos descritos se resumen en la tabla 3.2.

Tabla 3.2 Patrones de oscilación de presiones para diferentes tamaños de orificio

Tipo de Comportamiento	Tamaño relativo del orificio (d/D) ⁽¹⁾	Observaciones
Tipo I	< 0.086	Efecto significativo amortiguador del aire. Efecto despreciable del golpe de ariete. Patrón de presiones regular, de período largo.
Tipo II	0.086~0.2	Efecto amortiguador del aire intermedio. Efecto de golpe de ariete mitigado. Patrón de presiones inicialmente regular de periodo prolongado antes del impacto, e irregular de periodo corto después del impacto
Tipo III	>0.2	El efecto de amortiguación del aire desaparece. Predominan las presiones debidas al golpe de ariete.

(1) d = diámetro del orificio para salida del aire; D = diámetro interno de la tubería

Se encontró que para el comportamiento Tipo I, las presiones máximas se mantuvieron por lo general dentro del rango de 1.5 a 3 veces la carga aguas arriba, por el efecto de amortiguación de la bolsa de aire. Para el comportamiento Tipo II, las presiones máximas ascendieron rápidamente en la medida que la tasa de expulsión de aire se incrementaba con el tamaño del orificio y en consecuencia el efecto del aire se desvanecía. En esta zona, la dispersión de datos resultó importante, posiblemente porque la presión originada en el impacto es sensitiva al contenido de aire atrapado.

Las máximas presiones registradas fueron del orden de 15 veces la carga de aguas arriba. Para una longitud de columna líquida dada (o lo que es lo mismo, para un volumen de aire fijo), los picos de presión observados fueron similares en magnitud y se produjeron para un tamaño relativo de orificio aproximadamente constante (d/D entre 0.171 y 0.254, para el rango de condiciones probadas). Sin embargo, se evidenció una ligera reducción en el tamaño de orificio crítico en la medida que se redujo el volumen de aire inicial. Para el comportamiento Tipo III, las presiones máximas fueron debidas sólo al efecto de golpe de ariete. Estas presiones tendieron a reducirse con el incremento del tamaño del orificio, debido a que la variación en el cambio de la velocidad del agua también se redujo.

Los mismos autores estudiaron el caso del llenado de una conducción parcialmente llena, y donde el aire se localiza sobre la superficie libre del agua antes de que la operación de llenado de comienzo.

Los experimentos realizados muestran que para este caso pueden observarse los tres tipos de comportamiento, en relación a la oscilación de presiones, ya explicados para el caso del llenado de una conducción horizontal inicialmente vacía. Se encontró que para los casos de mínima liberación de aire, las presiones máximas se incrementan con el aumento del tirante inicial, puesto que se reduce el volumen de aire existente.

3.2 Entrada en carga del túnel del drenaje pluvial de la ciudad de Minnesota, Estados Unidos

Minnesota es un estado de los Estados Unidos, situado en la región del Medio Oeste. Es el duodécimo mayor estado de EE.UU., con un área de 225.365 km². El estado de Minnesota fue constituido a partir de la mitad oriental del Territorio de Minnesota, y fue el 32º estado en ser admitido en la Unión, en 1858. Su población, de más de cinco millones de habitantes, desciende fundamentalmente de emigrantes de Europa Occidental. Las minorías raciales principales son afroamericanos, asiáticos, hispanos, nativos americanos descendientes los habitantes originales, y las recientes comunidades de inmigrantes somalíes.

Poco más de la mitad de toda la población de Minnesota se concentra en el área metropolitana de las Ciudades Gemelas (Twin Cities), el centro estatal de transportes, negocios e industrias, y hogar de una comunidad artística internacionalmente reconocida. El resto del estado, conocido como Gran Minnesota (Greater Minnesota), consiste en vastas praderas dedicadas a la agricultura intensiva al oeste, bosques caducifolios al este, y el menos poblado bosque boreal, al norte. El estado es conocido también por su apodo, la "Tierra de los 10,000 lagos". Tales lagos, junto con los demás cursos de agua y sus numerosos parques y bosques nacionales ofrecen a los residentes y los turistas un vigoroso estilo de vida al aire libre.

Su clima extremo contrasta con la moderación de los habitantes de Minnesota. El estado es conocido por su política de moderada a progresiva, por sus políticas sociales y por su alta participación cívica en temas políticos. Figura entre los estados más sanos, y cuenta con una de las poblaciones más educadas y alfabetizadas.

Clima

Minnesota posee un clima templado continental, con inviernos muy fríos y veranos cálidos, y relativamente inestable, donde las condiciones climáticas pueden cambiar repentinamente en un corto periodo. El clima de Minnesota es típico de su localización continental, de sus altas latitudes, y de su terreno poco accidentado, que permite el rápido movimiento de corrientes de aire venidas de cualquier dirección a lo largo del estado. En general, las temperaturas del estado aumentan a medida en que se viaja en dirección sur. Sin embargo, la mayor parte del nordeste del Estado posee temperaturas más bajas que el noroeste, a causa de su mayor altitud media. Por su parte, el litoral de Minnesota a lo largo del lago Superior tiene inviernos y veranos más suaves que las otras regiones del estado.

Minnesota es conocido nacionalmente por su invierno riguroso. La localidad de International Falls, localizado en el extremo norte del estado, registra las menores temperaturas de cualquier ciudad estadounidense localizada en los 48 estados contiguos. En invierno, la temperatura media del sur de Minnesota es de -11°C, mientras que la región norte tiene una temperatura media menor de -19 °C. La media de las mínimas en el sur es de -14 °C, y en el norte, de -21 °C. La media de las máximas es de -3 °C

en el sur y de -8 °C en el norte. La menor temperatura registrada en Minnesota fue de -51 °C, en Tower, el 2 de febrero de 1996.

En verano, la temperatura media del sur es de 23 °C, y del norte, de 19 °C. La media de las mínimas es de 17 °C en el sur y de 9 °C en el norte. La media de las máximas es de 28 °C en el sur y de 26 °C en el norte. La temperatura más alta registrada en Minnesota fue de 46 °C, registrada en Beardsley, el 29 de julio de 1917, y en Moorhead, el 6 de julio de 1936.

La tasa de precipitación media anual de lluvia de Minnesota aumenta a medida en que se viaja en dirección al este. La región oeste de Minnesota recibe menos de 50 centímetros anuales de lluvia por año, mientras que la región este recibe más de 80 centímetros. La tasa de precipitación de nieve, por su parte, aumenta a medida en que se viaja en dirección al norte. El sur de Minnesota recibe cerca de 50 centímetros anuales de nieve por año, mientras que el norte recibe aproximadamente 180 centímetros anuales.

Red urbana

La capital de Minnesota es Saint Paul, localizada al centro-este del estado, a lo largo de la margen oriental del río Misisipi. Saint Paul limita al otro lado del río con la mayor y más poblada ciudad de Minnesota, Minneapolis. Ambas ciudades junto con sus suburbios comprenden el área metropolitana de las Ciudades Gemelas (Twin Cities), la 16ª mayor área metropolitana de los Estados Unidos y alberga aproximadamente al 59% de la población del estado al día 1 de abril de 2005. El resto del estado se conoce como Greater Minnesota (Gran Minnesota).

Las ciudades de Minnesota con una población superior a 50.000 habitantes (en 2005) son, en orden descendiente: Minneapolis, Saint Paul, Rochester, Duluth, Bloomington, Brooklyn Park, Plymouth, Eagan, St. Cloud, Coon Rapids, Burnsville, Eden Prairie, Maple Grove, Woodbury, Blaine, y Minnetonka. De éstas, solamente Rochester, Duluth, y St. Cloud están fuera del área metropolitana de las Ciudades Gemelas.



Figura 3.3 Vista de la ciudad de Saint Paul, Minnesota, Estados Unidos

Caso de estudio

Grandes túneles o emisores se han usado en las pasadas décadas para mitigar el impacto de las intensas lluvias en zonas urbanas, lo cual ha permitido los desbordamientos de los sistemas de alcantarillado. Al volverse más común la utilización de estos túneles, también se han vuelto más aparentes los problemas operacionales relacionados con el llenado rápido de los mismos. Uno de estos problemas es el retorno del agua de lluvia hacia las calles a través de los registros en forma de un chorro vertical, también llamado “géiser” (del verbo islandés geysa, que significa emanar).

Existen por lo menos dos diferentes mecanismos que pueden explicar la expulsión de agua a través de los registros. El primero se debe a oscilaciones de masa en los túneles. Tales oscilaciones pueden causar que el agua suba rápidamente por las estructuras o conductos verticales y llegue a las calles en forma de géiser. Este mecanismo ha sido considerado en las investigaciones realizadas por Guo y Song (1990, 1991).

El segundo mecanismo que está ligado con la ocurrencia de un géiser, es la expulsión de aire y agua a través de los conductos verticales del sistema de drenaje. Las investigaciones experimentales realizadas por Vasconcelos y Wright (2006) han mostrado que grandes bolsas de aire se pueden atrapar debido al llenado rápido de túneles.

Vasconcelos (2005) muestra una serie de fotografías (Figura 3.4), donde la tapa de un pozo de visita que fue removida por el empuje del agua al entrar en carga un túnel del drenaje pluvial de la ciudad de Minneapolis. En las imágenes se observa el chorro vertical de agua o géiser, que provocó daños al pavimento de la autopista e importantes encharcamientos.



Figura 3.4 Secuencia del géiser en Minneapolis, Minnesota EE. UU.

El autor comenta, que la presencia del aire dentro del túnel pudo ser una de las causas del chorro vertical (géiser) hacia fuera del pozo de visita. Sin embargo, no es claro como las dos fases (agua-aire) interactúan para crear tal condición. Es posible que la mezcla de agua-aire pueda ser expulsada rápidamente a través del pozo de visita debido a la menor densidad de la mezcla. Otro motivo pudieron ser las grandes bolsas de aire que fueron expulsadas del túnel a través del pozo de visita.

Vasconcelos y Wright (2011) investigaron experimentalmente la ocurrencia de un géiser a través de registros o pozos de visita, cuando grandes bolsas de aire escapan mediante estos, lo cual ocurre cuando bolsas de aire se mueven con el flujo de agua presurizado, pegadas a la clave del túnel. Al llegar las grandes bolsas de aire a algún registro el aire sube por dicha estructura debido a su fuerza de flotación y empuja la columna de agua, provocando el chorro o géiser, tal como se muestra en la figura 3.5.

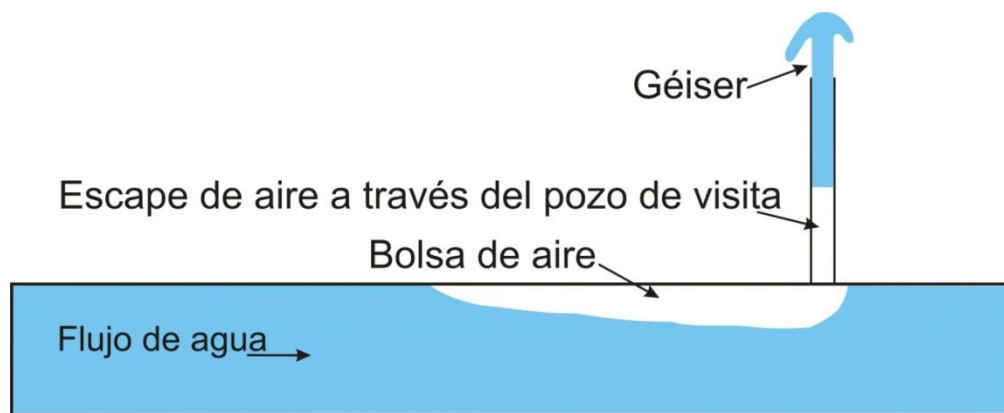


Figura 3.5 Géiser provocado debido a la expulsión de aire

Las variables consideradas durante la investigación antes mencionada fueron el nivel inicial de agua en el pozo de visita, la presión en las bolsas de aire y el diámetro del pozo.

Vasconcelos y Wright comentan que este estudio representa un paso inicial, ya que no existe una guía o recomendaciones de cómo evitar la creación de un géiser en túneles o emisores que transportan agua residual, debido a la expulsión de grandes cantidades de aire a través de un pozo de visita.

Los resultados muestran que el diámetro del pozo de visita es una variable crítica. Por otra parte, otra característica geométrica que puede influir de forma importante en la ocurrencia del géiser es la longitud del pozo. Es importante mencionar que es necesaria más investigación al respecto, de preferencia en dispositivos con tuberías de diámetros mayores ($D \geq 200$ mm).

En el siguiente capítulo se presentan las causas por las que se introduce el aire a los conductos. Asimismo, se presenta un análisis detallado del modelo numérico utilizado para el estudio de los daños producidos por el aire en los sistemas de alcantarillado.

4. FLUJO TRANSITORIO MIXTO EN UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO

El flujo mixto es el fenómeno de transición de flujo en superficie libre a flujo presurizado en muchas situaciones como en; colectores pluviales, túneles, tuberías de obras de toma de instalaciones hidroeléctricas, etc. Este fenómeno puede ser inducido por un cambio brusco en las condiciones de contorno (variación de caudales, operación de elementos de control, fallo de estaciones de bombeo, presencia de pozos de caída, inestabilidades de Helmholtz, geométrica y falta de aire).

4.1 PROBLEMAS CAUSADOS POR AIRE ATRAPADO EN CONDUCTOS

La presencia de aire atrapado en conductos puede reducir de forma importante el transporte de agua en ellos. En conductos cerrados que funcionan a gravedad, el aire acumulado (bolsas de aire) en determinadas zonas, puede reducir la sección hidráulica del conducto para el paso del agua.

En sistemas de tuberías que funcionan a bombeo, la presencia de aire puede incrementar el consumo de energía eléctrica y disminuir el gasto de agua. Estos problemas siguen ocurriendo hoy en día en acueductos construidos recientemente, debido a que no se considera la posible acumulación de aire en la etapa de diseño.

Frecuentemente, los ingenieros dedicados al diseño de este tipo de sistemas no toman en cuenta la posible entrada de aire a las tuberías, además de los efectos potenciales que puede producir aire si éste queda atrapado.

La mayoría de las veces, las tuberías contienen aire atrapado en forma de bolsas en los puntos topográficos altos. Este fenómeno ocurre debido a que el aire es más ligero que el agua, por lo tanto es transportado en la parte superior de la tubería y se acumula en las cimas de los acueductos.

Si bien el aire atrapado puede ser benéfico para prevenir la cavitación o para reducir los efectos perjudiciales causados por ciertos transitorios hidráulicos; en cantidades no controladas, también puede causar daños. Por ejemplo, existen umbrales de magnitud del volumen de aire, que al excederse, se origina un incremento indeseable de las presiones en las conducciones, como ocurre durante el arranque o el paro de las bombas en un sistema a bombeo. El efecto del aire en ambas situaciones dependerá de las causas que producen el transitorio hidráulico, de la cantidad de aire acumulada, de su localización, así como de la configuración de la tubería del sistema de conducción.

4.2 CAUSAS POR LAS CUALES SE INTRODUCE AIRE A LOS CONDUCTOS

El aire atrapado en conductos cerrados no puede ser siempre expulsado por completo. El entender las formas mediante las cuales se introduce, ayuda a los ingenieros a reducir la cantidad que entra. Entre las posibles causas de la entrada de aire a los conductos cerrados, se encuentran las siguientes:

- a) Antes de la puesta en marcha del sistema, el conducto cerrado se encuentra lleno de aire, para llenarlo por completo con agua es necesario eliminar el aire. Al tiempo que se inicia el llenado de la línea, la mayor parte del aire es arrastrado hacia aguas abajo para ser expulsado por

dispositivos especiales, válvulas y demás mecanismos colocados para este fin. Sin embargo, una parte del aire puede quedar atrapado en los puntos altos de los conductos.

- b) El agua contiene aproximadamente un 2 % de aire disuelto, éste puede ser expulsado cuando la presión se reduce o la temperatura se incrementa y formando burbujas y/o bolsas de aire.
- c) El equipo mecánico puede introducir aire a los conductos cerrados. Por ejemplo, las bombas pueden succionar entre un 5 % y 10 % de aire, debido a la acción de los vórtices en la entrada de la bomba. Asimismo, cuando la presión de vacío se presenta en un conducto cerrado, el aire puede introducirse a través de juntas defectuosas o mediante válvulas de admisión de aire.

4.3 EFECTOS DEL AIRE ATRAPADO EN TRANSITORIOS HIDRÁULICOS

El efecto del aire atrapado en transitorios hidráulicos ha sido estudiado por varios investigadores, muchos de los cuales han propuesto modelos matemáticos. Los estudios relacionados con este tema se resumen a continuación:

Brown (1968) reporta resultados obtenidos en campo e investigación analítica de dos acueductos a bombeo, donde se presentaron presiones mayores a las predichas durante el diseño, lo cual fue atribuido a la presencia de aire atrapado. El análisis teórico estuvo basado en el método de las características, modificando la solución de la separación de columna líquida y considerando el efecto del aire atrapado en la línea. Los volúmenes de aire considerados para la simulación fueron localizados en puntos equidistantes a lo largo del acueducto. Brown concluyó:

- a) El efecto del aire y otros gases disueltos en el agua deben ser considerados en el análisis numérico de los transitorios.
- b) El aire atrapado puede tener efectos perjudiciales en los transitorios hidráulicos, causando sobrepresiones importantes en la descarga de las bombas, asimismo su presencia puede generar una mayor velocidad de giro en reversa de los impulsores de las bombas.

Martin (1976) simuló matemáticamente el efecto del aire atrapado en transitorios hidráulicos en acueductos con distintas configuraciones. Los resultados muestran que el aire puede ser perjudicial o benéfico, esto dependerá de la cantidad del mismo, su localización, así como también de la configuración del sistema y de las causas del transitorio. Martin comenta que la situación más crítica puede ocurrir, cuando una columna de agua se acelera rápidamente hacia un volumen de aire completamente confinado contra una válvula cerrada u otra columna de agua. En este caso la sobrepresión puede ser mucho mayor que la presión de operación del acueducto.

Jönsson (1985) describe el impacto de bolsas de aire en transitorios ocurridos en una planta de bombeo de aguas residuales, donde se encuentran instaladas válvulas de retención en la descarga de las bombas y un nivel bajo del agua en el tanque de succión. Para entender mejor el problema, el autor llevó a cabo una investigación teórica y experimental, lo cual le permitió concluir que las sobrepresiones fueron causadas por la compresión de una bolsa de aire confinada contra la válvula de retención. Jönsson aplicó un modelo estándar con celeridad constante, los resultados muestran que las presiones son mayores al considerar aire atrapado en la línea, comparados con los obtenidos al simular el mismo sistema sin

considerar aire atrapado; además concluyó que pequeños volúmenes de aire generan mayores presiones. Por otra parte, recomienda que los importantes picos de presión deben ser considerados en la etapa de diseño de los acueductos. Posteriormente, el mismo Jönsson (1992) presenta y discute los resultados obtenidos, así como las mediciones realizadas en tres diferentes estaciones de bombeo. En esta ocasión su modelo computacional si toma en cuenta el efecto de las bolsas de aire en el sistema, lo cual le permite corroborar sus conclusiones previas.

Hashimoto et al. (1988) estudiaron los transitorios hidráulicos producidos por la apertura rápida de una válvula en el extremo aguas arriba de una tubería que contiene una bolsa de aire, asimismo realizaron el mismo experimento considerando un flujo de gas cuando se presenta una columna de líquido en la tubería. Las ecuaciones para representar el gas y el líquido confinados en un determinado punto de la línea y las expresiones para calcular las presiones, fueron resueltas con el método de Runge – Kutta – Gill de cuarto orden. Las presiones máximas resultaron ser 2.4 veces mayores que la presión de operación al considerar que existía aire atrapado. Posteriormente, los resultados teóricos fueron comparados con los experimentales, logrando una gran concordancia entre ellos.

Larsen y Burrows (1992) realizaron mediciones de presiones transitorias en tres sistemas a bombeo de aguas residuales, posteriormente las compararon con los resultados obtenidos con la aplicación de un programa llamado WHPS. Las comparaciones muestran un efecto combinado de separación de columna y bolsas de aire localizadas en los puntos altos de las tres líneas, debido al paro de los equipos de bombeo. El modelo numérico utilizado se basó en el método de las características. Los investigadores encontraron, que al incluir en el modelo numérico las bolsas de aire en los puntos altos de los sistemas podía observarse un ajuste relativamente bueno entre los resultados y las mediciones. Los autores resaltan que las bolsas de aire pueden reducir o amplificar las presiones, esto va depender del volumen de aire y de las causas del transitorio. Asimismo, en algunas situaciones se puede presentar la ruptura de la tubería.

Qiu (1995); Burrows y Qiu (1995); Qiu y Burrows (1996) presentan casos reales, donde ilustran la influencia de bolsas de aire en transitorios hidráulicos. En algunos casos la magnitud de las presiones se puede incrementar de forma importante, pudiendo esto causar efectos catastróficos, como la ruptura de la tubería. La presencia de varias bolsas de aire o una sola de tamaño pequeño localizadas en puntos altos del acueducto, son especialmente problemáticas. Las presiones pueden incrementarse entre 1.6 y 2 veces más, comparado con la presión en régimen permanente. Asimismo, concluyen que la presencia de pequeñas bolsas de aire en acueductos a bombeo puede tener un efecto perjudicial, cuando se tiene una abrupta interrupción del flujo causado por el paro de los equipos de bombeo. Esto puede tener serias implicaciones en sistemas a bombeo, si la presencia de aire atrapado no fue tomada en cuenta durante el diseño del acueducto.

Förster (1997) investigó de forma experimental y analíticamente la reducción de la presión en acueductos debido a la presencia de grandes bolsas de aire localizadas en puntos altos de la línea, durante la ocurrencia de transitorios hidráulicos. Asimismo, el autor realizó varias mediciones para identificar la influencia de la geometría y del volumen de las bolsas de aire en el amortiguamiento de las presiones transitorias. Förster propone una expresión adimensional para que pueda ser utilizada para estudiar el efecto de grandes bolsas de aire en transitorios hidráulicos en tuberías con diámetros mayores al modelo.

Fuertes (2000) propone un modelo matemático para analizar transitorios con bolsas de aire atrapadas en puntos altos de los acueductos, cuando se inicia el arranque de las bombas. Se trata de un modelo de parámetros concentrados (modelo rígido) que introduce como novedad la movilidad de las interfaces aire-agua. El autor simuló dos situaciones, la primera fue con la presencia de válvulas de admisión y expulsión de aire, y la segunda sin considerar éstas. Fuertes llevo a cabo investigación experimental para validar el modelo, encontrando una buena concordancia entre los resultados experimentales y teóricos.

Carmona et al. (1994) reportan el control de transitorios hidráulicos por corte de bombeo, mediante la entrada de aire al acueducto El Cuchillo – Monterrey, ubicado en Nuevo León, México. El sistema tiene una longitud total de 90 km, la tubería es de acero de 2.13 y 2.5 m de diámetro; además cuenta con 5 plantas de bombeo para impulsar un gasto máximo de $6 \text{ m}^3/\text{s}$. El sistema de control de transitorios por corte de bombeo se conforma por tanques unidireccionales y torres de oscilación, que resultó ser insuficiente por haberse considerado durante la etapa de diseño un valor incorrecto del momento de inercia de los equipos de bombeo de todas las plantas. La necesidad de iniciar el funcionamiento del acueducto, obligó a ensayar una forma poco convencional de protección contra presiones transitorias negativas. La solución fue operar 2 de las 5 bombas instaladas por planta, y permitir la entrada de aire a través de las válvulas de admisión y expulsión localizadas a lo largo del acueducto. Evidentemente, antes de proponer la solución al organismo operador del sistema, se llevó a cabo una simulación numérica para analizar su factibilidad. Se encontró que se debían instalar más válvulas de admisión, para permitir el ingreso de un mayor volumen de aire. Posteriormente, se realizaron mediciones en campo para medir el transitorio generado por el disparo simultáneo de dos equipos en operación al bombear un gasto de $2.4 \text{ m}^3/\text{s}$. Al comparar la simulación numérica y los datos obtenidos en campo se observa que el ingreso de aire permite una protección satisfactoria. Los autores concluyen, que a pesar de los buenos resultados obtenidos, para utilizar el ingreso de aire como protección de la operación total de acueductos, es necesario revisar una a una las etapas de operación de éste y otros acueductos, mediante simulación matemática y campañas de medición que garanticen la eficiencia de tal protección.

Zhou (2000) presenta un caso real ocurrido en Edmonton Canadá, donde ocurrió una fuerte tormenta excepcional con duración de 2 horas. Esto generó graves daños al sistema de drenaje combinado que transporta el agua de lluvia y las aguas residuales de la ciudad. Un registro del sistema salió volando por los cielos, debido a la sobrepresión provocada por la rápida compresión de una bolsa de aire, lo que causó severos daños a la infraestructura, principalmente a una tubería de un sistema a bombeo, a un colector principal, a una línea para abastecimiento de agua potable, y una conducción de gas. A raíz de la tormenta, el colector principal experimentó un flujo en reversa, producto de la sobrecarga en el sistema de drenaje aguas abajo. Se estimó que la sobrecarga que generó la transición de un flujo a superficie libre a flujo a tubo lleno era de entre 12 y 15 m. El autor concluyó que el frente de la onda de sobrepresión en reversa, causó los daños estructurales antes mencionados. El programa de cómputo utilizado durante la investigación está basado en la teoría de columna rígida. El programa se calibró utilizando datos experimentales, encontrándose que éste puede predecir adecuadamente la magnitud de las presiones transitorias.

Burrows (2003) reporta un caso real de un sistema a bombeo de aguas residuales ocurrido en el Reino Unido, donde se reportaron fracturas en un periodo de pocos años producidas por el paro de los equipos de bombeo, el último problema se presentó en 1992. El autor encontró que los transitorios producidos por el paro de las bombas no fue la única causa por la cual se produjeron las fracturas en la tubería. En reportes previos se menciona que la cámara de aire provista para mitigar los transitorios dejó de funcionar en 1989, y que el perfil de la conducción fue modificada por la construcción de una carretera.

Basado en Larsen (1992) y Burrows y Qiu (1996), Burrows llevó a cabo una nueva simulación de transitorios considerando el nuevo perfil y sin tomar en cuenta la cámara de aire, y concluyó que una pequeña bolsa de aire (con volumen de 0.015m^3) localizada cerca del corte hecho para la construcción de la carretera generó un aumento en la magnitud de las presiones, lo cual causó los problemas antes mencionados.

Más recientemente, Ochoa (2005) desarrolló un modelo matemático basado en las ecuaciones de flujo separado para dos componentes (agua-aire) para determinar el comportamiento del aire atrapado en conductos a presión, cuando éste ocupa parcialmente la sección transversal de la tubería. En flujo transitorio el modelo calcula la velocidad del volumen de aire durante su remoción hidráulica, y las sobrepresiones cuando se reduce repentinamente el flujo de agua. Los resultados numéricos fueron validados con pruebas experimentales realizadas en un dispositivo experimental.

4.4 ANÁLISIS TEÓRICO DEL FENÓMENO

En la figura 4.1 se definen los términos para el dispositivo físico utilizado para determinar las sobrepresiones, que puede experimentar una conducción de drenaje de aguas pluviales y residuales cuando al cambiar su funcionamiento a presión queda atrapado un volumen de aire. En la figura 4.1, H_0 es la carga hidráulica en el tanque o carga piezométrica del extremo aguas arriba del tramo de la conducción de drenaje a presión, v es la velocidad con la que avanza la columna de agua o del llenado de agua de la conducción de drenaje, V_a es el volumen de aire atrapado, H^* es la carga de presión absoluta, x es la longitud de la columna de agua, D es el diámetro interior de la tubería, d_o es el diámetro del orificio en el extremo aguas abajo del conducto por donde sale el aire que representa a todas las salidas de aire del conducto de drenaje por pozos de visita y otros elementos y L es la longitud de la conducción. El dispositivo es similar al propuesto por Zhou et al. (2002), quien a su vez se basó en el utilizado por Martin (1976).

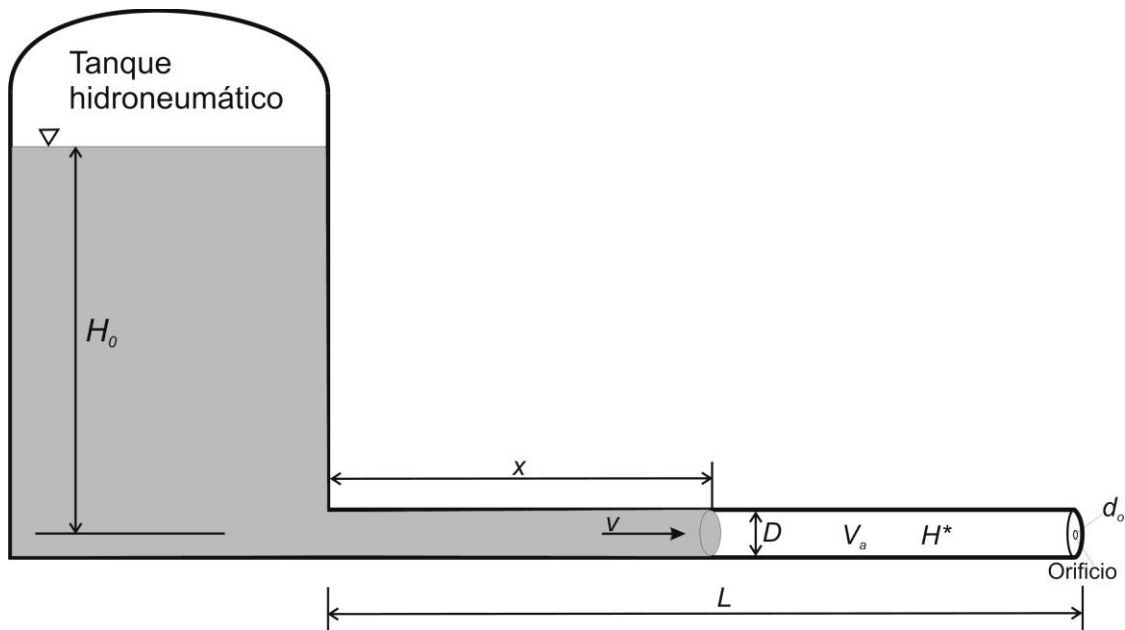


Figura 4.1 Esquema para definir el análisis teórico

Este dispositivo experimental considera la expulsión de aire a alta velocidad, el avance de la columna de agua durante el llenado, así como la evaluación de las sobrepresiones cuando la columna de agua impacta el final de la conducción. Esta última característica es particularmente importante, debido a que ocurre al final del proceso de llenado de las líneas y en algunos casos esto constituye la presión máxima que puede ocurrir durante la condición de expulsión de aire.

Las siguientes consideraciones fueron hechas para la implementación del modelo numérico:

- a) La columna de agua es rígida. Karney (1990) y Cabrera et al. (1992) encontraron que la diferencia de considerar el modelo elástico y el modelo rígido para un llenado rápido es menor al 2 %.
- b) La conducción es horizontal.
- c) La columna de aire ocupa la sección transversal por completo.
- d) La interfase agua-aire es vertical. Se acepta que la columna de aire permanece en forma cilíndrica.
- e) La columna de aire sigue un proceso politrópico.
- f) El factor de fricción de Darcy-Weisbach para flujo permanente es aplicable para flujo transitorio.
- g) La columna de aire no experimenta resistencia durante su movimiento y la presión a lo largo de su longitud es constante.
- h) La conducción tiene una sección transversal circular que es equivalente a la sección transversal del conducto cerrado de drenaje de interés.

4.5 ECUACIONES QUE GOBIERNAN EL FENÓMENO

Del volumen de control mostrado en la figura 4.1, el cambio del volumen de aire en la tubería se puede escribir como:

$$\frac{dV_a}{dt} = -vA \quad (4.1)$$

Donde:

- A es el área de la sección transversal del conducto
- dt es la diferencial de tiempo.

La ecuación dinámica de la columna de agua se expresa de la siguiente manera:

$$\frac{dv}{dt} = -g \frac{H-H_0}{x} - f \frac{v|v|}{2D} - \frac{v^2}{2x} \quad (4.2)$$

Donde:

- H es la carga de presión del aire
- f es el factor de fricción de Darcy-Weisbach
- g es la aceleración de gravedad ($g = 9.81 \text{ m/s}^2$).

La ecuación que gobierna el comportamiento de la columna de aire según Martin (1976), sería:

$$\frac{dH^*}{dt} = -k \frac{H^*}{V_a} \frac{dV_a}{dt} - k \frac{H^*}{V_a} Q_a \quad (4.3)$$

Donde:

- H^* es la carga de presión absoluta
- Q_a es el gasto de aire que sale a través del orificio
- k es el exponente politrópico.

Graze (1968) investigó el impacto de la variación del exponente politrópico, que tiene valores entre 1.0 y 1.4, para el proceso adiabático en cámaras de aire. El autor encontró, que $k = 1.4$ proporciona el mejor ajuste con los datos experimentales. Este fue el valor que se consideró para realizar este análisis.

El gasto de aire Q_a que expulsa el orificio se obtuvo con la siguiente ecuación

$$Q_a = C_d A_0 Y \sqrt{2g \frac{\rho_{\text{agua}}}{\rho_{\text{aire}}} (H^* - H_b^*)} \quad (4.4)$$

Donde:

- H_b^* es la carga de presión absoluta inicial de la columna de aire, que en este estudio se considera igual a la presión atmosférica en la zona metropolitana del valle de México (75.84 kPa ó 7.73 mca)
- C_d es el coeficiente de descarga, el valor que se consideró fue $C_d = 0.65$ (American Gas Association, 1978)
- Y es un factor de expansión que se expresa como:

$$Y = \left[\frac{k}{k-1} \left(\frac{H_b^*}{H^*} \right)^{\frac{2}{k}} \left(\frac{1 - (H_b^*/H^*)^{\frac{k-1}{k}}}{1 - H_b^*/H^*} \right) \right]^{1/2} \quad (4.5)$$

Si $H^*/H_b^* > 1.89$, el orificio es alcanzado por la columna de agua y la descarga de aire se puede calcular como:

$$Q_a = C_d A_0 \sqrt{g \frac{\rho_{\text{agua}}}{\rho_{\text{aire}}} H^*} \sqrt{k \left(\frac{2}{k+1} \right)^{\frac{k+1}{k-1}}} \quad (4.6)$$

Cuando la columna de agua impacta el final de la tubería, la presión generada por la columna de agua se calcula siguiendo el procedimiento que a continuación se describe:

Se define una ecuación para calcular el golpe de ariete entre las secciones 1 y 2 de la figura 4.2.

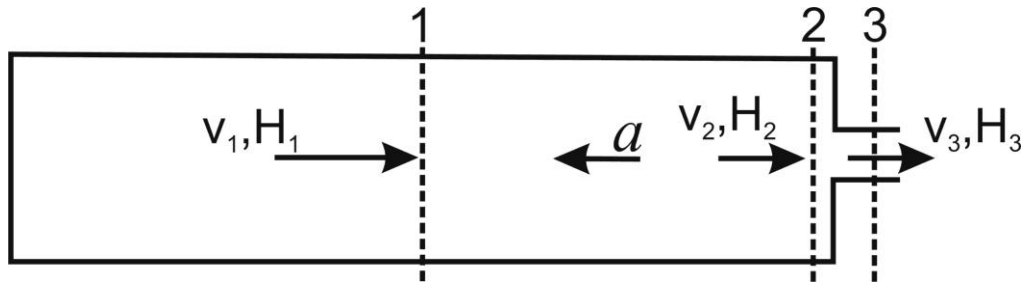


Figura 4.2 Esquema para definir la ecuación para calcular el golpe de ariete

$$H_2 = H_1 + \frac{a}{g}(v_2 - v_1) \quad (4.7)$$

Posteriormente, se plantean las ecuaciones de la energía y de continuidad entre las secciones 2 y 3, donde está última sección es la descarga hacia la atmósfera.

$$H_2 + \frac{v_2^2}{2g} = H_3 + \frac{v_3^2}{2g} + K \frac{v_2^2}{2g} \quad (4.8)$$

$$v_2 A = v_3 A_0 \quad (4.9)$$

Como el orificio está abierto a la atmósfera $H_3 = 0$. Luego, se sustituye la ecuación 4.9 en la 4.8 y finalmente la expresión resultante en la ecuación 4.7, para obtener la ecuación que evalúa la carga de presión en la sección 2.

$$H_2 = H_1 + \frac{a}{g} \left(v_1 + \frac{a}{B} - \sqrt{\left(\frac{a}{B}\right)^2 + 2v_1 \frac{a}{B} + \frac{2gH_1}{B}} \right) \quad (4.10)$$

Donde:

- a es la celeridad o velocidad de la onda de presión del conducto, cuando la columna de agua impacta el orificio,
- B es un coeficiente que se define como $B = (A/A_0)^2 + K - 1$
- K es el coeficiente de pérdida en el orificio, que es despreciable si se compara con A/A_0 .
- H_1 es la carga de presión en la sección 1, y se calculan con las ecuaciones 4.1 a 4.3
- v_1 es la velocidad en la sección 1.

4.6 SOLUCIÓN NUMÉRICA

Las ecuaciones que gobiernan el fenómeno fueron normalizadas y redefinidas como variables adimensionales. El subíndice "0" indica el valor inicial.

$$\lambda = \frac{x}{L} \quad (4.11)$$

$$\eta = \frac{V_a}{V_{a0}} \quad (4.12)$$

$$\phi = \frac{H^*}{H_0^*} \quad (4.13)$$

$$\Psi = \frac{v}{\sqrt{g(1-x_0/L)H_b^*}} \quad (4.14)$$

$$\alpha = \frac{a}{\sqrt{g(1-x_0/L)H_b^*}} \quad (4.15)$$

$$\tau = \frac{t}{L \sqrt{\frac{1}{gH_b^*}(1-x_0/L)}} \quad (4.16)$$

La ecuación 4.1 se convierte en la expresión 4.17:

$$\frac{d\eta}{d\tau} = -\Psi \quad (4.17)$$

La ecuación 4.2 se transforma en la ecuación 4.18:

$$\frac{d\Psi}{d\tau} = -\frac{1}{\phi_0} \frac{\phi-1}{\lambda} - \frac{C_0}{2} (1-\lambda_0) \Psi |\Psi| - \frac{1}{2\lambda} (1-\lambda_0) \Psi^2 \quad (4.18)$$

La ecuación 4.3 se presenta ahora como 4.19:

$$\frac{d\phi}{d\tau} = -K \frac{\phi}{\eta} \frac{d\eta}{d\tau} - K \frac{\phi}{\eta} \frac{C_1 Y}{\sqrt{(1-\lambda_0)}} \sqrt{2 \left(\frac{\phi}{\phi_b} - 1 \right) \left(\frac{\phi_b}{\phi} \right)^{1/k}} \quad (4.19)$$

Cuando $H^*/H_b^* < 1.89$ la ecuación anterior se reduce a:

$$\frac{d\phi}{d\tau} = -K \frac{\phi}{\eta} \frac{d\eta}{d\tau} - K \frac{\phi}{\eta} \frac{C_1 Y_C}{\sqrt{(1-\lambda_0)}} \sqrt{\left(\frac{\phi}{\phi_b} \right)^{\left(1-\frac{1}{k}\right)}} \quad (4.20)$$

Si $H^*/H_b^* > 1.89$, entonces se deben considerar las siguientes expresiones:

$$C_0 = fL/D \quad (4.21)$$

$$C_1 = C_d A_0 / A \sqrt{\frac{\rho_{\text{agua}}}{\rho_{\text{aire}}}} \quad (4.22)$$

$$\phi_b = H_b^*/H_0^* \quad (4.23)$$

$$Y_c = \sqrt{k \left(\frac{2}{k+1} \right)^{\frac{k+1}{k-1}}} \quad (4.24)$$

La ecuación 4.8 normalizada se puede escribir como:

$$\varphi_2 = \varphi_1 + \varphi_b \alpha (1 - \lambda_0) \left(\Psi_1 + \frac{\alpha}{B} - \sqrt{\left(\frac{\alpha}{B} \right)^2 + 2 \frac{\alpha \Psi_1}{B} + \frac{2}{B} \left(\frac{\varphi_1}{\varphi_b} - 1 \right)} \right) \quad (4.25)$$

El sistema de ecuaciones diferenciales ordinarias adimensional resultante es no lineal. Para su solución numérica se utilizó el método de Runge-Kutta de cuarto orden.

5. INVESTIGACIÓN EXPERIMENTAL

5.1 DISPOSITIVO EXPERIMENTAL

Con el propósito de verificar lo antes descrito, se diseñó un dispositivo experimental que consiste de una sección de medición de tubería de hierro fundido de 2" (0.0508 m) de diámetro interior D y una longitud $L = 11.8$ m, ubicada entre un tanque hidroneumático y un tanque abierto o cárcamo. En las figuras 5.1 y 5.2 se muestra el sistema Tanque Hidroneumático – tubería – tanque abierto, que conforma el dispositivo experimental.

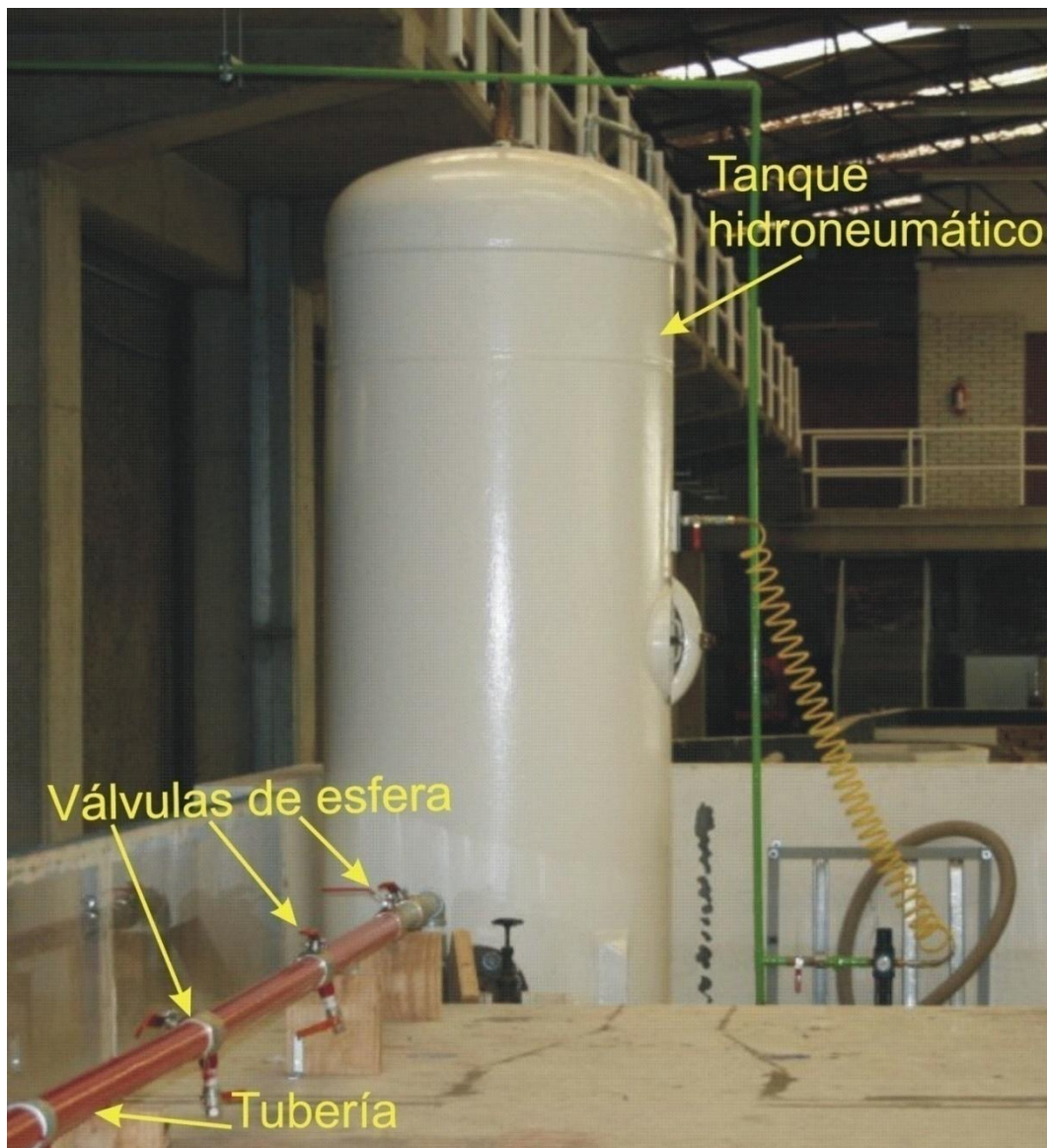


Figura 5.1 Tanque hidroneumático – Tubería, vista hacia aguas arriba del dispositivo experimental

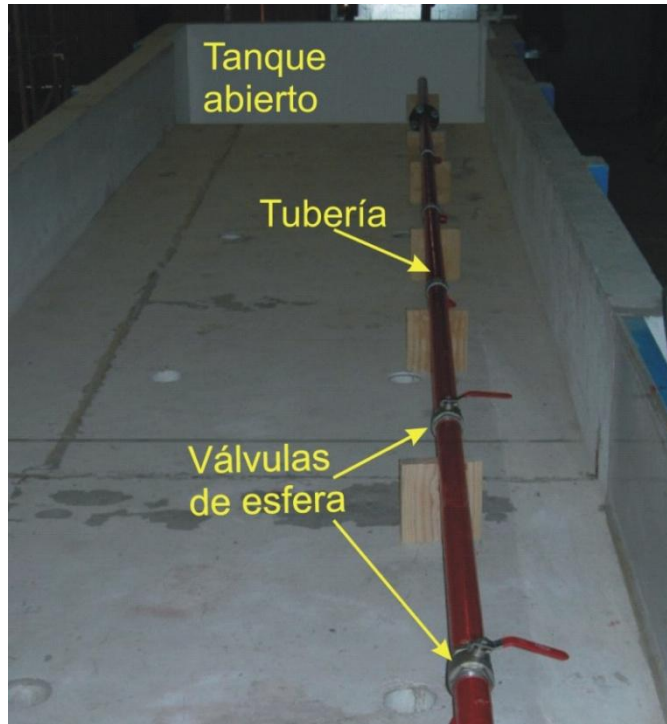


Figura 5.2 Tubería - Tanque abierto, vista hacia aguas abajo del dispositivo experimental

Tres válvulas de esfera de $\frac{1}{4}$ de giro fueron colocadas a 2.2, 3.45 y 4.7 metros aguas abajo del tanque hidroneumático, respectivamente (Figuras 5.3 y 5.4). Este seccionamiento de la tubería, permitirá tener tres diferentes longitudes de columnas de agua y de aire, para generar diferentes escenarios durante las pruebas.

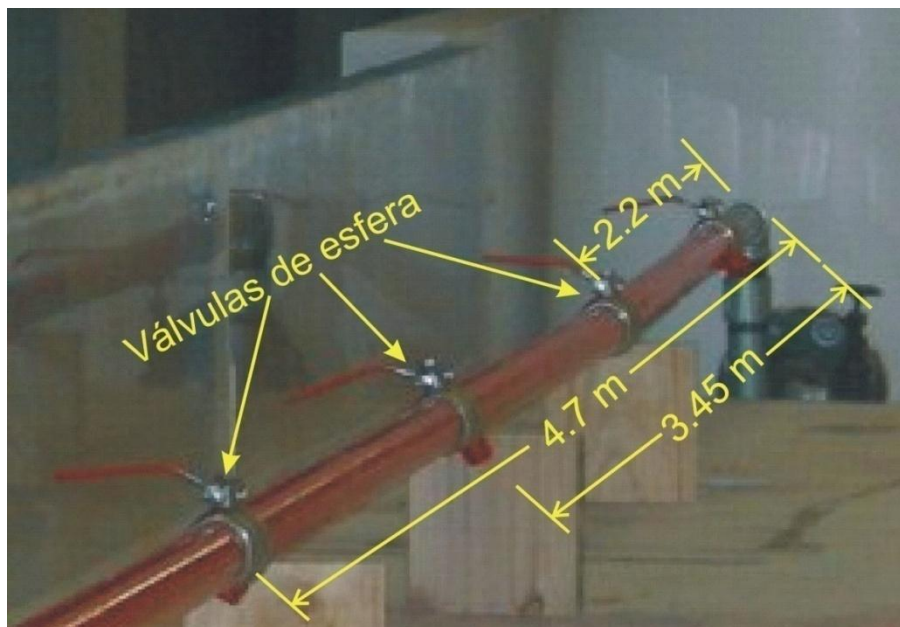


Figura 5.3 Válvulas que permiten trabajar con diferentes columnas de aire y agua

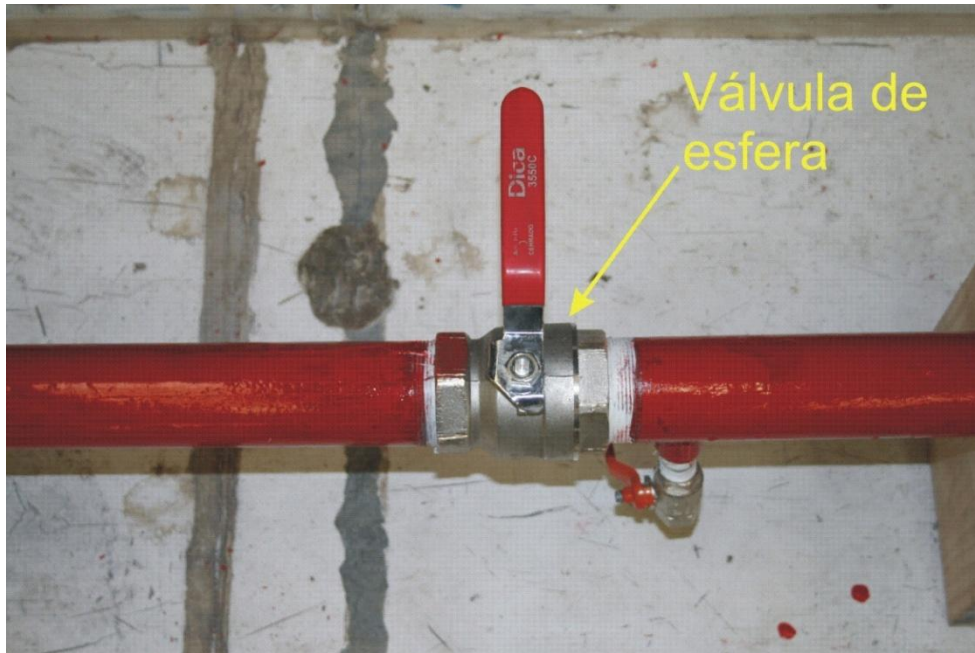


Figura 5.4 Válvula de esfera

Al final de la sección de medición se colocaron tubos de concreto de 2" (0.0508 m) de diámetro exterior con una longitud de 1 metro, para poder simular la ruptura de alcantarillas en cada una de las pruebas. En la Figura 5.5 se muestra uno de los tubos de concreto.



Figura 5.5 Tubo de concreto de 2 pulgadas de diámetro

Inmediatamente aguas abajo del tubo de concreto se colocaron tapones de fierro con orificios concéntricos de 2, 4, 6, 8, 10, 12, 14, 16, 18 y 20 mm de diámetro, para controlar la velocidad a la cual es expulsado el aire y poder simular el llenado rápido de una alcantarilla con aire atrapado. Los orificios se muestran en la figura 5.6.

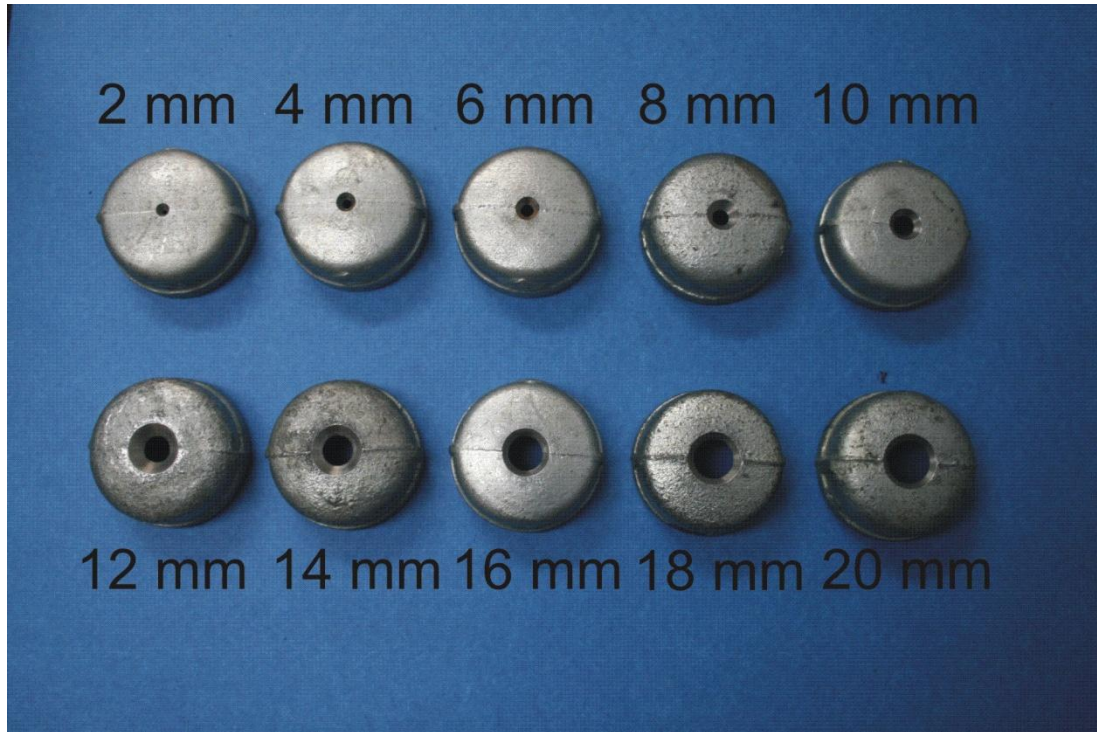


Figura 5.6 Orificios utilizados en las pruebas

Una bomba de 1hp (0,746 kW) de potencia se utilizó para recircular el agua desde el tanque abierto hacia el tanque hidroneumático a través de una tubería de PVC de 1" (0.0254 m) de diámetro, después de cada prueba.

En la figura 5.7 se presenta el dispositivo experimental.

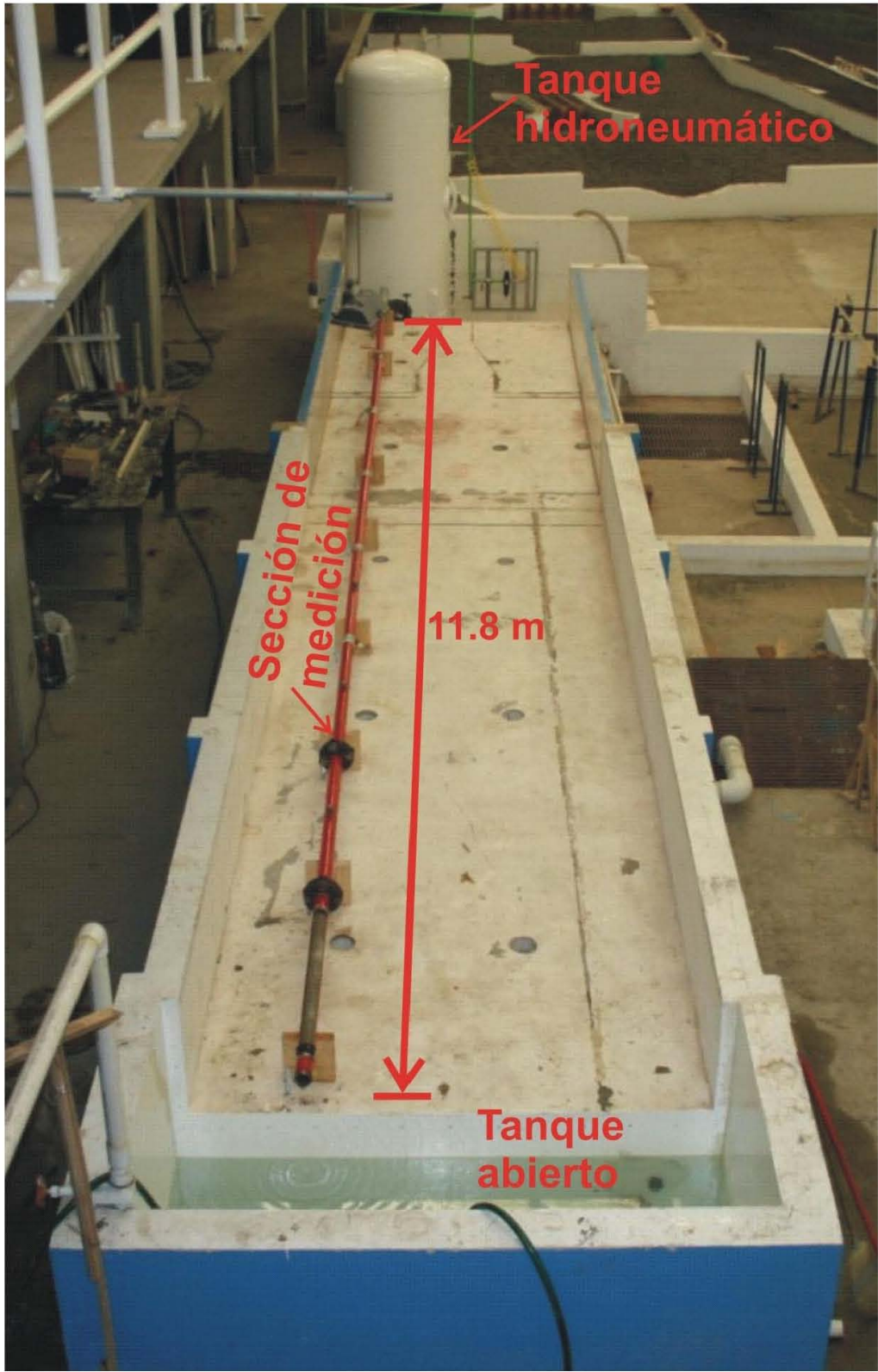


Figura 5.7 Dispositivo experimental

5.2 INSTRUMENTACIÓN

Las sobrepresiones en el dispositivo fueron generadas al abrir rápidamente una de las válvulas esféricas. A lo largo de la sección de medición se colocaron 4 transductores de presión capaces de registrar sobrepresiones de 3447.5 kPa ó 351.43 mca. Los sensores fueron conectados a un modulador y éste a su vez a una tarjeta de adquisición de datos, para posteriormente almacenar los datos en el disco duro de una computadora.

En las figuras 5.8 y 5.9 se muestran los dispositivos electrónicos utilizados para el registro de las sobrepresiones en la sección de medición.

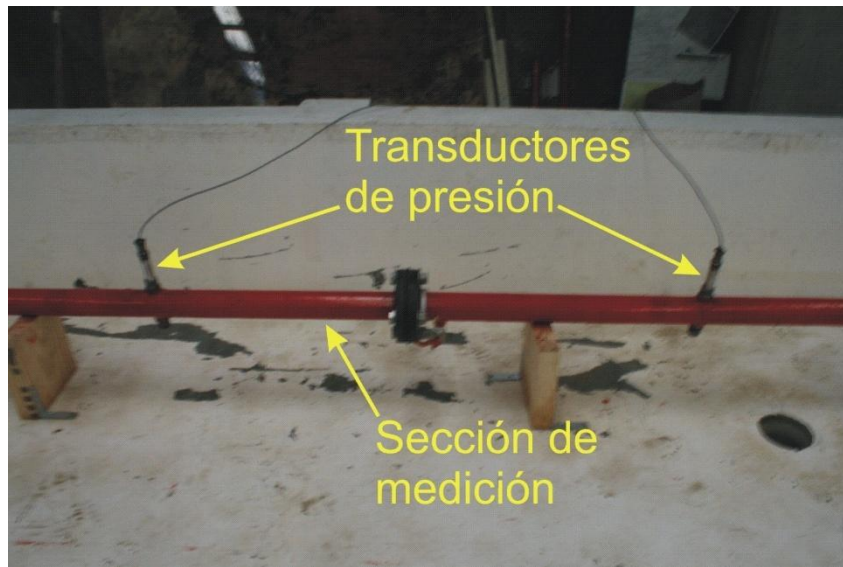


Figura 5.8 Transductores instalados en la sección de medición

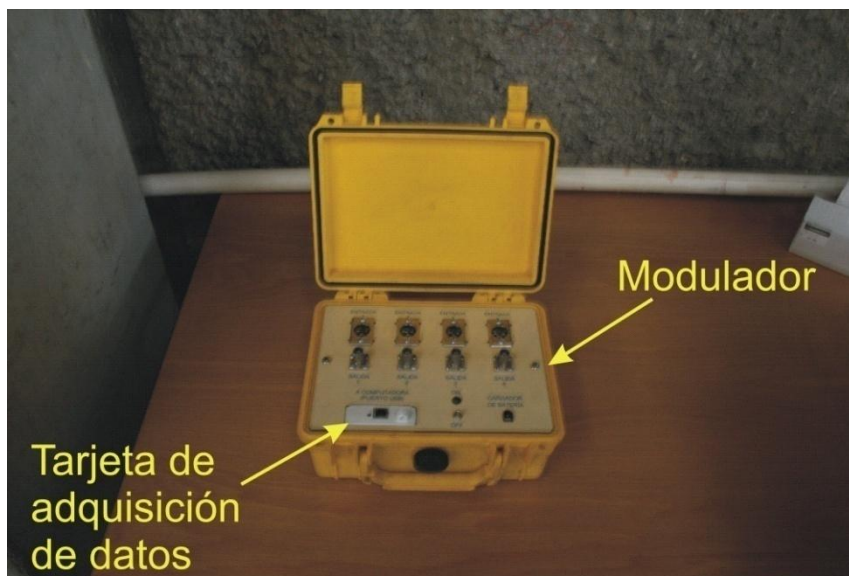


Figura 5.9 Modulador y tarjeta de adquisición de datos

5.3 RESULTADOS

Para analizar la ruptura de alcantarillas, se estudiaron experimental y analíticamente las variaciones de presión producidas por el llenado rápido de una tubería horizontal. Los experimentos confirmaron que el aire atrapado en una tubería sometida a un llenado rápido puede producir fuertes sobrepresiones, cuando se produce la liberación del aire.

Durante los experimentos el rango completo de orificios fue probado (2, 4, 6, 8, 10, 12, 14, 16, 18 y 20 mm), para cuatro diferentes valores de carga hidráulica en el tanque hidroneumático H_0 [137 kPa (20 psi ó 13.97 mca), 206 kPa (30 psi ó 21 mca), 275 kPa (40 psi ó 28 mca) y 343 kPa (50 psi ó 34.96 mca)] y tres columnas de agua con longitudes $x = 2.2$ m, $x = 3.45$ m y $x = 4.7$ m.

Las pruebas revelaron que pueden existir tres patrones de oscilación de presiones, en función del tamaño del orificio a través del cual es expulsado el aire.

Patrón Tipo 1: Cuando el orificio es muy pequeño (2 mm en las pruebas), el efecto amortiguador de la bolsa de aire evita que la columna de agua impacte directamente contra el extremo final de la tubería y genere así fuertes presiones debidas al golpe de ariete. Sin embargo, las sobrepresiones que se generan son importantes, pudiendo superar en varias veces la presión operativa aguas arriba. En este caso, el patrón de la onda de sobrepresión muestra un periodo prolongado y la presión máxima se mantiene relativamente constante para un volumen inicial de aire y carga aguas arriba determinados. Las figuras 5.10 a 5.12 muestran el patrón antes descrito.

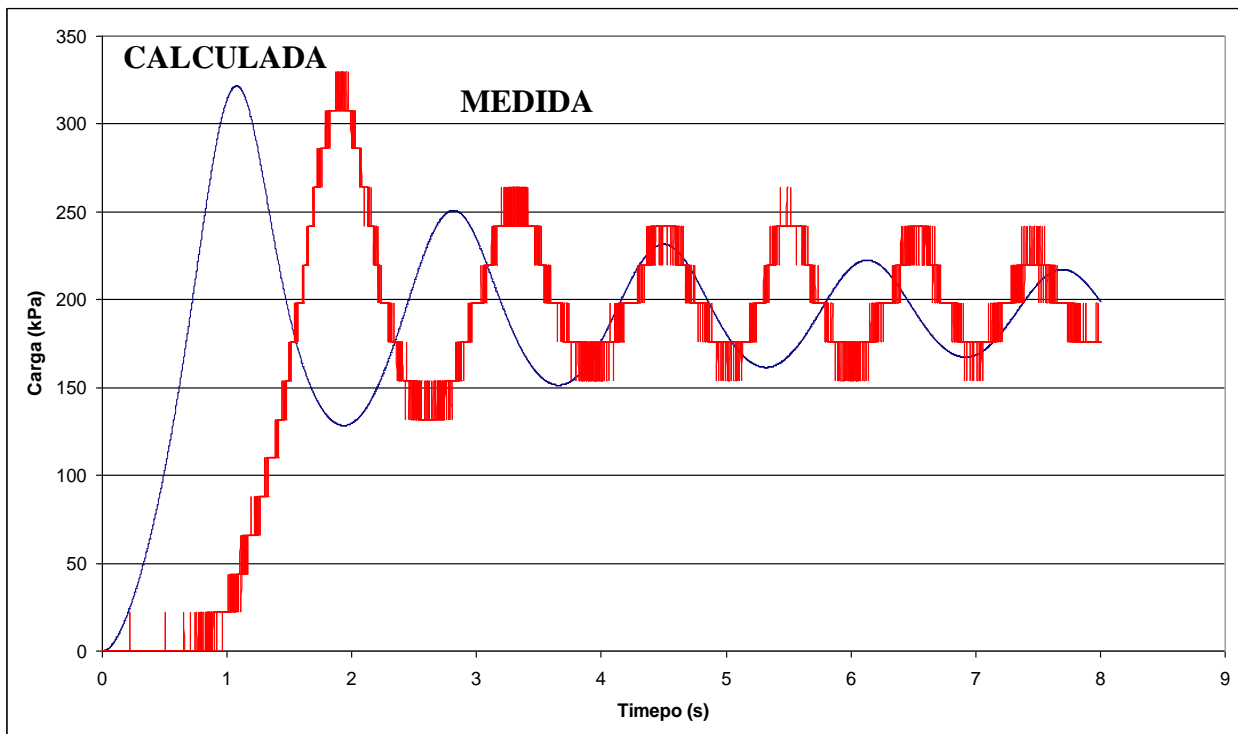


Figura 5.10 Patrón tipo 1, $d_o = 2$ mm, $H_0 = 206$ kPa, $x = 2.2$ m

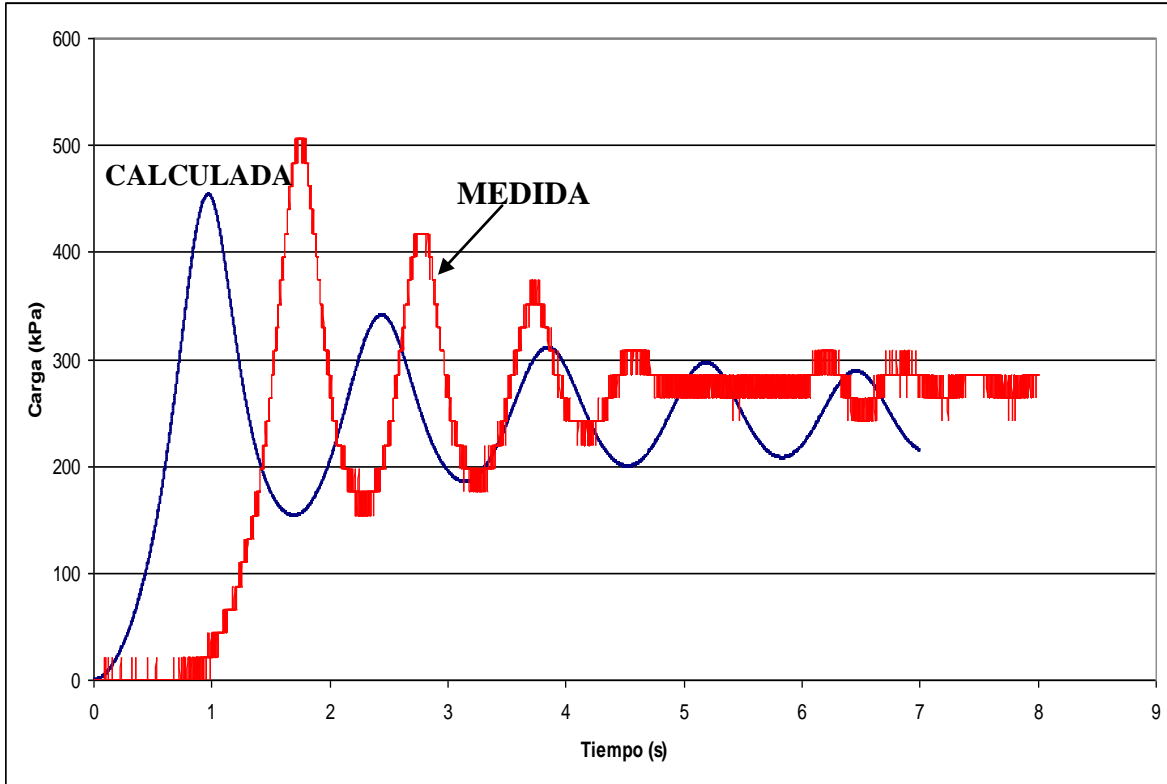


Figura 5.11 Patrón tipo 1, $d_o = 2 \text{ mm}$, $H_0 = 275 \text{ kPa}$, $x = 3.45 \text{ m}$

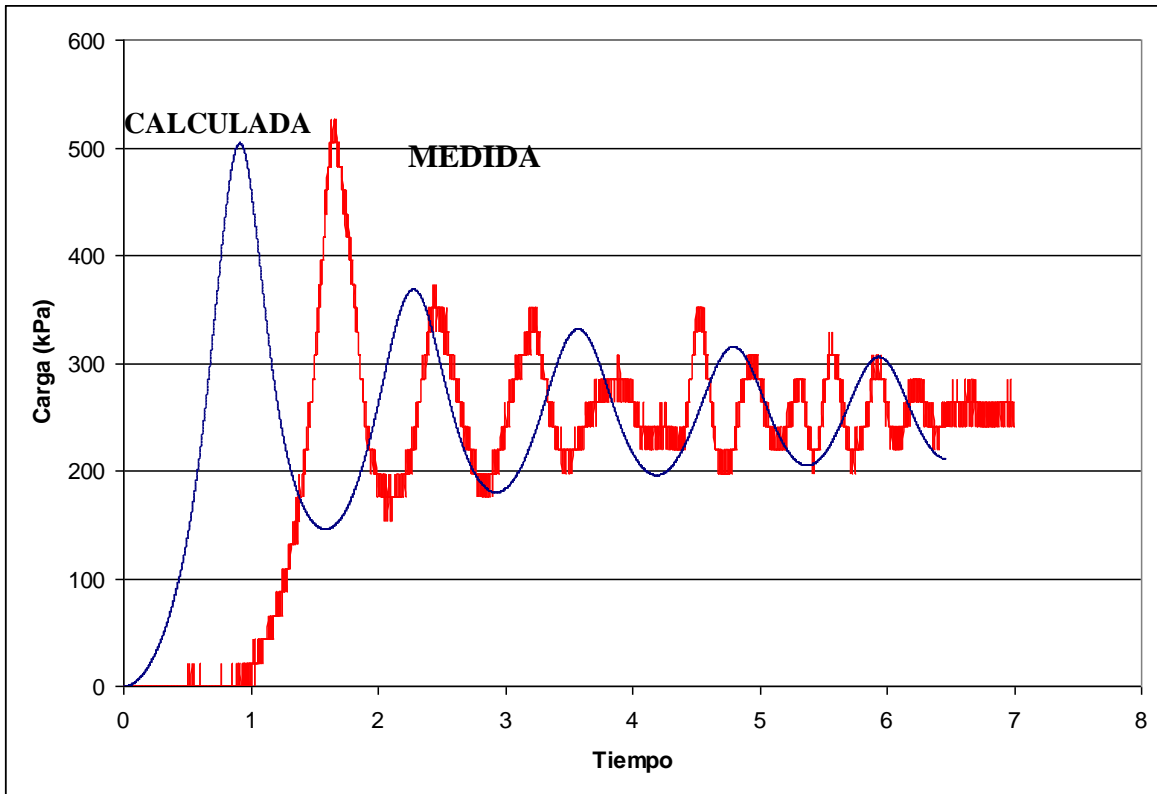


Figura 5.12 Patrón tipo 1, $d_o = 2 \text{ mm}$, $H_0 = 275 \text{ kPa}$, $x = 4.7 \text{ m}$

Como se puede observar en las figuras 5.10 a 5.12, cuando el orificio es lo suficientemente pequeño (2 mm), la bolsa de aire permanece más tiempo en la tubería, actuando como un amortiguador. En este caso los valores de presión se fueron aminorando significativamente. Sin embargo, las presiones máximas experimentadas en la tubería durante cada una de las pruebas fueron mayores a la carga hidráulica inicial en el tanque hidroneumático.

Para la figura 5.10 (Patrón tipo 1, $d_o = 2$ mm, $H_0 = 206$ kPa, $x = 2,2$ m) las presiones máximas calculadas y medidas fueron 1.58 veces mayores que la presión inicial en el tanque hidroneumático.

En el caso de la figura 5.11 (Patrón tipo 1, $d_o = 2$ mm, $H_0 = 275$ kPa, $x = 3,45$ m) las presiones máximas teóricas y registradas fueron 1.71 veces mayores que la presión inicial en el tanque hidroneumático.

La figura 5.12 (Patrón tipo 1, $d_o = 2$ mm, $H_0 = 275$ kPa, $x = 4,7$ m) muestra que las presiones máximas calculadas y medidas fueron 1.85 veces mayores que la presión inicial en el tanque hidroneumático.

En el caso del patrón tipo 1, las oscilaciones de presión tienen un periodo prolongado del orden de 1.5 y 2 segundos, tanto para las presiones teóricas como para las medidas.

Es importante mencionar que durante las pruebas del tipo 1, los sonidos de la columna de agua oscilando a lo largo de la tubería y el provocado por la expulsión de aire fueron muy débiles.

Patrón Tipo 2: Para tamaños de orificios intermedios (4 mm a 6 mm), el patrón de oscilación de presiones consiste tanto en oscilaciones de período largo, mientras persiste la presencia de la bolsa de aire, seguidas por oscilaciones de presión de período corto, una vez que el efecto del golpe de ariete se hace predominante. En estos casos, las presiones máximas observadas se incrementaron rápidamente con el aumento del tamaño del orificio, puesto que el tamaño de la bolsa de aire se redujo en la medida que la tasa de salida de aire se fue incrementando. El fenómeno arriba mencionado se observa en las figuras 5.13 a 5.15.

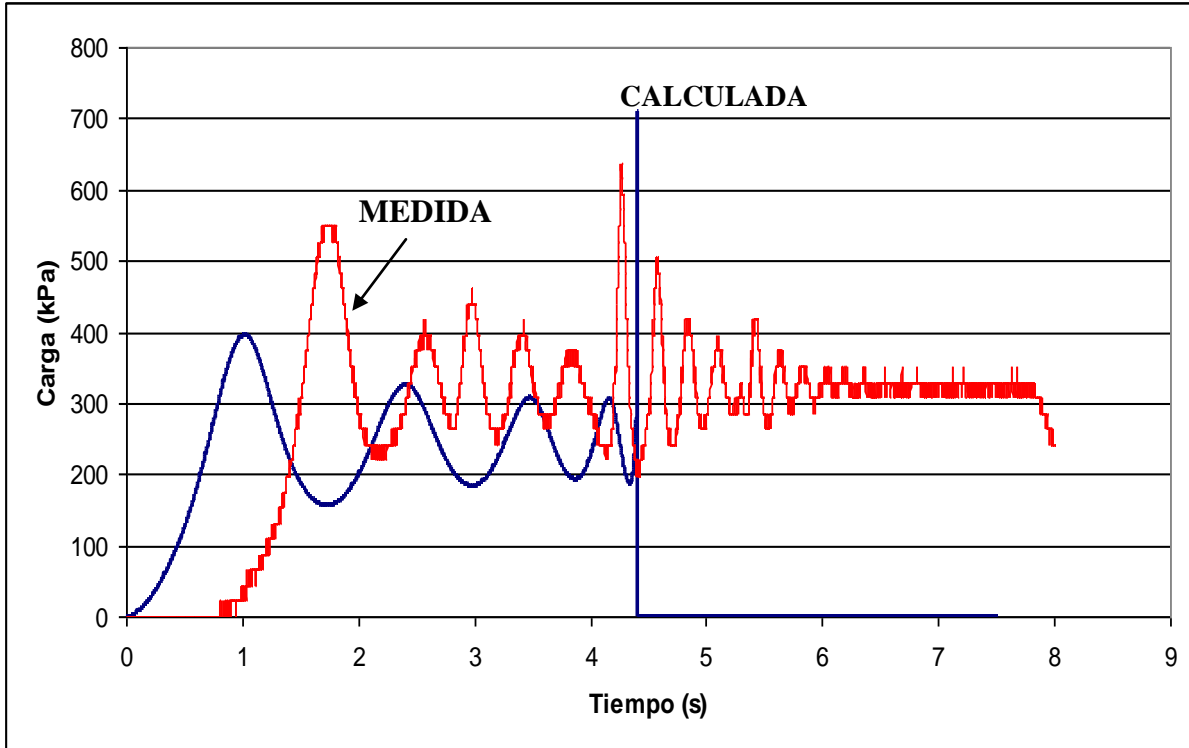


Figura 5.13 Patrón tipo 2, $d_o = 4 \text{ mm}$, $H_0 = 343 \text{ kPa}$, $x = 2.2 \text{ m}$

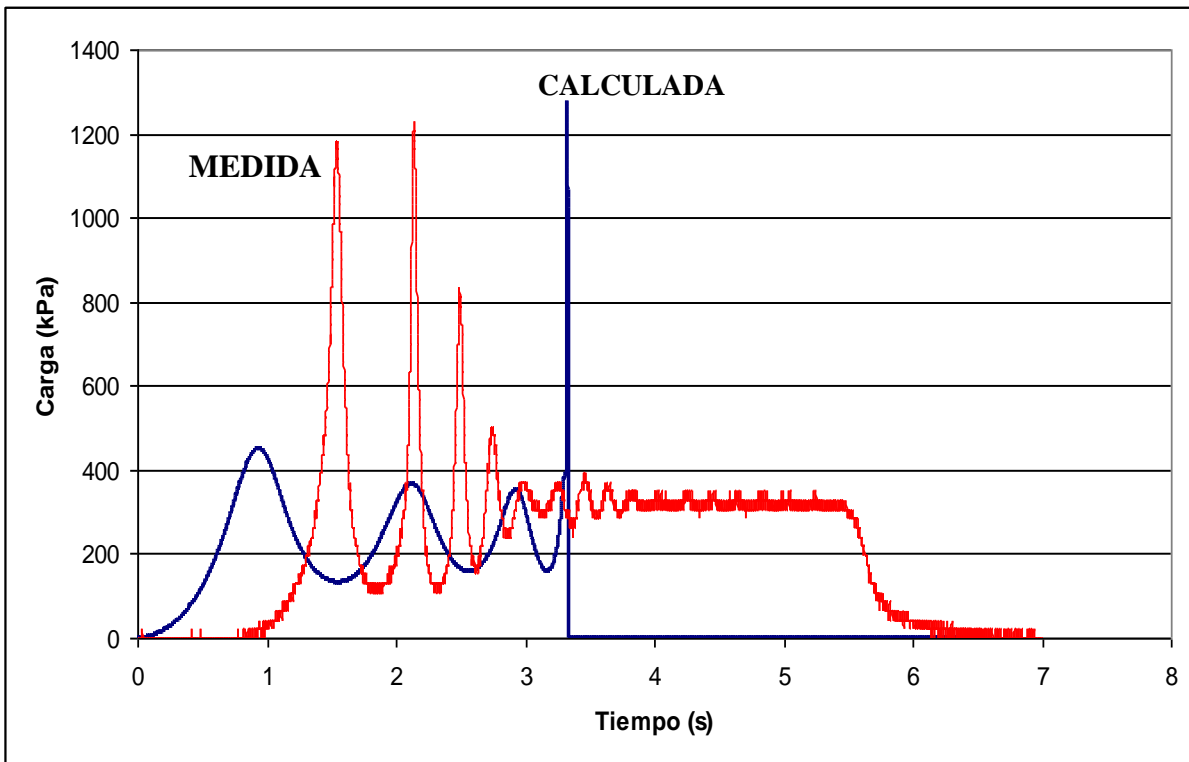


Figura 5.14 Patrón tipo 2, $d_o = 4 \text{ mm}$, $H_0 = 343 \text{ kPa}$, $x = 4.7 \text{ m}$

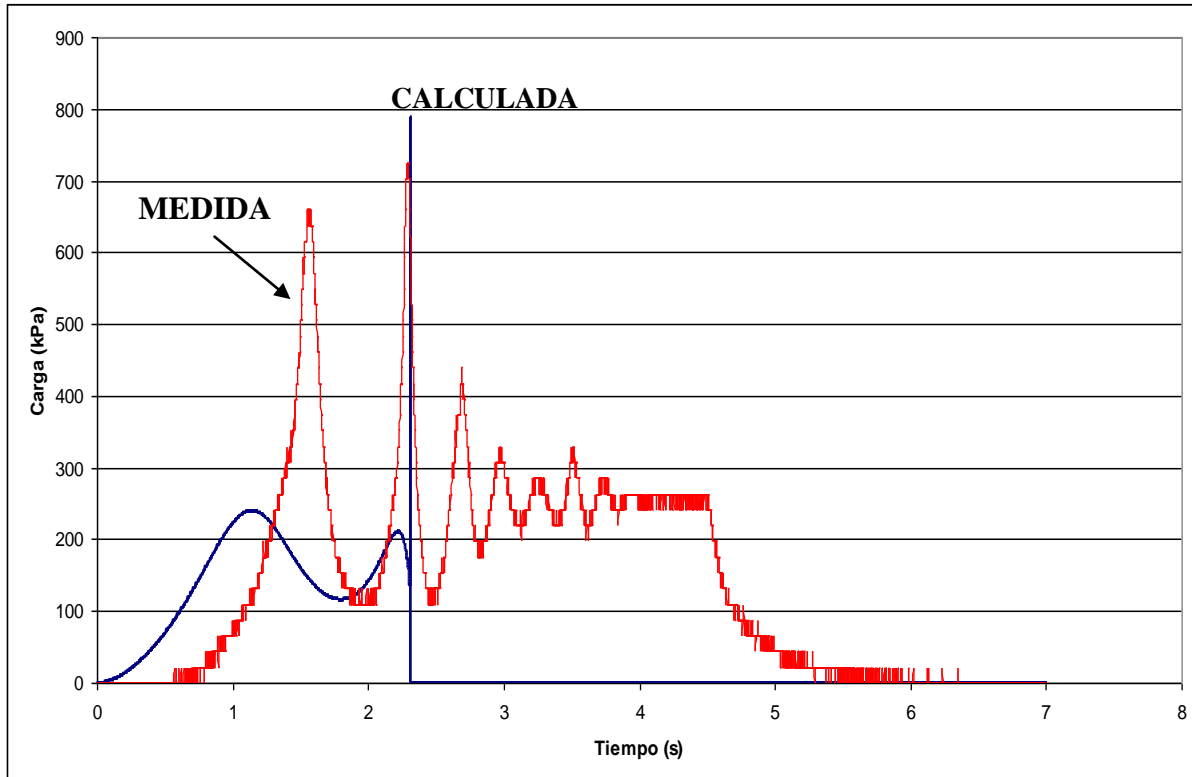


Figura 5.15 Patrón tipo 2, $d_o = 6 \text{ mm}$, $H_0 = 275 \text{ kPa}$, $x = 3.45 \text{ m}$

En las figuras 5.13 a 5.15 se muestran dos tipos de patrones de oscilación de presión, para una misma prueba con orificios de tamaño intermedio (4 mm a 6 mm). Mientras inicia la columna de aire su recorrido hacia aguas abajo de la tubería, gran parte de la bolsa de aire permanece en la sección de medición y sólo un pequeño volumen de aire es expulsado a través del orificio, en este momento se presenta un patrón similar al tipo 1. De los resultados mostrados en las figuras se observa que el periodo de oscilación decrece al incrementar el diámetro del orificio y la columna de agua, para este patrón. Posteriormente, una vez que una cantidad importante de aire ha sido expulsada, la columna de agua impacta el final de la tubería, generando un golpe de ariete que provocó un pico de presión importante con un periodo de oscilación menor comparada con el del patrón tipo 1.

Durante los experimentos, el sonido provocado por la expulsión de aire fue muy notorio y poco después se escuchaba el impacto de la columna de agua contra el orificio.

Para la figura 5.13 (Patrón tipo 2, $d_o = 4 \text{ mm}$, $H_0 = 343 \text{ kPa}$, $x = 2,2 \text{ m}$) las presiones máximas calculadas y medidas fueron 2.1 veces mayores que la presión inicial en el tanque hidroneumático.

La figura 5.14 (Patrón tipo 2, $d_o = 4 \text{ mm}$, $H_0 = 343 \text{ kPa}$, $x = 4,7 \text{ m}$) muestra que las presiones máximas calculadas y medidas fueron 3.79 veces mayores que la presión inicial en el tanque hidroneumático.

En el caso de la figura 5.15 (Patrón tipo 2, $d_o = 6 \text{ mm}$, $H_0 = 275 \text{ kPa}$, $x = 3,45 \text{ m}$) las presiones máximas teóricas y registradas fueron 2.89 veces mayores que la presión inicial en el tanque hidroneumático.

En el caso de las oscilaciones de presión similares a las del patrón tipo 1, se tienen periodos prolongados de entre 1.5 y 2 segundos para las presiones calculadas, y del orden de 1 a 1.5 segundos para las presiones medidas.

Es importante mencionar que las presiones del tipo 1 calculadas con el modelo numérico, tienen una mayor amortiguación comparadas con las registradas en el laboratorio. Por otra parte, el valor teórico de la sobrepresión generada por el golpe de ariete al impactar la columna de agua al orificio es mayor, que el medido en las pruebas.

Patrón Tipo 3: Cuando el tamaño del orificio es grande (8 mm a 20 mm), el efecto amortiguador del aire desaparece y en consecuencia la columna líquida impacta fácilmente contra el extremo final de la conducción, induciendo una sobrepresión por golpe de ariete. Tal como se observa en las figuras 5.16 a 5.21.

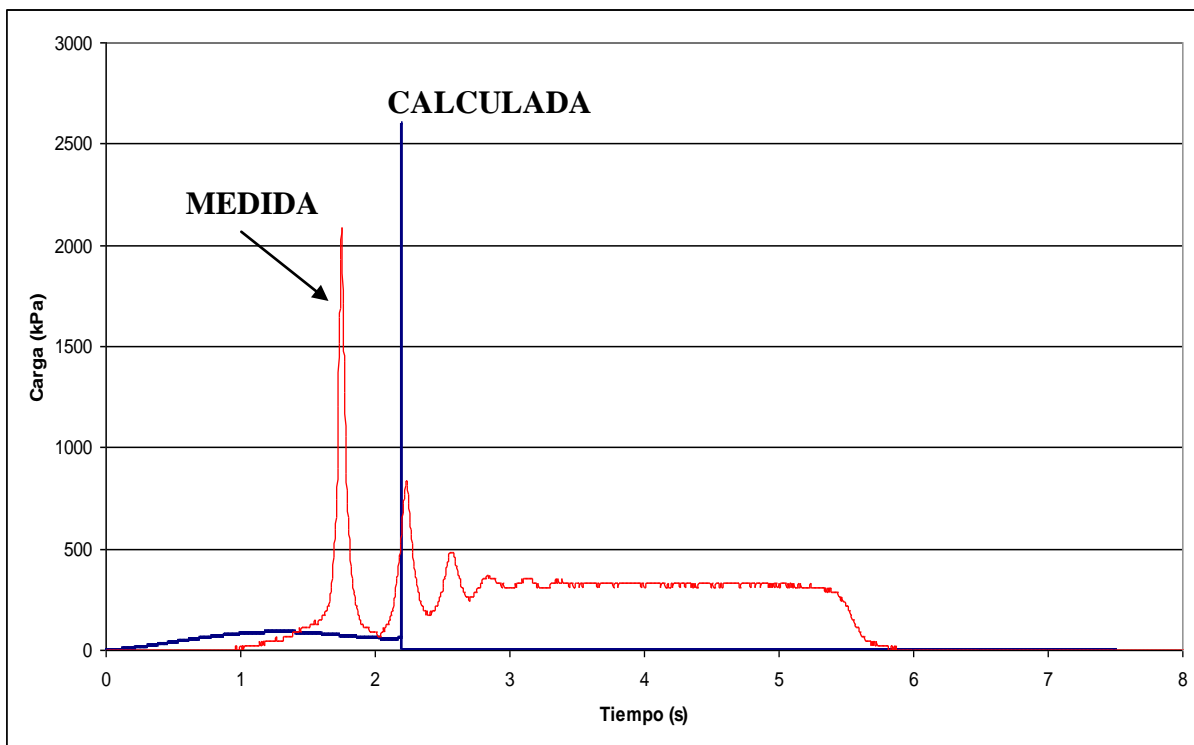


Figura 5.16 Patrón tipo 3, $d_o = 8$ mm, $H_o = 343$ kPa, $x = 2.2$ m

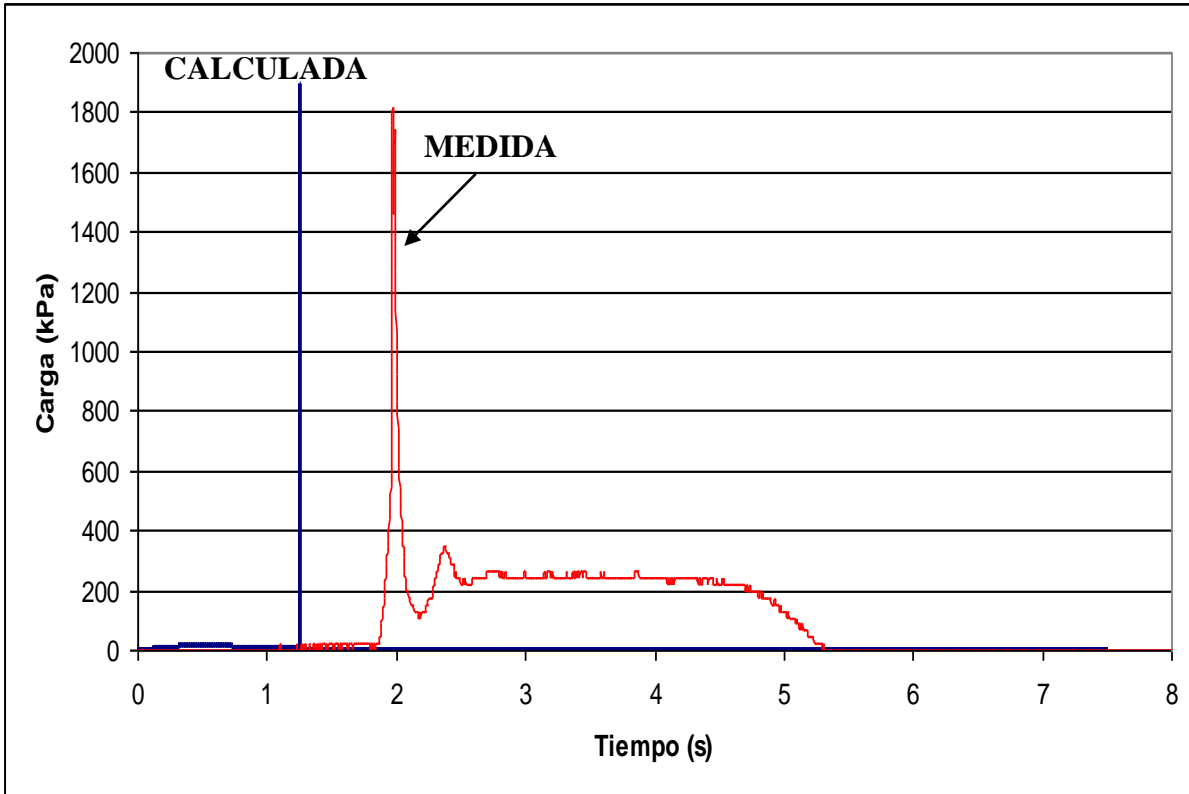


Figura 5.17 Patrón tipo 3, $d_o = 16$ mm, $H_0 = 275$ kPa, $x = 2.2$ m

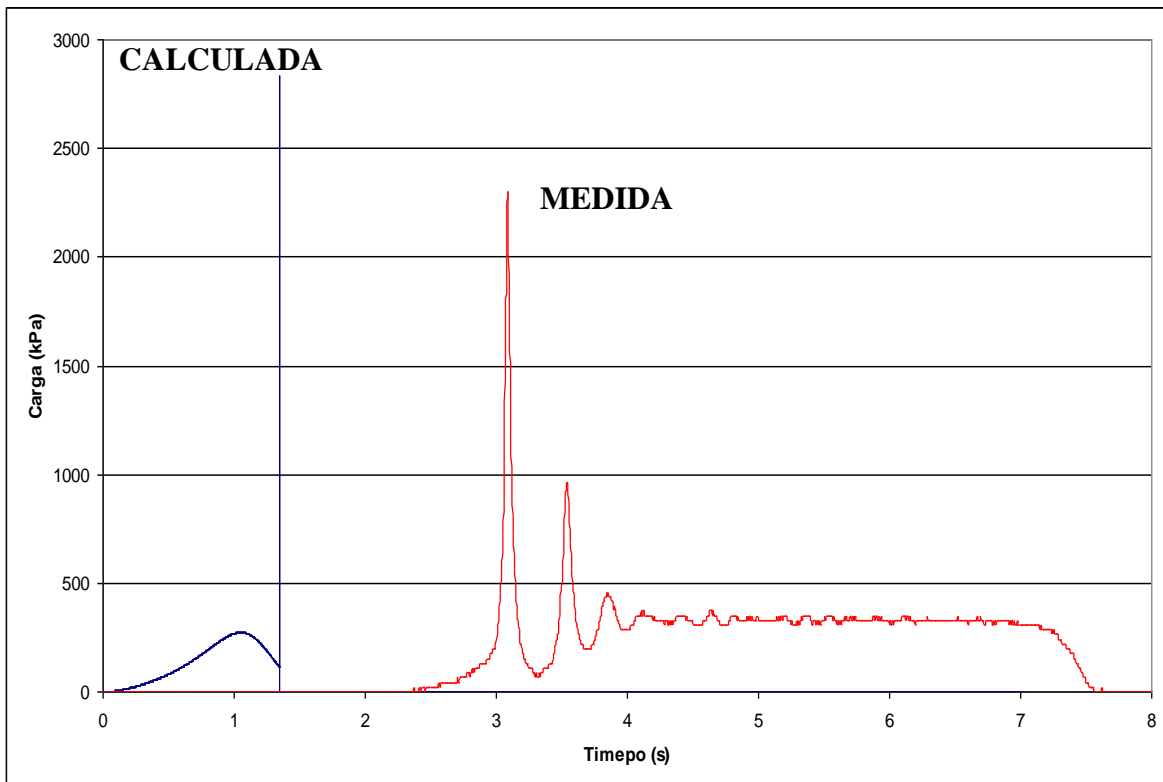


Figura 5.18 Patrón tipo 3, $d_o = 8$ mm, $H_0 = 343$ kPa, $x = 3.45$ m

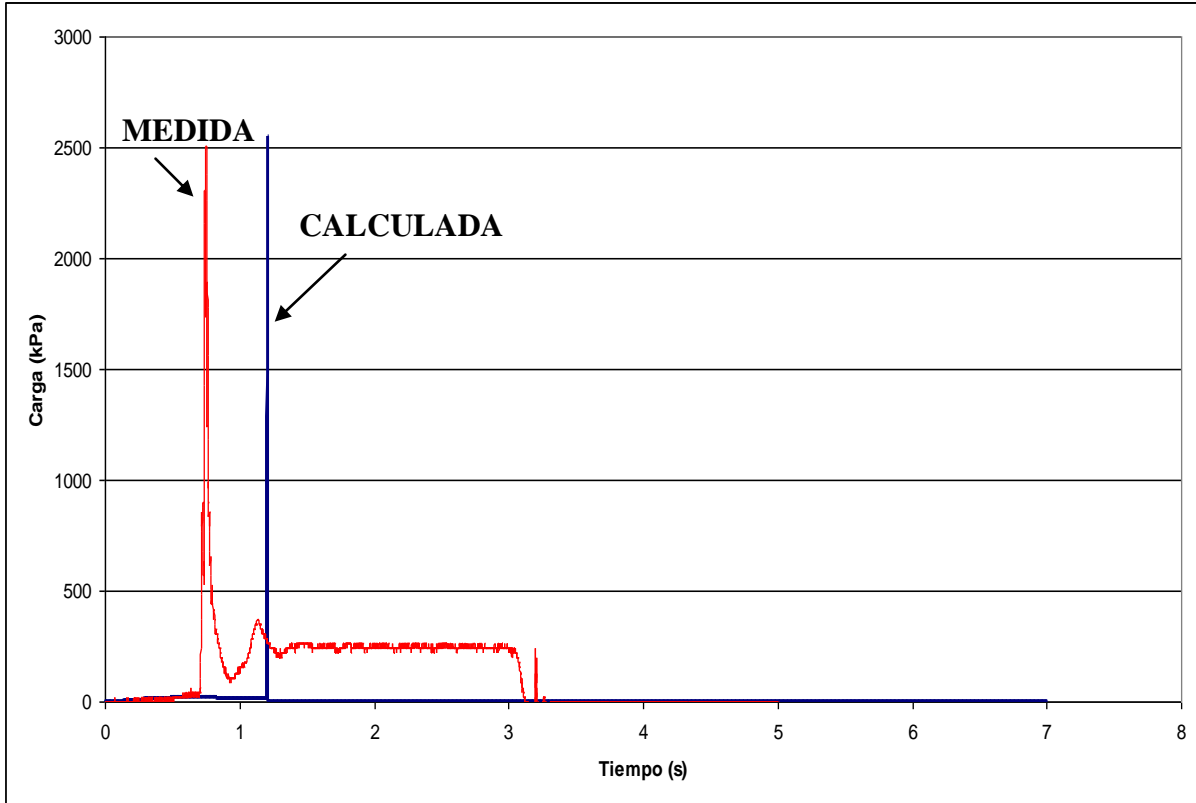


Figura 5.19 Patrón tipo 3, $d_o = 14$ mm, $H_0 = 275$ kPa, $x = 3.45$ m

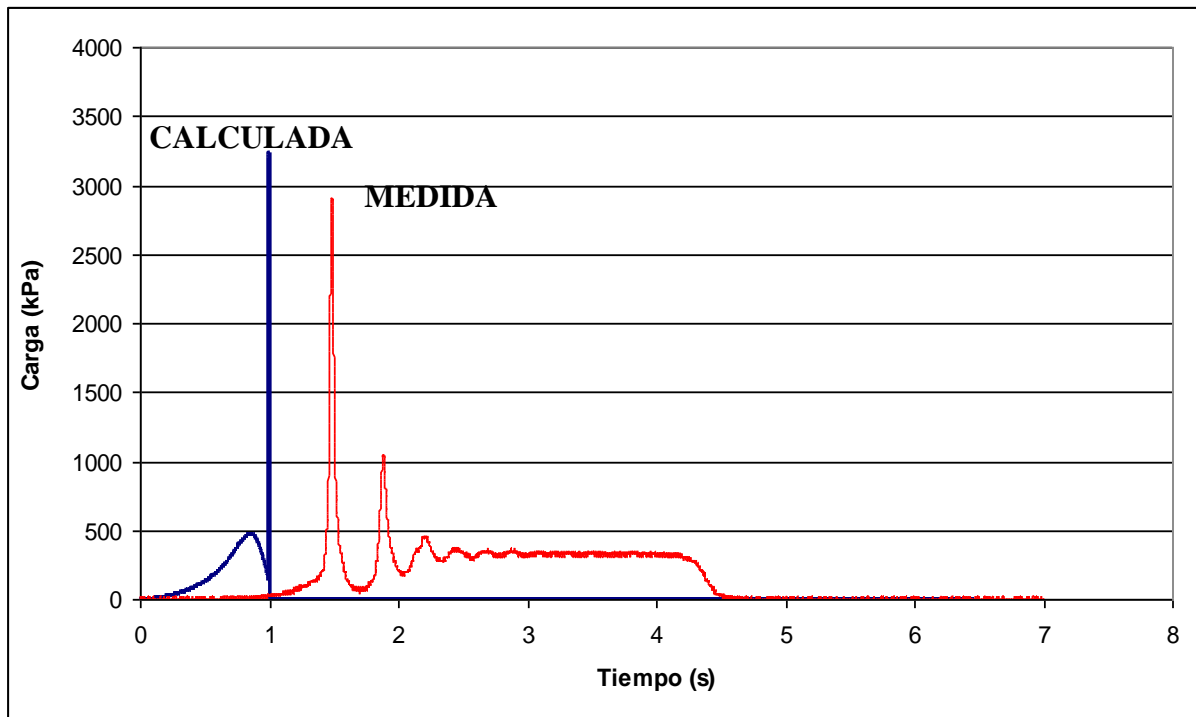


Figura 5.20 Patrón tipo 3, $d_o = 8$ mm, $H_0 = 343$ kPa, $x = 4.7$ m

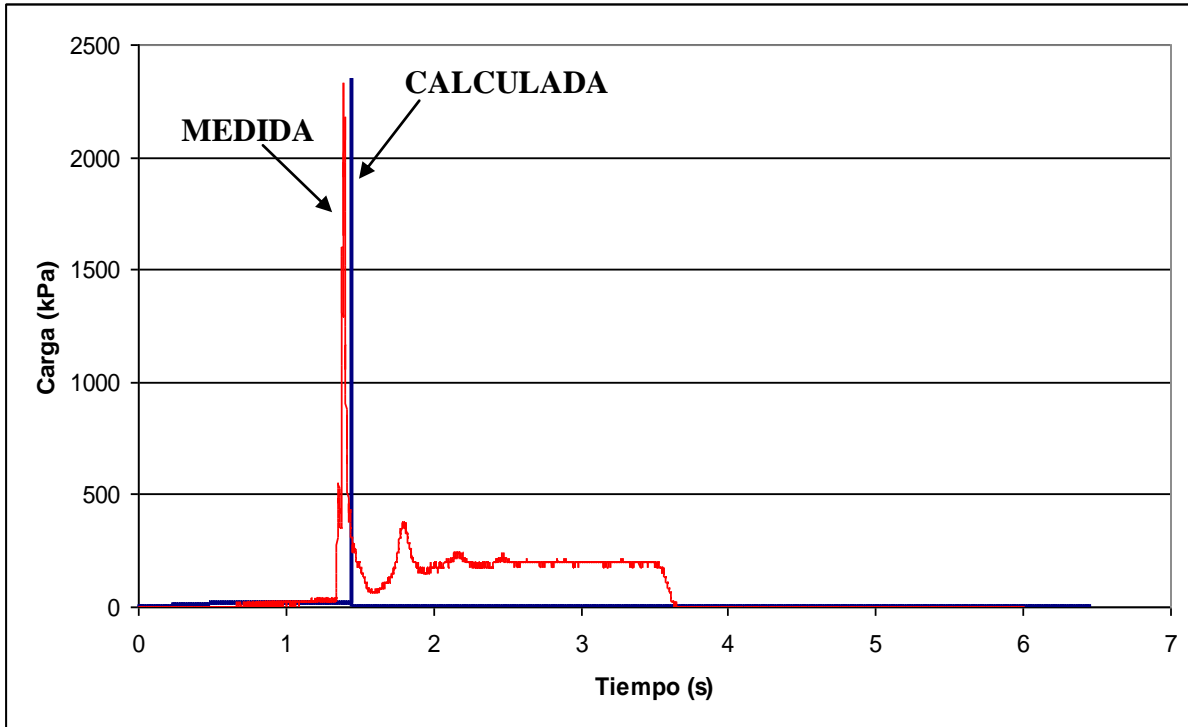


Figura 5.21 Patrón tipo 3, $d_o = 12$ mm, $H_0 = 206$ kPa, $x = 4.7$ m

Cuando el orificio es de gran tamaño (8 mm a 20 mm), la expulsión de aire es tan rápida, que la bolsa de aire ya no actúa como amortiguador para aminorar las presiones causadas por el golpe de ariete. El sonido generado por la expulsión de aire es muy corto y es seguido de inmediato por el impacto de la columna de agua sobre el orificio colocado en el extremo aguas abajo de la tubería. Este fenómeno genera una sobrepresión importante, representada gráficamente como un pico o una pulsación sin oscilación. Tal como se observa en las figuras 5.16 a 5.21.

Para la figura 5.16 (Patrón tipo 3, $d_o = 8$ mm, $H_0 = 343$ kPa, $x = 2.2$ m) las presiones máximas calculadas y medidas fueron 7.87 veces mayores que la presión inicial en el tanque hidroneumático.

La figura 5.17 (Patrón tipo 3, $d_o = 16$ mm, $H_0 = 275$ kPa, $x = 2.2$ m) muestran que las presiones máximas calculadas y medidas fueron 6.91 veces mayores que la presión inicial en el tanque hidroneumático.

En el caso de la figura 5.18 (Patrón tipo 3, $d_o = 8$ mm, $H_0 = 343$ kPa, $x = 3,45$ m) las presiones máximas teóricas y registradas fueron 8.16 veces mayores que la presión inicial en el tanque hidroneumático.

Para la figura 5.19 (Patrón tipo 3, $d_o = 14$ mm, $H_0 = 275$ kPa, $x = 3,45$ m) las presiones máximas calculadas y medidas fueron 9.27 veces mayores que la presión inicial en el tanque hidroneumático.

La figura 5.20 (Patrón tipo 3, $d_o = 8$ mm, $H_0 = 343$ kPa, $x = 4,7$ m) muestran que las presiones máximas calculadas y medidas fueron 9.48 veces mayores que la presión inicial en el tanque hidroneumático.

En el caso de la figura 5.21 (Patrón tipo 3, $d_o = 12$ mm, $H_0 = 206$ kPa, $x = 4,7$ m) las presiones máximas teóricas y registradas fueron 11.50 veces mayores que la presión inicial en el tanque hidroneumático.

Se debe mencionar que las presiones del tipo 3 calculadas con el modelo numérico, fueron mayores a las registradas en el laboratorio. Además se observó que al incrementar el tamaño del orificio y la columna líquida el valor del pico de presión aumenta.

El desfase entre los resultados de las presiones calculadas y medidas, se debe a que el registro de presiones inició antes de abrir la válvula de esfera para generar el transitorio.

5.4 EXPERIMENTOS CUALITATIVOS CON TUBOS DE CONCRETO SIN ARMADO

Se llevaron a cabo pruebas experimentales de tipo cualitativo en el dispositivo físico sustituyendo un tramo de la tubería en su extremo aguas abajo por una de concreto sin armado. Se grabaron varios videos donde se observa como ocurre la ruptura de ésta.

Las primeras pruebas se realizaron con una presión de $H_0 = 13.79$ kPa ó 1.4 mca, un orificio de $d_o = 2$ mm y una columna de agua con longitud $x = 2.2$ m. Se probó esta condición ya que es la más favorable en el dispositivo experimental, debido a que la columna de aire es de 9.8 m de longitud y el orificio permite una expulsión lenta del aire, lo que ayudó a amortiguar la sobrepresión. Sin embargo, esta presión fue suficiente para que el tubo sufriera una ruptura y el techo del mismo se levantara.

La falla del tubo en el dispositivo experimental, se puede observar en las figuras 5.22 y 5.23,



Figura 5.22 Ruptura y levantamiento de la clave del tubo



Figura 5.23 Falla del tubo, vista en planta

En una segunda prueba la presión en el tanque hidroneumático fue de $H_0 = 27.58$ kPa ó 2.81 mca con el mismo orificio y longitud de columna líquida ($d_o = 2$ mm y $x = 2.2$ m). Bajo estas condiciones el tubo falló de forma similar que en el caso anterior, tal como se muestra en las figuras 5.24 a 5.27.



Figura 5.24 Inicio de la ruptura y de la fuga de agua en el tubo de concreto

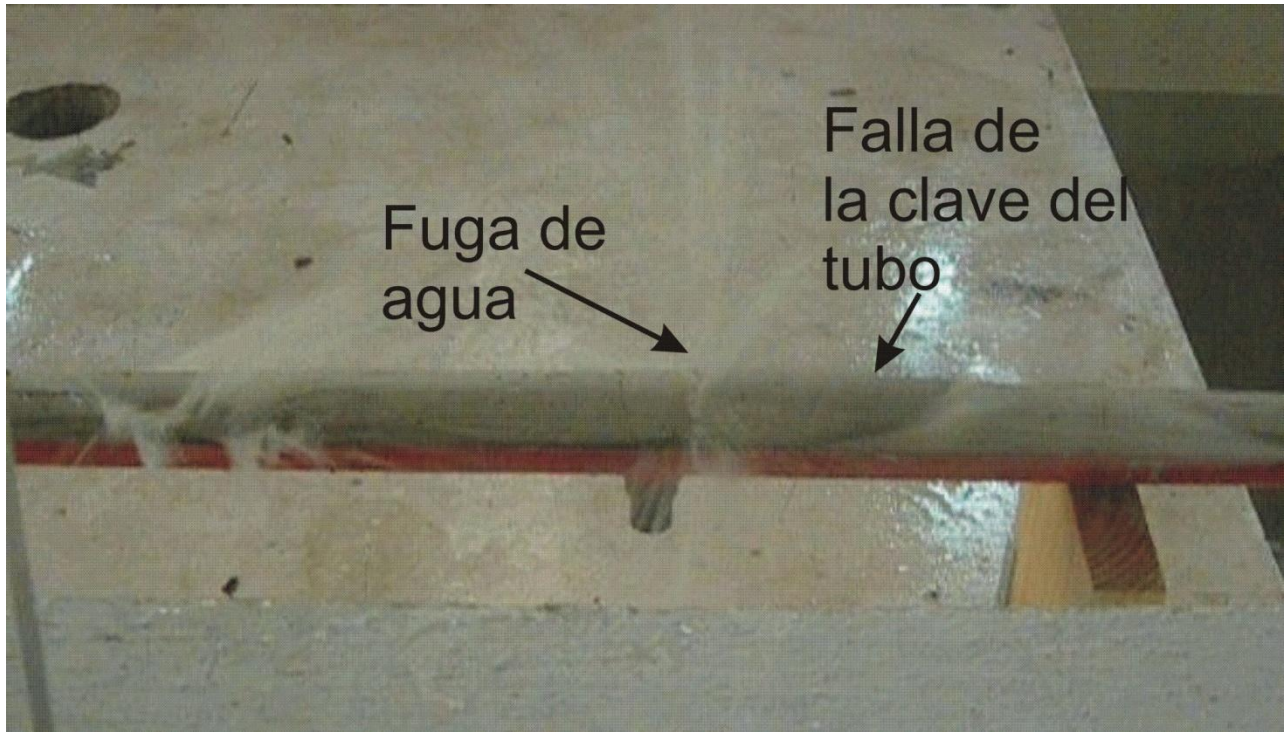


Figura 5.25 Inicia el levantamiento de la clave del tubo debido a la sobrepresión



Figura 5.26 Desprendimiento de un fragmento del techo de la tubería, seguido de una importante fuga de agua

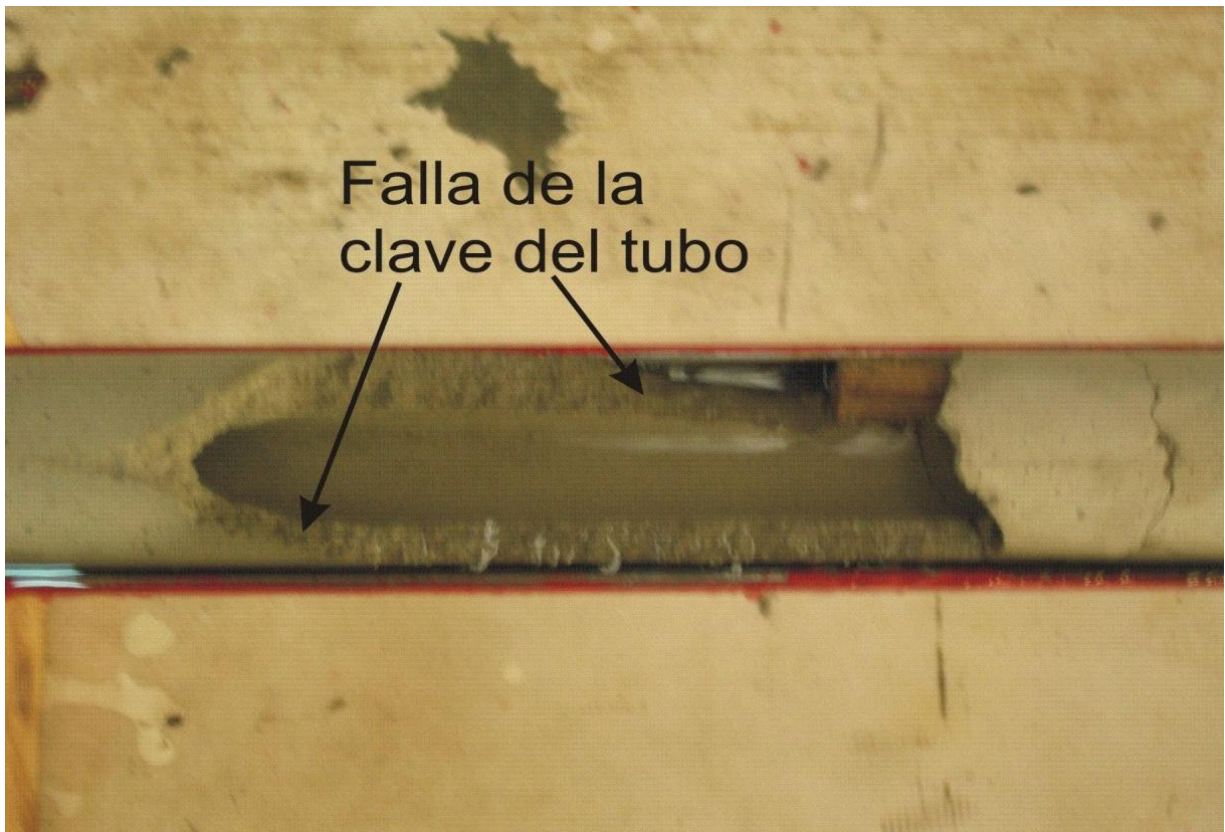


Figura 5.27 Falla del tubo, vista en planta

En las figuras 5.28 a 5.30, se observa como el tubo experimentó una falla parecida a la de los dos casos anteriores al tener un presión de prueba de $H_0 = 68.95 \text{ kPa}$ ó 7 mca y los mismos diámetros de orificio y columna de agua. En este caso los fragmentos del tubo volaron por el aire, aproximadamente un segundo después de abrir la válvula de esfera. En la siguiente secuencia fotográfica se muestra el fenómeno observado.

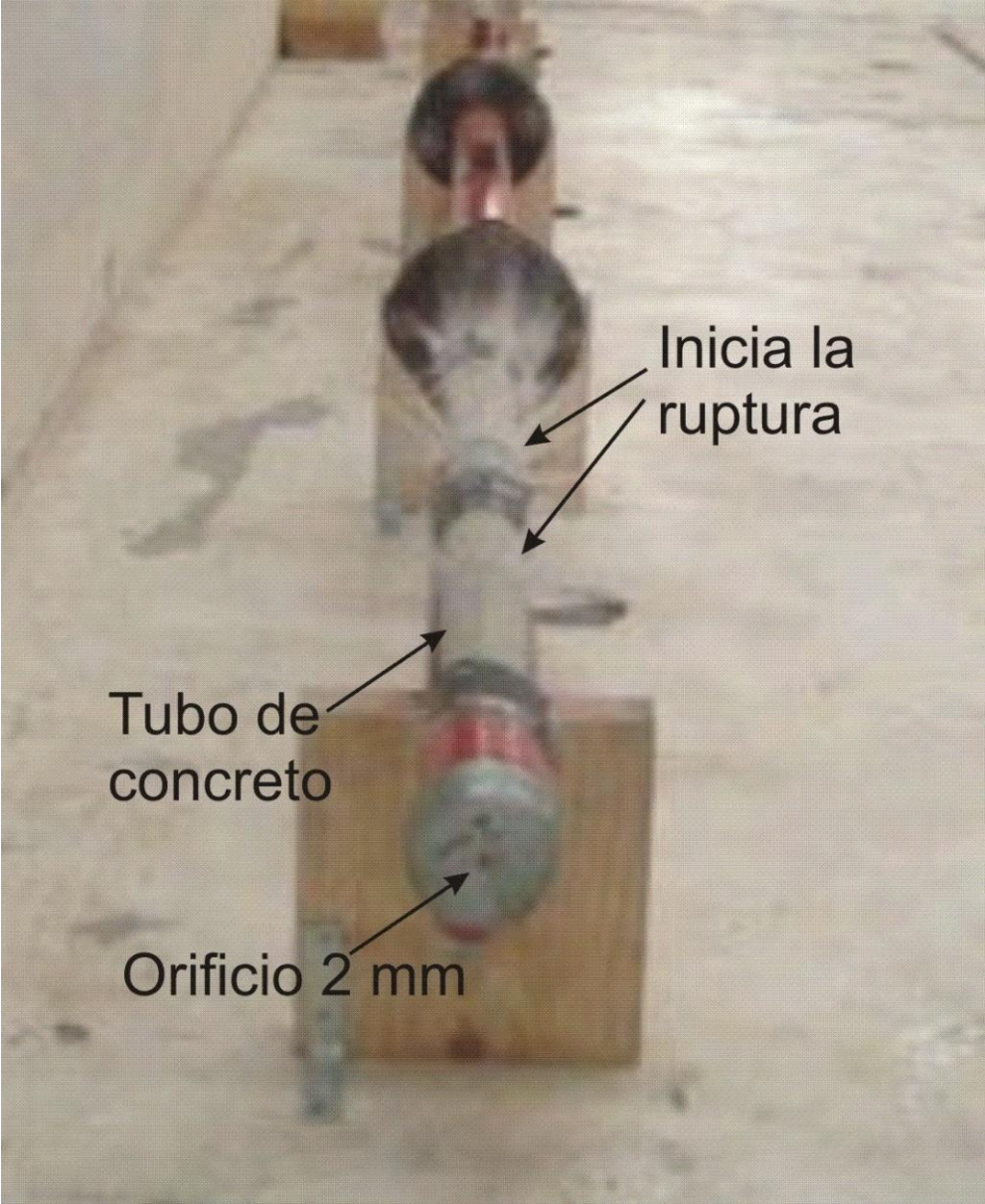


Figura 5.28 Inicia la ruptura y fuga de agua

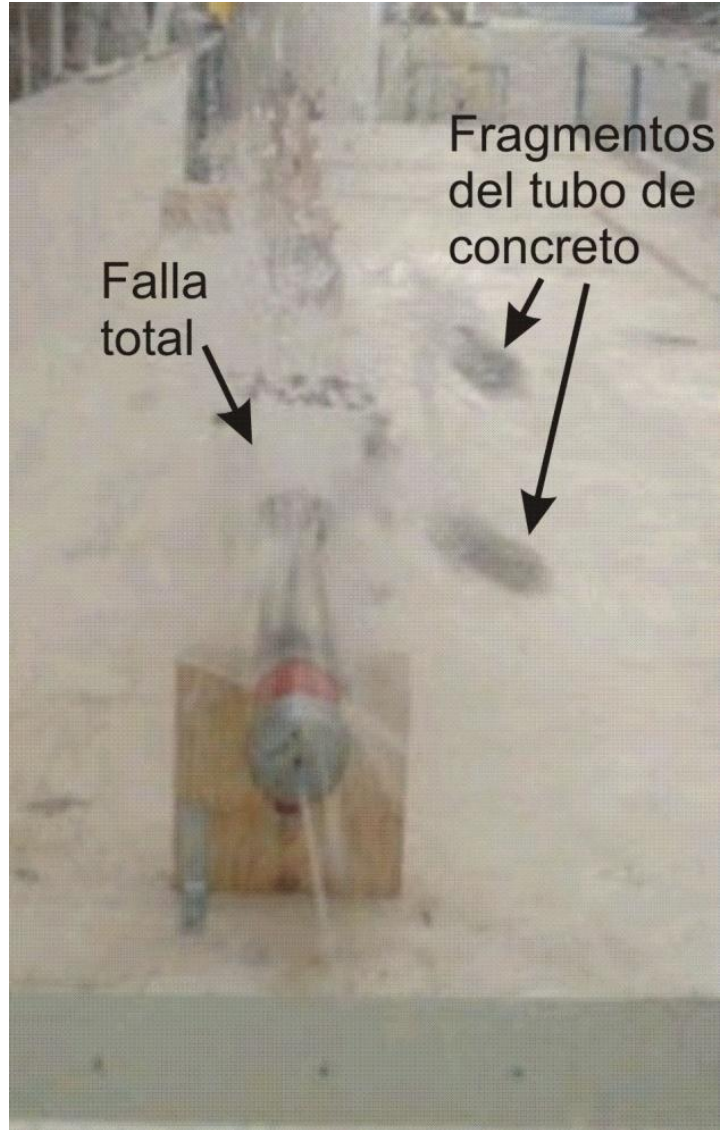


Figura 5.29 Falla total del tubo de concreto

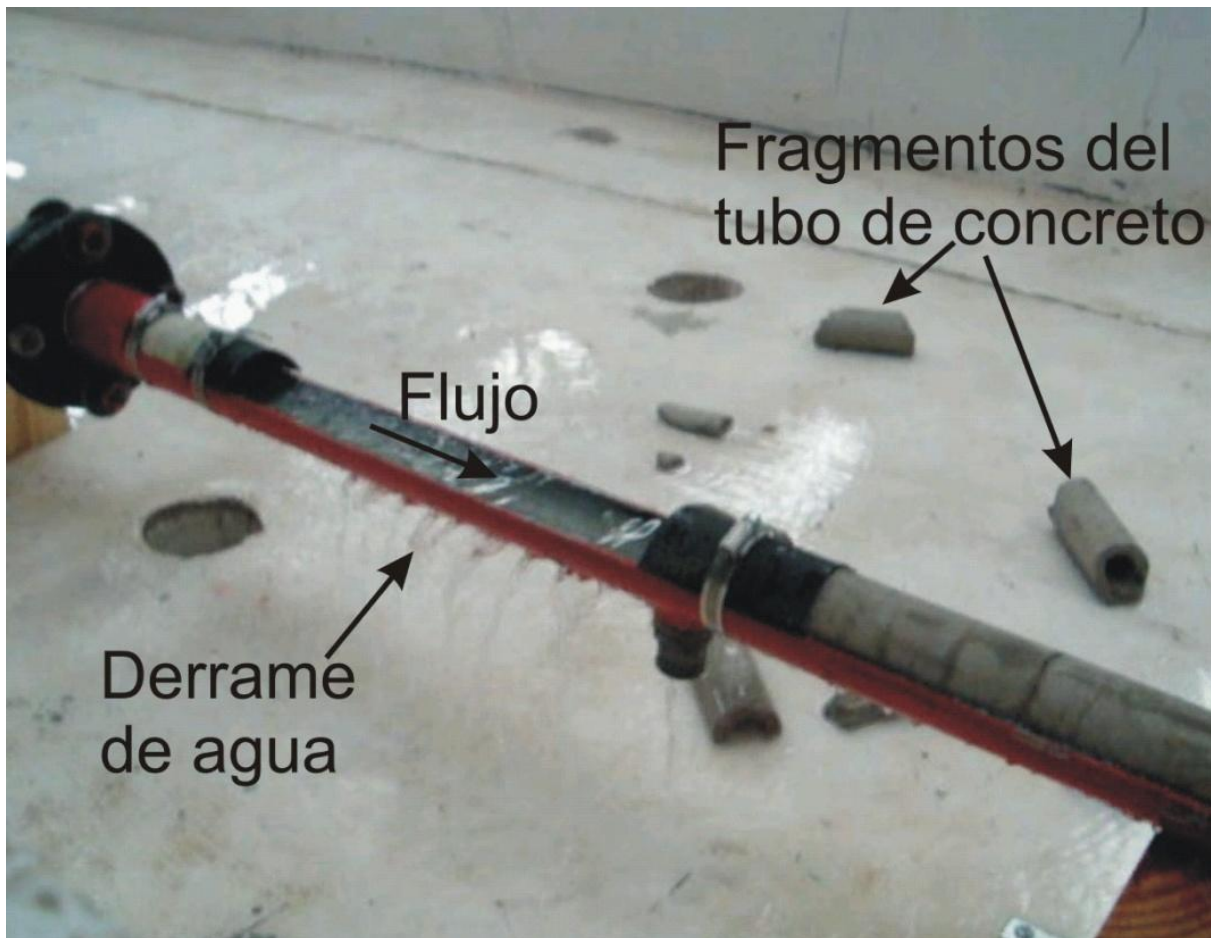


Figura 5.30 Derrame de agua después de la falla

Es importante mencionar que durante los ensayos de la ruptura de los tubos de concreto, no se pudieron hacer mediciones de presiones, cuando las presiones de prueba en el tanque hidroneumático eran menores a 137 kPa ó 14.06 mca, debido a que los sensores no son capaces de registrar presiones de esta magnitud.

De las secuencias fotográficas se puede concluir que es fácil que una tubería de concreto que no está diseñada para trabajar a tubo lleno pueda fallar al estar sometida a bajas presiones. Principalmente, porque no tiene acero de refuerzo para soportar las presiones cuando el conducto fluye totalmente lleno.

En tuberías, las sobrepresiones (presiones mayores a la atmosférica) generan esfuerzos de tensión sobre sus planos meridianos. Estos esfuerzos deberán ser soportados dentro de los límites del comportamiento elástico de los materiales de la tubería (acero y concreto).

CONCLUSIONES

En años recientes, se han presentado eventos naturales que han puesto a prueba los sistemas de alcantarillado en México. Además, la falta de atención a este tipo de sistemas, los elevados costos de operación y mantenimiento y la falta de recursos no permiten dar soluciones inmediatas, para evitar futuros problemas graves.

Por otra parte, otros factores que afectan a un sistema de alcantarillado son el debilitamiento de las tuberías por corrosión y el aire atrapado dentro de los conductos, éste último puede dar lugar a transitorios hidráulicos extremos que pueden causar la ruptura de las tuberías.

En la actualidad los ingenieros dedicados al diseño, no toman en cuenta la entrada de aire a las tuberías, y si a ello le sumamos que el aire atrapado no puede ser siempre expulsado por completo, se dejan de lado los efectos potenciales que puede producir. Las tuberías pueden contener aire atrapado en forma de bolsas, situadas en la parte superior de la tubería. Esto ocurre debido a que el aire es más ligero que el agua.

Si bien el aire atrapado puede ser benéfico para prevenir la cavitación o para reducir los efectos perjudiciales causados por los transitorios, en cantidades no controladas puede causar daños, desde reducir la sección hidráulica en los conductos, hasta generar un incremento de presión importante en las tuberías. El efecto del aire dependerá de las causas que producen el transitorio hidráulico, de la cantidad de aire acumulada, de su localización, así como de la configuración de la tubería del sistema de conducción.

Con el objetivo de analizar experimental y analíticamente las variaciones de presión producidas por el llenado rápido de una alcantarilla, se implementó en el laboratorio un dispositivo experimental para dicho fin. Es sabido que el aire atrapado en una tubería sometida a un llenado rápido puede producir fuertes sobrepresiones, cuando se produce una liberación rápida y completa de un determinado volumen de aire, debido al avance acelerado de una columna líquida.

Con el propósito de verificar lo antes mencionado, se diseñó un dispositivo experimental que consiste de una sección de medición de tubería de fierro fundido de 5.08 cm de diámetro interior D y una longitud $L = 11.8$ m, ubicada entre un tanque hidroneumático y un tanque abierto o cárcamo.

La investigación experimental confirmó que la expulsión rápida de una bolsa de aire atrapada en el extremo final de un conducto, puede producir sobrepresiones importantes que podrían producir la ruptura del mismo.

Los resultados revelaron que existen tres tipos de patrones de oscilación. Esto depende del diámetro del orificio localizado al final de la tubería. Cuando el orificio es pequeño, la bolsa de aire tiene un efecto

amortiguador que previene que la columna líquida impacte directamente contra el extremo final de la tubería y provoque fuertes sobrepresiones. Las presiones máximas calculadas y medidas fueron de entre 1.58 y 1.85 veces mayores que la presión inicial en el tanque hidroneumático, respectivamente. Es importante mencionar que durante las pruebas del tipo 1, los sonidos de la columna de agua oscilando a lo largo de la tubería y el provocado por la expulsión de aire fueron muy débiles.

Por otra parte, si el orificio es intermedio, el patrón de oscilación de presiones tipo 2 se distingue por oscilaciones de período largo, mientras la bolsa de aire no haya sido expulsada por completo, inmediatamente después se presentan oscilaciones de presión de período corto, es decir, el efecto del golpe de ariete se hace predominante. Durante los experimentos, el sonido provocado por la expulsión de aire fue muy notorio y poco después se escuchaba el impacto de la columna de agua contra el orificio. Las presiones máximas calculadas y medidas estuvieron en un rango de 2.1 a 3.79 veces mayores que la presión inicial en el tanque hidroneumático, respectivamente.

De la misma manera, cuando el tamaño del orificio es grande la bolsa de aire puede ser expulsada por completo y la columna de agua impacta fácilmente contra el extremo final de la tubería. Por lo tanto, la amortiguación debida a la columna de aire desaparece por completo y en consecuencia se generan sobrepresiones por golpe de ariete. Las presiones máximas calculadas y medidas fueron de entre 6.91 a 11.5 veces mayores que la presión inicial en el tanque hidroneumático, respectivamente.

El desarrollo de esta tesis tiene gran importancia porque permite observar la utilización de un modelo que puede proporcionar parámetros indicativos del funcionamiento de una parte de un sistema de alcantarillado.

Derivado de los resultados de la anterior investigación, la ciudad de México necesita considerar este tipo de factores para el mejoramiento del sistema de alcantarillado con el cual se podrán evitar catástrofes que deriven en pérdidas materiales.

Referencias

- Alves. I.N., Shoham. O., and Taitel. Y.** (1993). "Drift Velocity of Elongated Bubbles in Inclined Pipes." *Chemical Engineering Science*. Vol. 48. No. 17. pp. 3063-3070.
- Bendiksen. K.H.** (1983). "An Experimental Investigation of the Motion of Long Bubbles in Inclined Tubes." *International Journal of Multiphase Flow*. Vol. 10. No.4. pp. 467-483.
- Bourdarias, C., and Gerbi, S. (2007). "A finite volumen scheme for a model coupling free surface and pressurised flow in pipes.
- Comisión Nacional del Agua.** (2009). Alcantarillado Sanitario. Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento
- Cunge J.A.; and Mazaudou B.;** (1984). "Mathematical Modelling of Complex Surge Systems: Difficulties in Computation and Simulation of Physical Situations". Proceedings of the third International Conference on Urban Storm Drainage. Sweden. June 4-8.
- Djordjevic S. and Walters G.A.** (2004). "Mixed freesurface/pressurized flows in sewers." WaPUG Meeting for Scotland and Northern Ireland. June. pp 1-5.
- Fuamba M.** (2002). "Contribution on transient flow modeling in storm sewers. Journal of Hydraulic Research. Vol. 40(6). April. pp 685-693.
- Gandenberger. W.** (1957). "Über die wirtschaftliche und betriebssichere Gestaltung von Fernwasserleitungen. R. Oldenbourg Verlag. Munich. Germany Design of overland water supply pipelines for economy and operational reliability (rough translation by W.A. Mechler. discussion of Factors influencing flow in large conduits.. Report of the Task Force on Flow in Large Conduits of the Committee on Hydraulic Structures. ASCE. Vol. 92. No. HY4. 1966.
- González. C.A. y Pozos. O.** (2000). *Análisis Experimental del Ingreso de Aire en un Acueducto*. Tesis. Universidad Nacional Autónoma de México. México.
- Guo, Q., and Song, C. S. S.** (1990). "Surging in urban storm drainage systems." *J. Hydraul. Eng.*, 116(12), 1523–1537.
- Guo, Q., and Song, C. S. S.** (1991). "Dropshaft hydrodynamics under transient conditions." *J. Hydraul. Eng.*, 117(8), 1042–1055.
- Kalinske. A.A. and Bliss. P.H.** (1943). "Removal of Air from Pipelines by Flowing Water." *Civil Engineering*. ASCE. Vol. 13. No. 10. pp. 480-482.
- Kent. J.C.** (1952). *The Entrainment of Air by Water Flowing in Circular Conduits with Downgrade Slopes*. PhD thesis. University of California. Berkley. California. USA.
- León A.S.** (2007). "Improved modeling of unsteady free surface pressurized and mixed flows in storm-sewer systems." Dissertation for the degree of Doctor of Philosophy in Civil Engineering in the Graduate College of the University of Illinois at Urbana-Champaign.

León A.S.; Ghidaoui M.S.; Schmidt A.R.; García M.H. (2007). "A robust model for simulating transient mixed flows."

León A.S. (2008). "Método modificado de la Ranura de Preissmann". Comunicación personal.

Li J. and McCorquodale A. (1999). "Modeling mixed flow in storm sewers." *Journal of Hydraulic Engineering*. Vol. 125(11). November. pp. 1170-1180.

Mays L.W.(1999). "Hydraulic Design Handbook". MacGraw-Hill. New York. USA. pp 14-1:14-55.

Politano M.; Odgaard A.J.; and Klecan W. (2005). "Numerical Simulation of Hydraulic Transients in Drainage Systems." *Mecánica Computacional* Vol. XXIV. A. Larretguy (Editor). Buenos Aires. Argentina.

Politano M.; Odgaard A.J.; and Klecan W. (2007). "Case Study: Numerical Evaluation of Hydraulic Transients in a Combined Sewer Overflow Tunnel System." *Journal of Hydraulic Engineering*. Vol. 133(10). October. pp. 1170-1180.

Pozos. O. (2002). Desarrollo de un programa de cómputo para detectar las posibles zonas de acumulación de aire en acueductos. y ejemplos de su aplicación. Tesis de Maestría. DEPMI. Universidad Nacional Autónoma de México. México.

Pozos. O. Gonzalez. C.A. Giesecke. J. Marx. W. Rodal. E.A. (2010a) "Air Entrapped in Gravity Pipeline Systems". *Journal of Hydraulic Research. IAHR*. 48(3). pp. 338-347.

Rodal. E.A.. Carmona. R.. Gonzalez. C.A.. Pozos. O. (2000). "Aumento de la Pérdida de Carga en Conducciones debido a Aire Atrapado". *XIX Congreso Latinoamericano de Hidráulica. IAHR*. Cordoba. Argentina. pp. 583-592.

Trajkovic. B.. Ivetic. M.. Calomino. F.. D'Ippolito. A. (1999). "Investigation of transition from free surface to pressurized flow in a circular pipe". *Water Science and Technology*. 39 (9). p 105-112.

Vasconcelos J.G. and Wright S.J. (2004). "Numerical Modeling of the Transition Between Free Surface and Pressurized Flow in Storm Sewers." Online: <http://www.unb.br/enc/recursoshidricos/goes/papers>

Vasconcelos, J. G. (2005). "Dynamic approach to the description of flow regime transition in stormwater systems." Ph.D. thesis, Univ. of Michigan, Ann Arbor, MI.

Vasconcelos, J.G. and Wright S.J. (2011) Geysering generated by large air pockets released through water-filled ventilation shafts. *Journal of hydraulic Engineering* 137(5), 543-555.

Wisner. P.E.. Mohsen. F.N. and Kouwen. N. (1975). "Removal of Air from Water Lines by Hydraulic Means." *Journal of the Hydraulics Division*. Vol. 101. No.2. pp. 243-25.

Wylie, E. B., and Streeter, V.L. (1993). Prentice Hall, Upper Saddle River, New York, 463

Zukoski. E.E. (1966). "Influence of Viscosity. Surface Tension and Inclination on Motion of Long Bubbles in Closed Tubes." *Journal of Fluid Mechanics*. Vol. 25. No. 4. pp. 821-837.