



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES

ACATLAN

USO DE POZOS DE ABSORCION COMO PUNTOS DE
DESCARGA FINAL EN UN SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

I N G E N I E R O C I V I L

P R E S E N T A :

R A M S E S V A R G A S M O R A L E S

ASESOR: ING. CARLOS ROSALES AGULAR



MAYO, 2005

m. 344454



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.

AGRADECIMIENTOS

A DIOS, POR HABERME PERMITIDO TERMINAR ESTA META EN MI VIDA.

A MIS PADRES FEDERICO (†), MANUELA Y ANTONIO POR TODO SU AMOR Y PRINCIPIOS QUE ME INCULCARON PARA SER UN HOMBRE DE BIEN.

A MIS HERMANOS ETHEL, MANUEL ANTONIO Y HUGO DANTE, POR SU CARIÑO, APOYO Y AHÍNCO CON QUE ME ANIMARON DURANTE TODA LA CARRERA.

A MIS TÍOS JOSEFINA Y ARMANDO, POR HABERME RECIBIDO COMO UN HIJO MÁS DE LA FAMILIA POR LO QUE ESTARÉ POR SIEMPRE AGRADECIDO.

A LA UNAM, MI ESCUELA ACATLÁN, MIS MAESTROS Y COMPAÑEROS POR LA OPORTUNIDAD DE ESTUDIAR Y CONVIVIR EN EL MUNDO MÁGICO DE LA UNIVERSIDAD.

“.... JESÚS, PRINCIPIO Y PERFECCIÓN DEL HOMBRE NUEVO, CONVIERTE NUESTROS CORAZONES A TI, PARA QUE, ABANDONANDO LAS SENDAS DEL ERROR, CAMINEMOS TRAS TUS HUELLAS POR EL SENDERO QUE CONDUCE A LA VIDA.”

ORACIÓN DEL PAPA JUAN PABLO II
DEDICADO A JESUCRISTO

Autorizo a la Dirección General de Bibliotecas de la UNAM a difundir en formato electrónico e impreso el contenido de mi trabajo re-espacial.

NOMBRE: Ramsés Yargés
Morales
FECHA: 25/mayo/2005
FIRMA: 

INDICE GENERAL.

Introducción	1
I. Alcantarillado	3
1.1 Descripción e importancia del alcantarillado.....	3
1.2 Tipos de sistemas de alcantarillado.....	4
1.3 Sistemas de alcantarillado separados.....	5
1.4 Reuso del agua pluvial e importancia de la infiltración.....	5
1.5 Parámetros de diseño.....	7
1.5.1 Variables hidráulicas.....	7
1.5.2 Clasificación del flujo.....	8
1.5.3 Ecuaciones básicas.....	10
1.5.4 Diámetro mínimo de diseño de las tuberías.....	13
1.5.5 Velocidades permisibles.....	13
1.5.6 Pendientes de diseño.....	14
1.5.7 Dimensiones de zanjas.....	14
II. El sistema de drenaje pluvial	17
2.1 Estructuras de captación.....	18
2.2 Obras de conducción.....	18
2.3 Estructuras de conexión y mantenimiento.....	22
2.4 Estructuras de vertido.....	22
2.4.1 Estructuras de vertido en conducto cerrado.....	22
2.4.2 Estructuras de vertido en canal a cielo abierto.....	23
2.5 Obras complementarias.....	23
2.5.1 Estaciones de bombeo.....	23
2.5.2 Vertedores.....	23
2.5.3 Estructuras de cruce.....	24
2.6 Disposición final.....	26
2.7 Estudios complementarios.....	27
III. Geología y Geohidrología	28
3.1 Geología.....	28
3.1.1 Geología regional.....	28
3.1.2 Geología local.....	30
3.1.3 Litología en el predio.....	33
3.2 Geohidrología.....	33
3.2.1 Marco geohidrológico.....	33
3.2.2 Comportamiento geohidrológico de las rocas.....	39
3.2.3 Exploración geofísica.....	42
3.3 Perforación exploratoria.....	44
3.3.1 Pozo piloto.....	45
3.3.2 Prueba de absorción.....	45

IV. Hidrología	47
4.1 Aspectos de hidrología.....	47
4.2 Cuencas de captación.....	48
4.3 Precipitación en la zona.....	51
4.4 Tormenta de diseño.....	55
4.4.1 Tiempo de concentración.....	55
4.4.2 Período de retorno.....	58
4.5 Gastos máximos.....	60
4.5.1 Estimación de gastos pluviales.....	60
4.5.2 Método racional.....	62
4.5.3 Coeficiente de escurrimiento.....	62
V. Sistema de infiltración	65
5.1 Descripción del sistema de infiltración.....	65
5.1.1 Ventajas y desventajas de la infiltración mediante pozos.....	66
5.1.2 Funcionamiento teórico de la recarga artificial.....	67
5.2 Pozos de absorción.....	71
5.2.1 Descripción.....	71
5.2.2 Especificaciones de diseño.....	71
5.2.3 Fenómenos que afectan la eficiencia hidráulica en un pozo.....	74
5.2.4 Operación y mantenimiento.....	74
5.3 Tanque de tormenta.....	75
5.3.1 Descripción.....	75
5.3.2 Dimensionamiento.....	75
5.4 Calidad de las aguas infiltradas.....	76
VI. Construcción de los pozos de absorción y tanque de tormenta	80
6.1 Equipo de perforación.....	80
6.1.1 Métodos de perforación.....	80
6.1.2 Fluidos y aditivos de perforación.....	85
6.1.3 Propuesta de construcción de los pozos de absorción.....	87
6.2 Materiales de construcción.....	89
6.3 Recomendaciones.....	91
Conclusiones	93
Bibliografía	94

Anexos

Introducción.

El problema de abastecimiento de agua para diferentes zonas de nuestro país ha obligado a continuar con la sobre-explotación de los acuíferos, acelerándose con ello dos problemas, uno el agotamiento del acuífero y el segundo el hundimiento de ciudades, un ejemplo se tiene en la Ciudad de México y su zona conurbana.

El área metropolitana de la Ciudad de México, con una población en continuo crecimiento, requiere de grandes volúmenes hídricos cuyas estimaciones varían de 57 a 73 m³/s (Rodríguez, 1990). En la actualidad, el reto es aumentar la dotación de agua sin agotar las fuentes de suministro actuales ni sobre-explotar las aguas subterráneas locales y al mismo tiempo hay que lograr esto sin que se efectúen grandes erogaciones para lograrlo. La extracción de agua de la zona metropolitana de la Ciudad de México, ha sido mayor que la recarga natural por lo que existe un déficit que, además, de disminuir la reserva de agua, ha inducido grandes problemas de hundimiento del suelo en diferentes zonas de la ciudad.

El rápido crecimiento demográfico e industrial que ha tenido la Cuenca del Valle de México en las últimas décadas, aunado a lo precario de los recursos de aguas superficiales disponibles, ha conducido a una sobre-explotación desmedida de las aguas del subsuelo, particularmente en el Distrito Federal y en algunas zonas de los municipios del Estado de México colindantes con aquel por el Noroeste. Debido a las condiciones fisiográficas que caracterizan a la Cuenca y a que la temporada de lluvias es de 4 ó 5 meses al año, la mayor parte de las corrientes son torrenciales y la casi totalidad del volumen de sus escurrimientos fluye precisamente en la época de lluvias; como se carece de vasos superficiales adecuados para el almacenamiento y regulación de dichas aguas, no se pueden aprovechar directamente, más que en una modesta parte. Así mismo, el régimen torrencial, pone en constante peligro de inundaciones a los núcleos urbanos que se encuentran ubicados en el curso de los ríos y en especial a la Ciudad de México obligando a construir obras de defensa muy onerosas, que requieren una vigilancia extrema y una continua labor de conservación.

Por lo anterior, reviste particular atractivo el fomento de la infiltración artificial de las aguas superficiales que no pueden ser aprovechadas económicamente en forma directa, ya que con ello pueden alcanzarse dos objetivos principales que son: proteger de inundaciones a los centros urbanos y que se permita la recarga de los acuíferos, con lo que se podría evitar la sobre-explotación de las aguas subterráneas, incrementar significativamente la dotación de agua potable, a largo plazo atenuar el continuo hundimiento de la ciudad y disminuir la importación de agua de otras fuentes alternas. Todo esto por medio de un sistema de alcantarillado pluvial, en el cual únicamente se transportará agua producto del escurrimiento superficial del agua de lluvia, para la recarga artificial siendo infiltrada al subsuelo por medio de pozos de absorción.

La recarga artificial consiste en crear dispositivos especialmente diseñados para tal fin, ejemplo de esto son los sistemas de superficie (estanques de infiltración) y los sistemas de recarga en profundidad (pozos).

En términos generales se puede decir que la recarga de superficie no es la recomendable en las ciudades por la alta densidad de población y por el alto costo de las extensas áreas que son necesarias.

Otro problema de la recarga por superficie es que con el tiempo se pueden producir efectos adversos por varias razones; entre ellas, que con el tiempo el suelo se satura de contaminantes y el material orgánico retenido al descomponerse anaeróbicamente, induce la disolución de algunos contaminantes (por ejemplo metales tóxicos) que pueden llegar al acuífero. Esta situación obliga a pensar que la manera más recomendable para la recarga es la inyección de agua pluvial tratada al acuífero.

El presente trabajo aborda el tema del uso de pozos de absorción como medio de inyección para la recarga artificial del acuífero del Valle de México; para esto se desarrollan –entre los requisitos que las dependencias municipales y estatales solicitan- los estudios hidrológicos y geohidrológicos del predio, enfocados al diseño y construcción misma de un pozo de absorción, puntualizando recomendaciones para la implantación de los pozos de absorción y procedimientos constructivos. Así como también incluye información recabada por: la Gerencia Regional de Aguas del Valle de México, Comisión Nacional del Agua (C. N. A.), Mecánica Hidráulica de Precisión, S. A. de C. V. y Merrill S. A. de C. V.

Para la realización de una evaluación real de la factibilidad del uso de pozos de absorción, como una alternativa para la recarga artificial del acuífero se trabaja en un área específica situada en el ejido de Santa María Chiconautla, municipio de Ecatepec de Morelos, Estado de México; donde ubico un predio de 95,754.04 m² para la construcción de una Nave Industrial. Llegando a tener conocimiento detallado del régimen pluvial en la zona, orientado a conocer su intensidad máxima; estimar los volúmenes de agua que se requieren drenar en la cuenca de captación; identificar el marco geológico como base para evaluar las condiciones geohidrológicas de la zona; conocer la estratigrafía a encontrar en el subsuelo con datos de estudios geofísicos de la zona, para identificar sitios donde la permeabilidad presentan condiciones adecuadas para la infiltración del agua; proporcionar el esquema tipo de pozos de absorción y tanques de tormenta y, realizar las recomendaciones pertinentes al respecto.

CAPITULO 1.

Alcantarillado.

Objetivo específico: Describir la función de un sistema de alcantarillado.

En la mayoría de las ciudades se tiene la necesidad de desalojar el agua de lluvia para evitar que se inunden las viviendas, los comercios, las industrias y otras áreas de interés. Además, el hombre requiere deshacerse de las aguas que han servido para su consumo.

Para abastecer de agua a las poblaciones, se cuenta con tecnología para la captación, almacenamiento, tratamiento y distribución del agua mediante complicados sistemas de conducción y obras complementarias. Sin embargo, una vez que las aguas procedentes del abastecimiento son empleadas en las diferentes actividades humanas, son contaminadas con desechos orgánicos, inorgánicos y bacterias patógenas. Por lo que la disposición o eliminación de las aguas de desecho o residuales debe ser atendida convenientemente para evitar problemas de tipo sanitario.

Por otra parte, la construcción de edificios, casas, calles, estacionamientos y otros modifican el entorno natural en que habita el hombre y, tiene como alguna de sus tantas consecuencias, la creación de superficies poco permeables (que favorece la presencia de una mayor cantidad de agua sobre el terreno) y la eliminación de los cauces de las corrientes naturales (que reduce la capacidad de desalojo de las aguas pluviales y residuales).

Así, la urbanización incrementa los volúmenes de agua de lluvia que escurren superficialmente, debido a la impermeabilidad de las superficies de concreto y pavimento. Por ello, las conducciones artificiales para evacuar el agua son diseñadas con mayor capacidad que la que tienen las corrientes naturales existentes.

Los sistemas de alcantarillado se encargan de conducir las aguas de desecho y pluviales captadas en los sitios de asentamiento de las conglomeraciones humanas para su disposición final.

1.1 Descripción e importancia del alcantarillado.

El alcantarillado, tiene como su principal función la captación y conducción de aguas residuales y pluviales hasta sitios donde no provoquen daños a los habitantes.

Un sistema de alcantarillado está constituido por una red de conductos e instalaciones complementarias que permiten la operación, mantenimiento y reparación del mismo. Su objetivo es la evacuación de las aguas residuales, y las pluviales que escurren sobre calles y avenidas, evitando con ello su acumulación y propiciando el drenaje de la zona a la que sirven. De ese modo se impide la generación y propagación de enfermedades relacionadas con aguas contaminadas.

1.2 Tipos de sistemas de alcantarillado.

Los sistemas de alcantarillado modernos son clasificados como sanitarios, pluviales y combinados. Estos tres términos se refieren tanto al tipo de aguas evacuadas por los sistemas correspondientes, como a las propias alcantarillas.

Las características hidráulicas y las aplicaciones de cada uno de estos tipos se identifican en la tabla 1.1

Tipo de sistema	Características hidráulicas	Aplicaciones
Sanitaria	Por gravedad	Se utiliza para la evacuación de aguas residuales de origen doméstico, comercial e industrial.
	A presión	Se utiliza para la evacuación de aguas residuales de zonas residenciales; asimismo puede recoger aguas residuales de origen comercial pero solamente una fracción de las de origen industrial, debido a los grandes volúmenes generados por la industria.
	De vacío	La misma que en redes a presión
Pluvial	Por gravedad	Se utiliza para la evacuación de aguas producto del escurrimiento superficial del agua de lluvia.

Tabla 1.1 Clasificación de los sistemas de alcantarillado.

El tipo de alcantarillado que se pretenda usar dependerá de las características de área, topografía y condiciones económicas del proyecto. El tamaño de las alcantarillas viene determinado por el caudal a transportar y por las normas locales que establecen el mínimo tamaño permisible.

Por ejemplo, en algunas localidades pequeñas con determinadas condiciones topográficas, se podría pensar en un sistema de alcantarillado sanitario inicial, dejando las aguas pluviales correr por las calzadas de las calles. La anterior condición permite aplazar la construcción del sistema de alcantarillado pluvial hasta que el problema de las aguas de lluvias sea de alguna consideración.

El unir las aguas residuales con las aguas pluviales, es decir, un alcantarillado combinado, es una solución económica inicial desde el punto de vista de la recolección, pero no lo será tanto cuando se piense en la solución global del saneamiento que incluye la planta de tratamiento de aguas residuales, ya que este caudal combinado es muy variable en cantidad y calidad, lo cual genera perjuicios en los procesos de tratamiento. Se debe procurar, entonces,

hasta donde sea posible, una solución separada al problema de la conducción de las aguas residuales y aguas pluviales.

1.3 Sistemas de alcantarillado separados.

Los sistemas de alcantarillado separados y combinados, tienen ventajas y desventajas entre sí; debido al deterioro ocasionado al medio ambiente y por los procesos de tratamiento, es conveniente la construcción de sistemas separados.

Los sistemas combinados tienen como ventajas el captar tanto las aguas residuales, como las pluviales, con lo cual el diseño, construcción y operación en apariencia es más económico. En este aspecto, los sistemas separados implican mayores inversiones y pueden resultar menos atractivos especialmente cuando una población contará por primera vez con sistema de alcantarillado.

Por otra parte, los problemas ocasionados por la contaminación han obligado a las comunidades a enfrentarlos disminuyendo lo más posible el riesgo de estos tipos de problemas. Por consiguiente, para cuidar el ambiente es necesario contar con plantas de tratamiento que resultan más económicas por unidad de volumen tratado cuando las cantidades de agua que manejan son mayores. Aquí surge la conveniencia de los sistemas separados, pues los volúmenes de aguas pluviales son muy superiores a los correspondientes de aguas residuales en proporción de 50 a 200 veces o más. Así una planta de tratamiento es más económica si solo se encarga de tratar aguas residuales de cierto tipo.

Un factor más a favor de los sistemas de alcantarillado separados se debe a la mayor demanda de agua en las poblaciones, producto de su crecimiento, y a la escasez de la misma cerca de ellas. Esto ha llevado a las comunidades a tomar medidas integrales para que los habitantes dispongan del agua indispensable para cubrir sus necesidades y desempeñen sus actividades. Tales medidas abarcan desde un mayor abastecimiento hasta un uso racional del agua, y en este aspecto se desarrollan acciones encaminadas al reuso del agua y del agua de lluvia.

1.4 Reuso del agua pluvial e importancia de la infiltración.

El uso racional del agua implica emplearla eficientemente en las diversas actividades del hombre, disminuir su desperdicio y contaminación. A este respecto se orienta lo que en México se ha denominado la cultura del agua.

La base de todo esto consiste en fomentar en la población, industria y autoridades la conciencia de que el agua es limitada en su disponibilidad, ya sea por la cantidad o calidad que se requiere. Por ello, debe usarse adicionalmente este recurso, conservando las fuentes y evitando su deterioro.

Para cuidar el agua pueden emprenderse diversas acciones, entre las que se encuentra el empleo de agua tratada en usos que se han dado con agua potable, pero admiten una calidad de agua como la que se obtiene con el tratamiento (por ejemplo, en el enfriamiento de maquinarias industriales) y el reuso del agua. Se le llama aguas tratadas a aquellas provenientes del alcantarillado (sanitario, pluvial o combinado), que son procesadas en una planta para mejorar su calidad que puede ser "no potable"; pero que, permite la utilización de ella en industrias, riego de jardines, cultivos y para fines estéticos en fuentes, lagos, etc. El agua de lluvia puede ser utilizada, con un tratamiento ligero o incluso sin tratamiento, cuando se cuenta con las estructuras necesarias de conducción y almacenamiento sin alterar lo más mínimo su calidad. El empleo de agua pluvial puede ser muy provechoso en las poblaciones, sin embargo, requiere de obras y el establecimiento de normas adicionales de operación.

Es importante que el profesional encargado de diseñar los sistemas de alcantarillado modernos considere en sus proyectos el empleo del agua de lluvia tratada.

Un aspecto importante que no se puede pasar por alto, se refiere a la recarga artificial de acuíferos. Lo cual es fundamental en los lugares donde la escasez del líquido ha provocado la sobre-explotación de los mantos acuíferos, lo que esta agotando la fuente subterránea, deteriorando la calidad del agua o produciendo hundimientos del terreno.

La ciudad de México y su área metropolitana tienen una población cercana a los 20 millones de habitantes los cuales requieren para el suministro de agua potable de 21 m³/seg. provenientes del acuífero que subyacen, las zonas de recarga al mismo han sido impermeabilizadas, y la sobre-explotación a este se considera de aproximadamente el 20%, se comprenderá porque a últimas fechas, se han incrementado los esfuerzos por aumentar esa recarga con agua provenientes de las lluvias en zonas impermeabilizadas y, de tratamiento avanzado en aquellas donde el agua superficial escasea.

La infiltración al acuífero puede realizarse de dos formas, por medio de pozos o de obras de superficie, en general un buen programa de infiltración puede cumplir con los siguientes objetivos:

- Aumentar la disponibilidad de agua subterránea.
- Tratar de equilibrar los procesos hidrodinámicos del subsuelo.
- Conservar los pozos y otras captaciones existentes evitando la instalación de obras de distribución costosas.
- Reducir el descenso en el nivel del agua subterránea, reduciendo como resultado el costo de extracción.
- Compensar la pérdida de recarga natural al acuífero.
- Almacenar agua de buena calidad en el terreno evitando la pérdida vital del líquido por evaporación excesiva por almacenarse en la superficie.

- Evitar que aguas de buena calidad se contaminen con otras de menor calidad desplazándolas.
- Acelerar el lavado de sales aumentando el flujo en el acuífero.
- Reducir o paliar fenómenos de subsidencia a causa de sobre-explotación de agua subterránea.

Como principales obras de superficie se pueden mencionar balsas o lagunas, canales, zanjas y surcos, fosas e inundación directa.

Cuando no existe disponibilidad de terreno para obras de inundación se acostumbra excavar pozos regularmente con maquinaria, con o sin macizo de grava que penetran en el acuífero, el diámetro para estas excavaciones es muy variable; al considerar la recarga a los acuíferos no se deben dejar de lado los aspectos de calidad que condicionan el pretratamiento o postratamiento diseñando métodos eficaces que mantengan la capacidad de infiltración en estas estructuras sin degradación del acuífero.

1.5 Parámetros de diseño.

La eficiencia del funcionamiento hidráulico de una red de alcantarillado para conducir ya sea aguas pluviales, residuales o ambas, depende de sus características físicas. Los conceptos básicos de hidráulica, útiles para el diseño y revisión de una red de alcantarillado abarcan entre otros a los siguientes: tipos de flujo, ecuaciones fundamentales de conservación de masa (o de continuidad), cantidad de movimiento y energía, concepto de energía específica, pérdidas de carga por fricción y locales, perfiles hidráulicos, salto hidráulico y métodos de tránsito de avenidas.

1.5.1 Variables hidráulicas

Son las características cuya determinación son básicas para el diseño y revisión del funcionamiento hidráulico, entre las variables hidráulicas más importantes se encuentran la velocidad media del flujo, el gasto y, el tirante del flujo con superficie libre o la presión en conductos trabajando a presión. Para su determinación es necesario el uso de ciertos parámetros hidráulicos relativos a una sección transversal de una conducción definidos como:

- a) Tirante (y): Se le denomina tirante a la distancia vertical medida desde el punto más bajo de la sección de la conducción hasta la superficie libre del agua (m). En ocasiones, se le confunde con el tirante de la sección (d), el cual se mide en forma perpendicular al fondo de la conducción. La relación entre ambos es:

$$d = y \cos\theta$$

Donde θ es el ángulo formado entre el fondo del canal y la horizontal. Cuando dicho ángulo es pequeño (menor a 10°), como sucede usualmente entonces ambos tirantes pueden considerarse iguales.

- b) Nivel del agua (h): Es el nivel de la superficie libre del agua (m) con respecto a un plano horizontal de referencia.
- c) Área hidráulica (A): Se le llama así al área que ocupa el agua en un corte transversal normal a la dirección del flujo (m²). Su cálculo se hace en base a la geometría del conducto.
- d) Ancho de superficie libre (B): Es la distancia medida transversalmente al flujo al nivel de la superficie libre (m).
- e) Perímetro mojado (P): Es la longitud del contorno de la sección transversal en la que el agua tiene contacto con las paredes y el fondo de la conducción (m).
- f) Tirante hidráulico (Y): Se define como el cociente de dividir el área hidráulica entre el ancho de superficie libre (m):

$$Y = \frac{A}{B}$$

En algunos cálculos se prefiere al tirante hidráulico en lugar del tirante; por ejemplo, para obtener el número de Froude.

- g) Radio hidráulico (R): Es la relación entre el área hidráulica y el perímetro mojado (m):

$$R = \frac{A}{P}$$

1.5.2 Clasificación del flujo.

El flujo en una conducción puede clasificarse de acuerdo con:

- **Funcionamiento del conducto:** Una red de alcantarillado pluvial puede estar formada por conductos abiertos, cauces naturales y conductos cerrados. El flujo del agua en los conductos abiertos y cauces naturales solo puede darse con superficie libre; en cambio, en los conductos cerrados el flujo del agua puede ser con superficie libre (sección transversal parcialmente llena) o a presión (sección llena). En el diseño de una red alcantarillado se recomienda que los conductos cerrados o las tuberías trabajen con superficie libre como si fueran canales. De esta forma se aprovecha al máximo la capacidad de conducción de las tuberías, y por otra se evita que funcionen a presión, ya que esto puede provocar que el agua escape del sistema y brote en las calles ocasionando molestias y daños.
- **Tiempo:** Si los tirantes, velocidades y gastos del flujo, correspondientes a cualquier sección transversal de la conducción, son constantes con

respecto al tiempo el flujo se denomina permanente. En caso contrario, se le llama no permanente.

- **Distancia:** Cuando en un flujo los tirantes, las velocidades y los gastos en cualquier sección transversal a lo largo del canal son iguales, el flujo es uniforme. De otra forma, es no uniforme o variado. En caso de que los tirantes y las velocidades cambien abruptamente en distancias cortas, tal como sucede en un salto hidráulico, el flujo se considera rápidamente variado. En la mayoría de las ocasiones, el flujo no uniforme es gradualmente variado, pues las velocidades y los tirantes en cada sección varían poco a poco a lo largo de la conducción.
- **Fuerzas predominantes en el movimiento del flujo:** El flujo del agua en una tubería, en un caudal o sobre una superficie puede ser clasificado de acuerdo a la distribución de velocidades y a la naturaleza de las trayectorias de las partículas del agua. En ambas se manifiesta fuerzas debidas a la viscosidad del fluido y a su inercia, pero en la mayoría de los flujos de agua encontrados en la práctica dominan las fuerzas inerciales. Cuando dominan las fuerzas debidas a la viscosidad del fluido, el flujo se denomina laminar; cuando las fuerzas generadas por la gravedad o inercia del flujo tienen mayor influencia, se le denomina turbulento. Entre ambos, existe un intervalo al cual se le llama de transición,

La definición del tipo de flujo (laminar, de transición o turbulento), se basa en el parámetro adimensional conocido como Número de Reynolds, el cual relaciona las fuerzas inerciales con las viscosas como:

$$R = \frac{VL}{\nu}$$

Donde:

R : es el número de Reynolds (adimensional)

V : velocidad media del flujo (m /s)

L : longitud característica (m)

ν: viscosidad cinemática del fluido (m²/s)

La longitud característica es el diámetro D en tuberías a presión, y en conducciones a superficie libre es igual a cuatro veces el radio hidráulico.

La definición del tipo de flujo se hace con respecto a los siguientes intervalos del número de Reynolds:

Tipo de flujo	Conducciones a Presión (tuberías)	Conducciones a Superficie libre (canales)
Laminar	$R < 2,300$	$R < 500$
De transición	$2,300 \leq R \leq 4,000$	$500 \leq R \leq 12,500$
Turbulento	$R > 4,000$	$R > 12,500$

- **Nivel de energía:** El flujo del agua con superficie libre también puede ser clasificado de acuerdo al nivel de energía contenido en el propio flujo. Así, pueden establecerse tres tipos de flujo: subcrítico, crítico o supercrítico. Se

emplea el parámetro adimensional conocido como número de Froude para diferenciarlos:

$$F = \frac{V}{\sqrt{gY}}$$

donde **F** es el número de Froude (adimensional); *V* velocidad media del flujo (m/s); *g* la aceleración de la gravedad (m/s²); *Y* el tirante hidráulico (m). La ecuación anterior representa una relación entre las fuerzas debidas a la inercia y a la gravedad. Si ambas son iguales, **F**= 1, el flujo se define como crítico. En caso de que dominen las fuerzas debidas a la inercia del flujo (**F** > 1) el flujo es supercrítico, y por último, si tienen mayor influencia las fuerzas debidas a la gravedad (**F** < 1) el flujo es considerado como subcrítico.

1.5.3 Ecuaciones básicas.

Las ecuaciones básicas de la Hidráulica se derivan de los principios fundamentales de conservación de masa, cantidad de movimiento y energía aplicados a un volumen de control, dando origen a las ecuaciones llamadas de continuidad, cantidad de movimiento y energía respectivamente.

CONTINUIDAD. El principio de conservación de masa o de continuidad establece que “La diferencia entre la cantidad de masa que ingresa (*m_e*) a un volumen de control y aquella que se extrae (*m_s*) del mismo es igual al cambio en el almacenamiento dentro del propio volumen, lo cual escrito en términos matemáticos equivale a:

$$\frac{dV}{dt} = \sum (m_e - m_s) .$$

Donde *dV* es un elemento diferencial de volumen y *dt* es un diferencial de tiempo, siendo el cociente de ambos un incremento o decremento de volumen por unidad de tiempo según el signo. En el miembro de la derecha, el primer término es la suma de aquella masa que entra al volumen de control y el segundo término la que sale.

La cantidad de agua en el volumen de control, así como la que entra o sale del mismo podrá cuantificarse en unidades de: masa, peso o de volumen por unidad de tiempo, siendo las últimas (m³/s) las que dan origen al concepto de flujo volumétrico o gasto (*Q*). El gasto puede ser evaluado en una sección transversal de un flujo si se conocen la velocidad media del flujo y el área hidráulica, pues su producto es precisamente igual al gasto.

$$Q = A V$$

Donde Q es el gasto (m^3/s); A el área hidráulica (m^2); V la velocidad media del flujo (m/s).

CANTIDAD DE MOVIMIENTO. La ecuación de conservación de cantidad de movimiento se deriva de la segunda ley de Newton del movimiento, la cual establece que "El producto de la masa de un cuerpo por la aceleración es igual a la resultante de todas las fuerzas que actúan sobre él, incluyendo su propio peso".

$$F = m a$$

Donde F es la fuerza resultante o suma de fuerzas, m es la masa del cuerpo y a es la aceleración.

La aceleración se define como la derivada total de la velocidad V con respecto al tiempo t , por lo que la expresión anterior puede escribirse como:

$$F = \frac{d(\beta m V)}{dt}$$

El producto de la masa por la velocidad (mV) es conocido como cantidad de movimiento. Cabe hacer notar que la suma de fuerzas, así como la velocidad o la aceleración deben expresarse en términos vectoriales.

La ecuación anterior puede ser aplicada a un volumen de control en un canal donde al realizar la suma de las fuerzas que actúan sobre el mismo (presión, peso propio y fricción) y considerando flujo no permanente (Chaudhry, 1993) se obtiene:

$$\frac{\partial V}{\partial t} + V \frac{\partial V}{\partial x} + g \frac{\partial Y}{\partial x} = g(S - S_f)$$

Donde S es la pendiente del cauce

ENERGÍA. La energía total contenida en un flujo en movimiento es la suma de las energías correspondientes a la posición o elevación del flujo con respecto a un nivel de referencia (energía potencial o de posición), la presión estática (energía de presión) y la presión dinámica (energía cinética); expresado para un flujo con superficie libre se escribe como:

$$H = z + y + \alpha \frac{V^2}{2g}$$

Y para flujos a presión de la manera siguiente:

$$H = z + \frac{P}{\gamma} + \alpha \frac{V^2}{2g}$$

Donde:

- H: energía total o carga hidráulica (m)
 z: nivel del fondo del cauce en conducciones con superficie libre o del eje de la tubería en conducciones a presión con respecto a un nivel de referencia (m), el cual equivale a la carga de posición.
 y: tirante del flujo o carga de presión en conducciones con superficie libre (m)
 ρ : presión manométrica (N/m²)
 γ : peso volumétrico (N/m³)
 ρ/γ : carga de presión en conducciones a presión (m)
 V: velocidad media del flujo (m/s)
 g: aceleración de la gravedad (m/s²)
 α : coeficiente de Coriolis o de energía (adimensional)
 $V^2/2g$: carga de velocidad (m)

De acuerdo al principio de conservación de la energía aplicado a un flujo con superficie libre, "La energía contenida en un flujo no cambia a lo largo de la trayectoria del mismo, solo existen transformaciones entre sus componentes". De esta forma, al aplicar dicho principio entre dos secciones transversales de un flujo con superficie libre se obtiene la ecuación de la energía:

$$Z_1 + y_1 + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + y_2 + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + \sum_1^2 h$$

Para conducciones a presión se tiene:

$$Z_1 + \frac{\rho_1}{\gamma} + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{\rho_2}{\gamma} + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + \sum_1^2 h$$

Donde el último término es la suma de las pérdidas por fricción y locales entre las secciones 1 y 2.

ENERGIA ESPECÍFICA. Si en la ecuación anterior no se toma en cuenta la carga de posición, entonces se trata de la ecuación de energía específica E:

$$E = y + \alpha \frac{V^2}{2g}$$

Esta ecuación es importante para la determinación de ciertos parámetros del flujo de acuerdo a su nivel de energía (régimen subcrítico, crítico o supercrítico). A partir de esta ecuación es posible determinar el tirante crítico, para su cálculo se deriva la ecuación y se iguala a cero. Mediante algunos pasos matemáticos se obtiene la expresión (Chaudhry, 1993):

$$\frac{Q^2}{g/\alpha} = \frac{A^3}{B}$$

Donde Q es el gasto (m^3/s); g la aceleración de la gravedad (m/s^2); A el área hidráulica (m^2); B el ancho de superficie libre (m).

El diseño y construcción de una red de alcantarillado es un trabajo de ingeniería donde se busca la eficiencia y economía. El diseño de la red abarca en forma general, la determinación de la geometría de la red, incluyendo el perfil y trazo en planta, los cálculos de diámetro y pendientes de cada tramo y la magnitud de las caídas necesarias en los pozos.

La definición de la geometría de la red se inicia con la ubicación de los posibles sitios de vertido y el trazo de colectores y atarjeas, basándose en la topografía de la zona y el trazo urbano de la localidad. Por lo general, se aplican las reglas siguientes:

- 1) Los colectores de mayor diámetro se ubican en las calles más bajas para facilitar el drenaje de las zonas altas con atarjeas o colectores de menor diámetro.
- 2) El trazo de los colectores y las atarjeas se ubican sobre el eje central de las calles, evitando su cruce con las edificaciones. Su trazo debe ser lo más recto posible procurando que no existan curvas. Cuando la calle sea amplia, se puede disponer de dos atarjeas, una a cada lado de la calle.
- 3) La red de alcantarillado debe trazarse buscando el camino más corto al sitio de vertido.
- 4) Las conducciones serán por gravedad, se tratará de evitar las conducciones por bombeo.

Durante el diseño se lleva a cabo el cálculo del funcionamiento hidráulico, además se deben tener en cuenta las consideraciones y restricciones que sirven para disminuir los costos de construcción y evitar tanto fallas por razones estructurales como excesivos trabajos de mantenimiento. El dimensionamiento de las tuberías depende principalmente del tamaño del área por servir y de su coeficiente de escurrimiento, de la intensidad de la lluvia de diseño, y del periodo económico de diseño.

1.5.4 Diámetro mínimo de diseño de las tuberías.

El diámetro mínimo que se recomienda para atarjeas en alcantarillado pluvial es de 30 cm, con objeto de evitar frecuentes obstrucciones en las tuberías abatiendo por consiguiente los costos de conservación y operación del sistema.

1.5.5 Velocidades permisibles.

Las velocidades límite del escurrimiento son aquellas por las cuales, por una parte se evita la sedimentación y azolvamiento de la tubería y por otra, se

evita la erosión de las paredes del conducto. A estas velocidades se les llama mínima y máxima, respectivamente.

A tubo parcialmente lleno, la velocidad mínima permisible es de 60 cm/s; cuando el flujo es a tubo lleno es de 90 cm/s. La velocidad máxima permisible varía de 3 a 5 m/s, e incluso más dependiendo de la resistencia del material de la tubería (tabla 1.2).

Tipo de tubería	Velocidad máxima (m/s)
Concreto simple hasta 45 cm de diámetro	3.0
Concreto reforzado de 61 cm de diámetro o mayores	3.5
Fibro cemento	5.0
Poli (cloruro de vinilo) PVC	5.0
Polietileno de alta densidad	5.0

Tabla 1.2 Velocidad máxima permisible.

En casos excepcionales, en tramos aislados de tubería, se presentan velocidades de hasta 8 m/s, y se pueden aceptar con la debida autorización del proyecto, por lo que se tendrá que realizar un estudio del funcionamiento hidráulico y de la resistencia del material de las paredes del conducto.

1.5.6 Pendientes de diseño.

La pendiente de las tuberías debe ser lo más semejante, como sea posible, a las del terreno natural con objeto de tener excavaciones mínimas, pero tomando en cuenta lo siguiente:

Pendientes mínimas

Casos normales. Son en las que se dispone del desnivel topográfico necesario. Se acepta como pendiente mínima la que produce una velocidad de 90 cm./s a tubo lleno.

Casos excepcionales. Se consideran aquellas pendientes en que debido un desnivel pequeño, con el objeto de evitar la construcción de una planta de bombeo, es preciso sacrificar la eficiencia de la atarjea. Se acepta como pendiente mínima aquella que produce una velocidad de 60 cm/s, con un tirante igual o mayor de 3 cm.

Pendientes máximas

Son aquellas pendientes que producen velocidades máximas de 3 a 5 m/s trabajando normalmente. Debido a que la topografía en ocasiones es muy abrupta, el Instituto de Ingeniería de la UNAM ha efectuado estudios en tuberías de concreto reforzado, concluyendo que en casos excepcionales, para este material la velocidad máxima puede ser de hasta 8 m/s.

1.5.7 Dimensión de zanjas.

Las tuberías se instalan superficialmente, enterradas o una combinación de ambas, dependiendo de la topografía, tipo de tubería y características del terreno. Por lo general, la tubería para drenaje pluvial siempre se instala enterrada para obtener la máxima protección de las mismas, de acuerdo a lo señalado en las especificaciones de construcción del fabricante o a lo que se menciona a continuación.

Diámetro del tubo (cm)	Ancho de zanja (cm)
30	85
38	100
45	110
61	130
75	150
90	170
107	195
122	215
152	250
183	285
213	320
244	355

Tabla 1.3 Ancho de zanja.

En la tabla 1.3 se indica el ancho recomendable de la zanja para diferentes diámetros de tuberías. Es indispensable que a la altura del lomo, la zanja tenga realmente el ancho que se indica; a partir de este, puede dársele a las paredes el talud necesario para evitar el empleo del ademe, si es indispensable el empleo de éste, el ancho debe ser igual al indicado en la tabla más el ancho que ocupe el ademe.

Profundidad de zanjas.

La profundidad de la zanja para la tubería queda definida por los siguientes factores:

- 1) Profundidad mínima o colchón mínimo. Depende de la resistencia de la tubería a las cargas exteriores.
- 2) Topografía y trazo. Influyen en la profundidad máxima que se le da a la tubería.
- 3) Velocidad máxima y mínima. Están relacionadas con las pendientes de proyecto.
- 4) Existencia de conductos de otros servicios.
- 5) Economía en las excavaciones

Profundidad mínima.

La profundidad mínima la determina el colchón mínimo necesario para la tubería, con el fin de evitar rupturas de ésta, ocasionadas por cargas vivas. En la práctica, se recomienda los valores siguientes para establecer el colchón mínimo.

Diámetro del tubo	Colchón mínimo (cm)
Tuberías con diámetro hasta 45 cm	90
Tuberías con diámetros mayores a 45 y hasta 122 cm.	100
Tuberías con diámetros mayores a 122 cm.	150

Tabla 1.4 Colchón mínimo para tuberías.

Los colchones mínimos indicados anteriormente, podrán modificarse en casos especiales previo análisis particular y justificando para cada caso. Los factores principales que intervienen para modificar 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.

Profundidad máxima.

La profundidad es función de la topografía del lugar, evitando excavar demasiado. Si la topografía tiene pendientes fuertes, se debe hacer un estudio económico comparativo entre el costo de excavación contra el número de pozos de visita.

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 excavar 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 o cama será de 10 cm, siendo el espesor mínimo sobre el eje vertical de la tubería de 5 cm.

CAPITULO II

El sistema de drenaje pluvial.

Objetivo específico: Conocer los componentes principales de un sistema de drenaje pluvial.

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 las partes siguientes:

a) Estructuras de captación. Recolectan las aguas a transportar. En el caso de los sistemas de alcantarillado sanitario, se refieren a las conexiones domiciliarias formadas por tuberías conocidas como albañales. En los sistemas de alcantarillado pluvial se utilizan sumideros o bocas de tormenta como estructuras de captación, aunque también pueden existir conexiones domiciliarias donde se vierta el agua de lluvia que cae en techos y patios. En los sumideros (ubicados convenientemente en puntos bajos del terreno y a cierta distancia en las calles) se coloca una rejilla o coladera para evitar el ingreso de objetos que obstruyan los conductos, por lo que son conocidas como coladeras pluviales.

b) Estructuras de conducción. Transportan las aguas recolectadas por las estructuras de captación hacia el sitio de tratamiento o vertido. Representan la parte medular de un sistema de alcantarillado y se forman con conductos cerrados y abiertos conocidos como tuberías y canales, respectivamente.

c) Estructuras de conexión y mantenimiento. Facilitan la conexión y mantenimiento de los conductos que forman la red de alcantarillado, pues además de permitir la conexión de varias tuberías, incluso de diferente diámetro o material, también disponen del espacio suficiente para que un hombre baje hasta el nivel de las tuberías y maniobre para llevar a cabo la limpieza e inspección de los conductos. Tales estructuras son conocidas como pozos de visita.

d) Estructuras de vertido. Son estructuras terminales que protegen y mantienen libre de obstáculos la descarga final del sistema de alcantarillado, pues evitan posibles daños al último tramo de tubería que pueden ser causados por la corriente a donde descarga el sistema o por el propio flujo de salida de la tubería.

e) Instalaciones complementarias. Se considera dentro de este grupo a todas aquellas instalaciones que no necesariamente forman parte de todos los sistemas de alcantarillado, pero que en ciertos casos resultan importantes para su correcto funcionamiento. Entre ellas se tiene a las plantas de bombeo, plantas de tratamiento, estructuras de cruce, vasos de regulación y de detención, disipadores de energía, etc.

f) Disposición final. La disposición final de las aguas captadas por un sistema de alcantarillado no es una estructura que forme parte del mismo; sin embargo, representa una parte fundamental del proyecto de alcantarillado. Su importancia radica en que si no se define con anterioridad a la construcción del proyecto el destino de las aguas residuales o pluviales, entonces se pueden provocar graves daños al medio ambiente e incluso a la población servida o a aquella que se encuentre cerca de la zona de vertido.

2.1 Estructuras de captación.

Consisten en bocas de tormenta, que son las estructuras que recolectan el agua que escurre sobre la superficie del terreno y la conduce al sistema de atarjeas. Se ubican a cierta distancia en las calles con el fin de interceptar el flujo superficial, especialmente aguas arriba del cruce de calles y avenidas de importancia; también se les coloca en los puntos bajos del terreno, donde pudiera acumularse el agua.

Están constituidas por una caja que funciona como desarenador donde se depositan las materias pesadas que arrastra el agua y por una coladera con su estructura de soporte que permite la entrada del agua de la superficie del terreno al sistema de la red de atarjeas mediante una tubería de concreto a la que se le denomina albañal pluvial. La coladera evita el paso de basura, ramas y otros objetos que pudieran taponar los conductos de la red. Existen varios tipos de boca de tormenta, a los cuales se les acostumbra llamarles coladeras pluviales: las de piso, de banqueteta, combinadas, longitudinales y transversales.

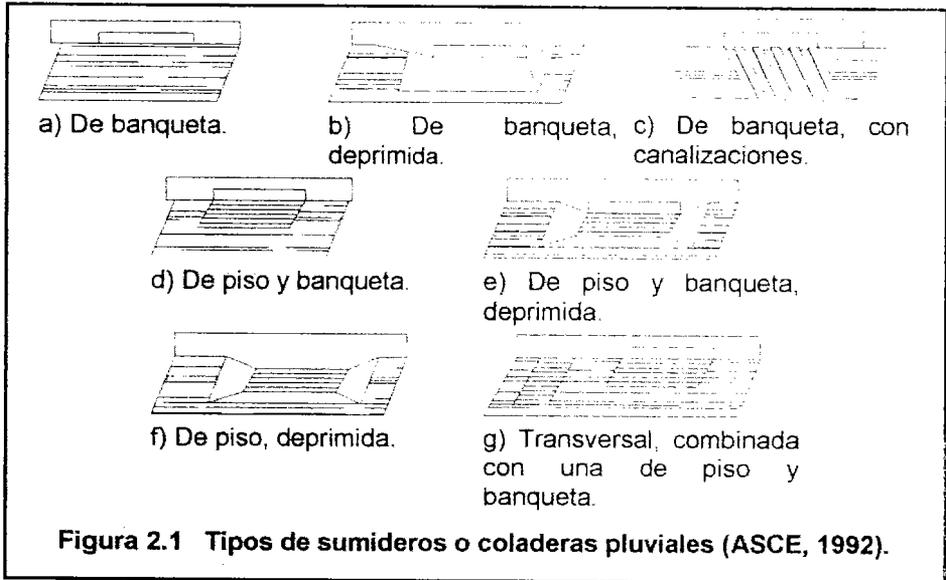
Las coladeras de piso se instalan formando parte del pavimento al mismo nivel de su superficie y las de banqueteta se construyen formando parte de la guarnición. Cuando se requiere captar mayores gastos, puede hacerse una combinación de ambas. Las coladeras longitudinales son un tipo especial de las de banqueteta.

La selección de algunas de ellas o de alguna de sus combinaciones depende exclusivamente de la pendiente longitudinal de las calles y del caudal por recolectar. En ocasiones, se les combina con una depresión del espesor del pavimento para hacerlas más eficientes. En la figura 2.1 se muestran algunos tipos de coladeras pluviales.

2.2 Obras de conducción.

Son todas aquellas estructuras que transportan las aguas recolectadas por las bocas de tormenta hasta el sitio de vertido. Se pueden clasificar ya sea de acuerdo a la importancia del conducto dentro del sistema de drenaje o según el material y método de construcción del conducto que se utilice.

Según la importancia del conducto dentro de la red, los conductos pueden ser clasificados como atarjeas, subcolectores, colectores y emisores. Se le llama atarjea o red de atarjeas a los conductos de menor diámetro de la red, a los cuales descargan la mayor parte de las estructuras de captación. Los subcolectores son de mayor diámetro que las atarjeas, que reciben directamente las aportaciones de dos o más atarjeas y las conducen hacia los colectores.



Los colectores son los conductos de mayor diámetro 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.

El emisor conduce las aguas hasta el punto de vertido o tratamiento. Una red puede tener más de un emisor dependiendo del tamaño de la localidad, Se le distingue de los colectores porque no reciben conexiones adicionales en su recorrido. En la figura 2.2 se muestra el trazo de una red de alcantarillado nombrando los conductos de acuerdo a su importancia en la red.

Por otra parte, los conductos pueden clasificarse de acuerdo al material que los forma y al método de construcción o fabricación de los mismos. Desde el punto de vista de su construcción, existen dos tipos de conductos: los prefabricados y los que son hechos en el lugar.

Los conductos prefabricados son a los que comúnmente se les denomina como "tuberías", con varios sistemas de unión o ensamble, y generalmente de sección circular. Las tuberías comerciales más usuales en México se fabrican de los materiales siguientes: concreto simple, concreto reforzado, fibrocemento, policloruro de vinilo o PVC, y polietileno.

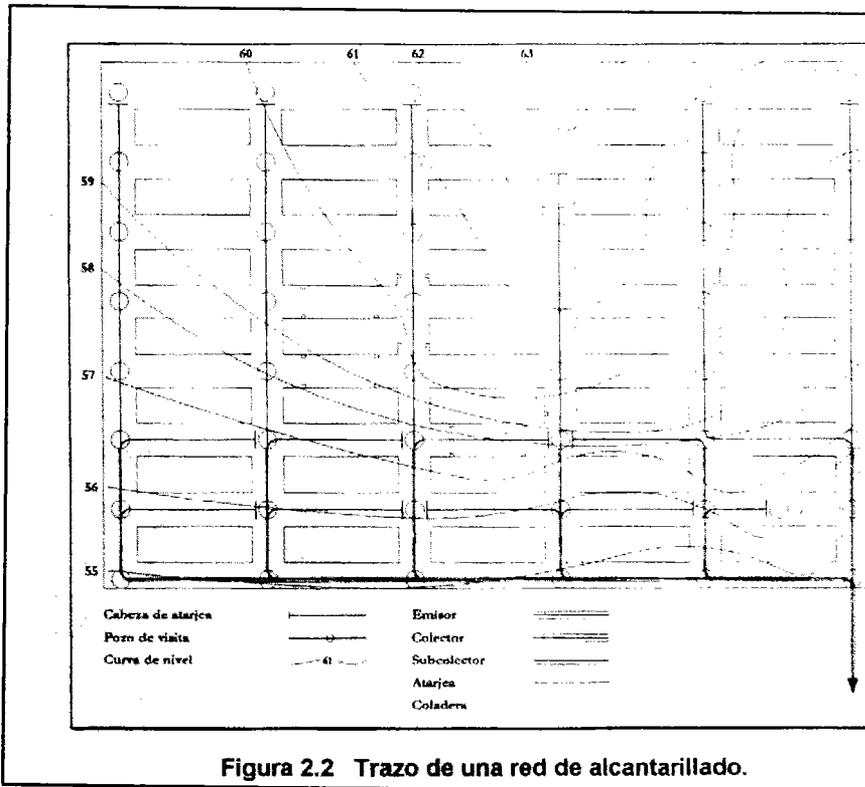
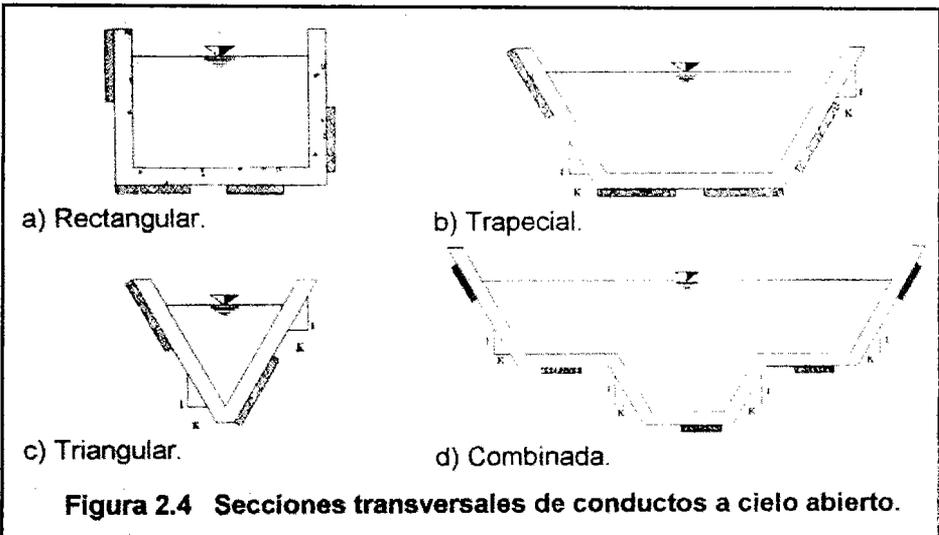
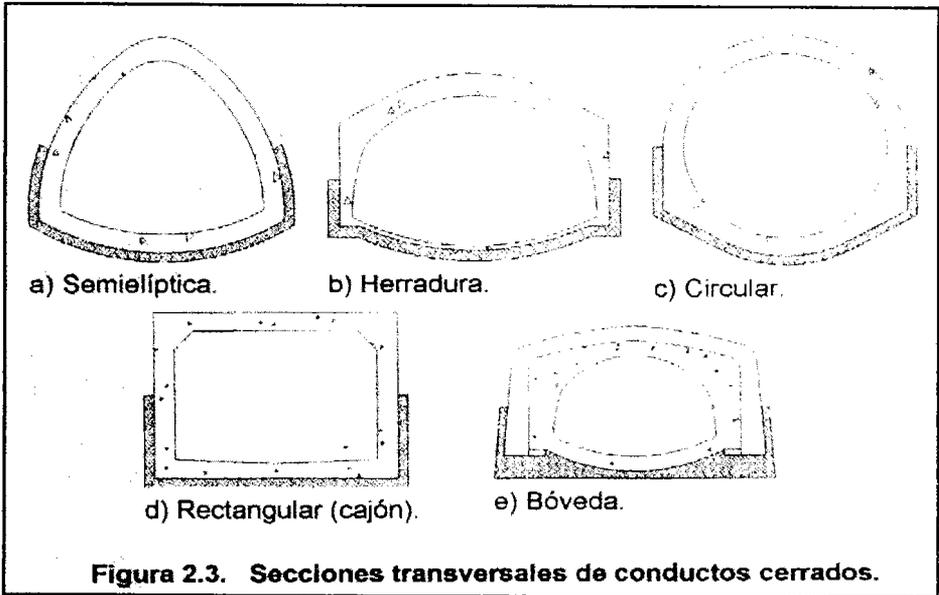


Figura 2.2 Trazo de una red de alcantarillado.

Los conductos construidos en el lugar o in situ son usualmente de concreto reforzado y pueden ser estructuras cerradas o a cielo abierto. A las primeras se les llama cerradas porque se construyen con secciones transversales de forma semielíptica, herradura, circular, rectangular o en bóveda. Las estructuras a cielo abierto corresponden a canales de sección rectangular, trapezoidal o triangular. En la figura 2.3 se presentan las secciones transversales más usuales en conductos cerrados y en la 2.4, a cielo abierto, aunque algunas de ellas pueden ser combinadas (por ejemplo, triangular y trapecial).



2.3 Estructuras de conexión y mantenimiento.

Son estructuras subterráneas construidas hasta el nivel del suelo o pavimento, donde se les coloca una tapa. Su forma es cilíndrica en la parte inferior y tronco cónico en la parte superior, y son lo suficientemente amplias como para que un hombre baje a ellas y realice maniobras en su interior, ya sea para mantenimiento o para inspección de los conductos. El piso es una plataforma con canales que encauzan la corriente de una tubería a otra, y una escalera marina que permite el descenso y ascenso en el interior. Un brocal de hierro fundido o de concreto armado protege su desembocadura a la superficie y una tapa perforada, ya sea de hierro fundido o de concreto armado cubre la boca.

Se les conoce como pozos de visita o cajas de visita según sus dimensiones. Este tipo de estructuras facilita la inspección y limpieza de los conductos de una red de alcantarillado, y también permite la ventilación de los mismos. Su existencia en las redes de alcantarillado es vital para el sistema, pues sin ellas, estos se taponarían y su reparación podría ser complicada y costosa.

Para dar mantenimiento a la red, los pozos de visita se ubican al inicio de las atarjeas, en puntos donde la tubería cambia de diámetro, dirección o de pendiente y también donde se requiere la conexión de otras atarjeas, subcolectores o colectores. Por regla los pozos de visita en una sola tubería no se colocan a intervalos mayores de 125 a 175 m dependiendo de los diámetros de las tuberías a unir.

Existen varios tipos de pozos de visita que se clasifican según la función y dimensiones de las tuberías que confluyen en los mismos e incluso del material del que están hechos. Así se tienen: pozos comunes de visita, pozos especiales de visita, pozos para conexiones oblicuas, pozos caja, pozos caja unión, pozos caja de deflexión, pozo con caída (adosada, normal y escalonada).

Los pozos de visita usuales se fabrican con ladrillo y concreto. También existen pozos de visita prefabricados de concreto reforzado, fibrocemento y de polietileno. Los pozos permiten la conexión de tuberías de diferentes diámetros o materiales, siendo los pozos comunes para diámetros pequeños y los pozos caja para diámetros grandes.

2.4 Estructuras de vertido.

2.4.1 Estructuras de vertido en conducto cerrado.

Cuando la conducción por el emisor de una red de alcantarillado es entubada y se requiere verter las aguas a una corriente receptora que posea cierta velocidad y dirección, se utiliza una estructura que encauce la descarga directa a la corriente receptora y proteja al emisor de deslaves y taponamientos.

Este tipo de estructuras de descarga se construyen con mampostería y su trazo puede ser normal a la corriente o enviado.

2.4.2 Estructuras de vertido en canal a cielo abierto.

En este caso, la estructura de descarga consiste en un canal a cielo abierto hecho con base en zampeado de mampostería, cuyo ancho se incrementa gradualmente hasta la corriente receptora. De esta forma se evita la socavación del terreno natural y se permite que la velocidad disminuya.

2.5 Obras complementarias.

Las obras o estructuras complementarias en una red de alcantarillado son estructuras que no siempre forman parte de una red, pero que permiten un funcionamiento adecuado de la misma. Entre ellas se encuentran las plantas de bombeo, vertedores, sifones invertidos, cruces elevados, alcantarillas pluviales y puentes.

2.5.1 Estaciones de bombeo.

Una estación de bombeo se compone de un cárcamo de bombeo o tanque donde las aguas son descargadas por el sistema de alcantarillado y a su vez son extraídas por un conjunto de bombas cuya función es elevar el agua hasta cierto punto para vencer los desniveles y continuar la conducción hasta el vertido final. Se utiliza cuando:

- La elevación donde se concentra el agua está por debajo de la corriente natural de drenaje o del colector existente.
- Por condiciones topográficas no es posible drenar por gravedad el área por servir hacia el colector principal, debido a que ella se encuentra fuera del parteaguas de la zona a la que sirve el colector.
- Los costos de construcción son muy elevados debido a la profundidad a la que se instalarán los colectores o el emisor a fin que funcionen por gravedad.

2.5.2 Vertedores.

Un vertedor es una estructura hidráulica que tiene como función la derivación hacia otro cauce del agua que rebasa la capacidad de una estructura de conducción o de almacenamiento.

Su uso en los sistemas de alcantarillado se combina con otras estructuras tales como canales o cajas de conexión, y es propiamente lo que se denomina como una estructura de control. Por ejemplo, cuando se conduce cierto gasto de aguas pluviales o residuales hacia una planta de tratamiento con cierta capacidad:

y ésta es rebasada debido a la magnitud de una tormenta, el exceso es controlado por medio de un vertedor que descarga hacia un conducto especial (usado solamente en estos casos), que lleva el agua en exceso hacia su descarga a una corriente.

2.5.3 Estructuras de cruce.

Una estructura de cruce permite el paso de la tubería por debajo o sobre obstáculos que de otra forman impedirían la construcción de una red de alcantarillado. Entre estas se tienen:

a) Sifones invertidos. Es una estructura de cruce que permite durante la construcción de un colector o emisor salvar obstrucciones tales como arroyos, ríos, otras tuberías, túneles, vías de comunicación (pasos vehiculares a desnivel), etc., por debajo del obstáculo.

Se basa en conducir el agua a presión por debajo de los obstáculos por medio de dos pozos, uno de caída y otro de ascenso, los cuales están conectados en su parte inferior por una tubería que pasa por debajo del obstáculo (figura 2.5). Así, cuando el agua alcanza el pozo de caída es conducida a presión por la tubería hacia el pozo de ascenso donde puede prácticamente recuperar el nivel que tenía antes de la estructura y continuar con la dirección original del colector.

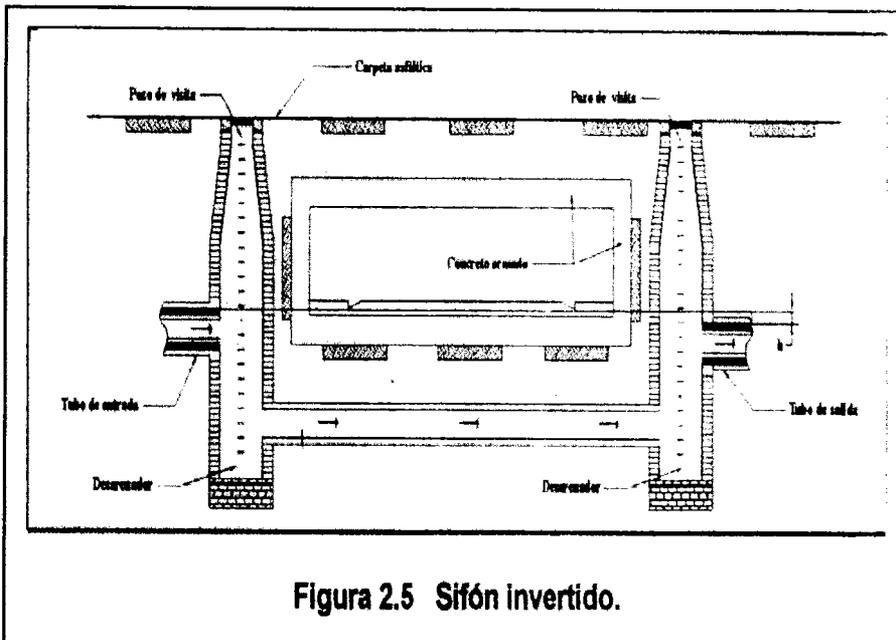


Figura 2.5 Sifón invertido.

b) Cruces elevados. Cuando un trazo tiene que cruzar una depresión profunda, se utilizan estructuras ligeras como son puentes de acero, concreto o madera, los cuales soportan la tubería que conduce el agua pluvial (figura 2.6). En ocasiones, se utilizan puentes carreteros existentes donde se coloca la tubería anclándola por debajo o a un lado de la estructura.

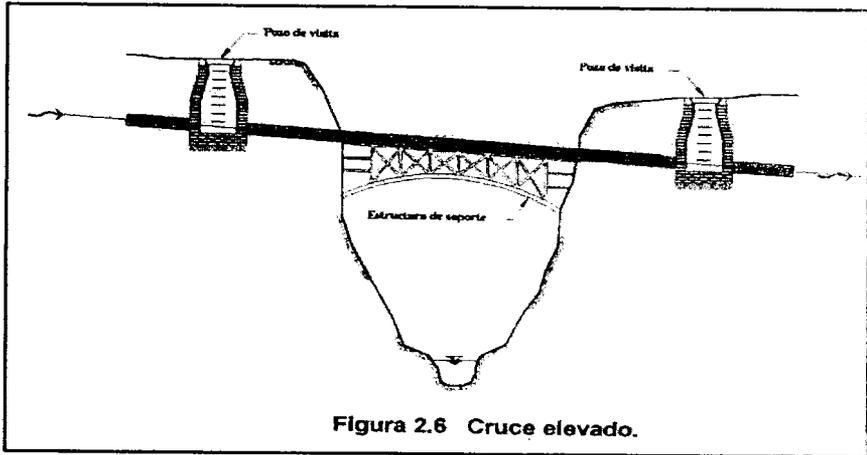


Figura 2.6 Cruce elevado.

c) Alcantarillas pluviales y puentes. Este tipo de estructuras de cruce son regularmente empleadas en carreteras, caminos e incluso en ciertas calles en localidades donde se ha respetado el paso de las corrientes naturales (figura 2.7). Son tramos de tubería o conductos que se incorporan en el cuerpo del terraplén. Cuando las dimensiones de los conductos son excesivas, es más convenientemente el diseño de un puente.

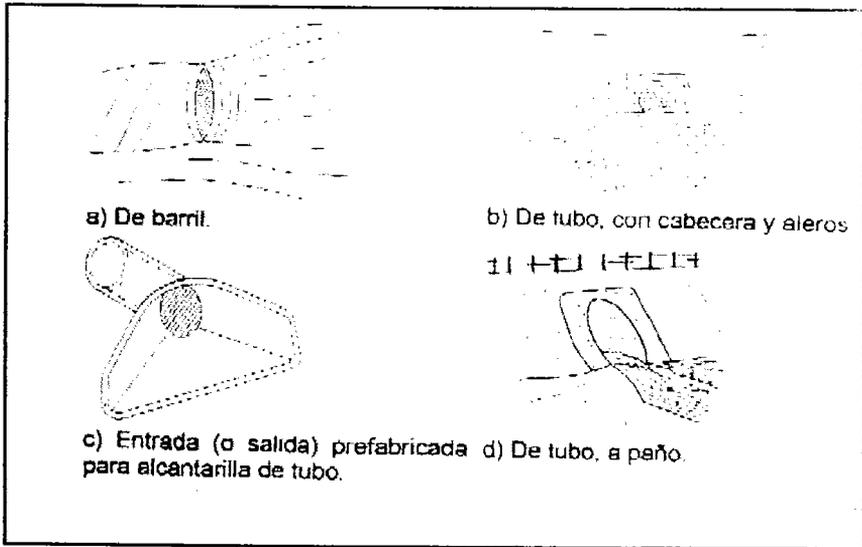


Figura 2.7 Alcantarillas pluviales (ASCE, 1992).

2.6 Disposición final.

Se le llama disposición final al destino que se le da al agua captada por un sistema de alcantarillado. En la mayoría de los casos, las aguas se vierten a una corriente natural que pueda conducir y degradar los contaminantes del agua. En este sentido, se cuenta con la tecnología y los conocimientos necesarios para calcular el grado en que una corriente pueda degradar los contaminantes e incluso, se puede determinar el número, espaciamiento y magnitud de las descargas que es capaz de soportar.

Por otra parte, la tendencia actual es tratar las aguas residuales y emplearlas como aguas tratadas o bien verterlas a las corrientes. También se desarrollan acciones encaminadas al uso del agua del pluvial, para ser utilizadas en el riego de áreas verdes en zonas urbanas, tales como jardines, parques y camellones; o bien en zonas rurales para riego de cultivos.

Así, un proyecto moderno de alcantarillado pluvial puede ser compatible con el medio ambiente y ser agradable a la población según el uso que se le dé a la agua pluvial. Al respecto cabe mencionar los pequeños lagos artificiales que se construyen en parques públicos con fines ornamentales.

Por último, considerando la situación de escasez de agua que se vive en algunas zonas del país o la presencia de avenidas inesperadas, es conveniente analizar la posibilidad de verter las aguas residuales tratadas y pluviales para la

recarga de los acuíferos, así como la serie de medidas que con el tiempo permitan el restablecimiento de las condiciones necesarias para su explotación, la adecuación de los cauces de las corrientes superficiales dentro de sus márgenes o dentro de las zonas urbanas.

2.7 Estudios complementarios.

Para el diseño y construcción de una red de alcantarillado pluvial, se requiere de estudios previos para determinar su factibilidad. Para el caso concreto de la posibilidad de la utilización de pozos de absorción, dichos estudios esenciales son: estudios hidrológicos y geohidrológicos.

La localización de sitios favorables para la infiltración de aguas de origen pluvial, es de gran importancia y repercute en forma directa en todos los aspectos que integran la perforación de pozos de absorción; es por eso que con base en los estudios geohidrológicos y geofísicos se determina la factibilidad y ubicación de los mismos. Así, un estudio geohidrológico se inicia con la recopilación de información técnica, incluyendo varias disciplinas, con énfasis en los aspectos geológicos, el censo de aprovechamientos hidráulicos superficiales y subterráneos en la zona, la medición de los niveles piezométricos en los pozos y el cálculo del volumen de extracción de agua subterránea. También se deberá tratar el tema del muestreo y análisis físico-químico del agua y los métodos de exploración geofísica. Referente a los análisis físico-químicos del agua, se deben realizar conforme a las Normas Oficiales Mexicanas vigentes (NOM), de la serie "A".

Un estudio geológico debe cubrir los siguientes aspectos:

- Definir las unidades litológicas y estratigráficas
- Definir las estructuras geológicas (pliegues, fallas, discordancias, fracturas y estratificación)
- Precisar las características del drenaje de las unidades litológicas o formaciones.

Un análisis hidrológico, se requiere para la determinación y selección de un evento de diseño necesario para resolver problemas prácticos de carácter variado, como por ejemplo: diseño de puentes, presas, obras de captación, carreteras, sistemas de drenaje para las poblaciones, etc. El análisis hidrológico es el primer paso fundamental en la planeación, diseño y operación de proyectos hidráulicos. En la fase de planeación y diseño, el análisis se dirige a fijar la capacidad y seguridad de estructuras hidráulicas. Las dimensiones físicas o la capacidad de conducción de una estructura hidráulica se determina, desde luego, de acuerdo con los volúmenes y gastos que se deseen almacenar, controlar o transmitir. En este sentido, se requiere estudios hidrológicos para determinar la disponibilidad de fuentes naturales y para saber si el abastecimiento de la fuente es adecuado en todo tiempo, o si requerirá de otras estructuras para corregir las deficiencias o para disponer de los volúmenes excedentes de agua.

CAPITULO III.

Geología y Geohidrología.

Objetivo específico: Conocer los aspectos geológicos y geohidrológicos necesarios para determinar la factibilidad y diseño de los pozos de absorción.

3.1 Geología.

3.1.1 Geología regional.

El área correspondiente al plano geológico anexo, forma parte de la Meseta Neovolcánica (E. Ruíz, 1984), también denominada Faja Volcánica Transmexicana (F. Mooser, 1975) y como Eje Neovolcánico Transmexicano (Deman, 1978); es una extensa planicie lacustre con altitud promedio de 2240 m.s.n.m., que se caracteriza por estar conformada principalmente por roca volcánica y sedimentaria de tipo lacustre. Además cuenta con la presencia de un importante conjunto de grandes volcanes que rodean la parte central de la Cuenca de México; las máximas alturas las presentan los volcanes Popocatepetl (5420 m) e Iztaccihuatl (5200 m) al sureste de la Ciudad de México; está flanqueada al Poniente por la Sierra de Las Cruces, al Norte por la Sierra de Guadalupe, al Oriente por las Sierras de Río Frio y Nevada, al Sur y Oriente por la Sierra Chichinautzin. Los derrames lávicos del Chichinautzin se presentaron en el Cuaternario y fué ésta la sierra que cerró la cuenca.

Las rocas volcánicas se originaron por innumerables sucesos volcánicos al ser expulsadas lavas, piroclastos y cenizas; y las rocas sedimentarias, al ser rellenadas zonas lacustres en antiguas depresiones. Estudios geológicos realizados y la perforación de nueve pozos profundos de exploración en la Cuenca de México han demostrado que el origen de estas rocas está relacionado con eventos geológicos ocurridos desde fines de la era Mesozoica o principios de la Terciaria al reciente.

En los eventos geológicos ocurridos desde el terciario inferior hasta prácticamente nuestros días se intercalaron periodos de relativa calma en los cuales actuaron con mayor intensidad los agentes de erosión y depósito; determinaron por una parte, que las rocas sean de tipo volcánico y sedimentario, y por otra, que las cadenas montañosas que limitan a la cuenca, así como algunas sierras y cerros interiores de la misma, estén formadas por rocas de diferentes edades y características estructurales.

A continuación se presenta la secuencia estratigráfica de las formaciones geológicas de interés, mismas que constituyen el acuífero que subyace a la Ciudad de México:

- Depósitos lacustres del cuaternario (Q1a): los depósitos lacustres del Cuaternario están compuestos esencialmente por arcillas y limos de alta plasticidad, en algunos casos con apreciable contenido de materia orgánica, provenientes de cenizas volcánicas y detritus, que se depositaron en un medio acuoso a una velocidad muy baja. El resultado fueron suelos blandos con resistencias a la compresión simple del orden de 2 ton/m^2 , relaciones de vacíos del orden de 5 y permeabilidades que oscilan entre 1×10^{-6} y 1×10^{-8} cm/seg. El espesor promedio de los depósitos en la Ciudad de México es de alrededor de 60 m, en algunas zonas, como en Aragón y el Valle de Xico en Tláhuac, los espesores alcanzan los 80 m y 130 m.

El bombeo de pozos para el abastecimiento del agua potable a la Ciudad de México, ha provocado un abatimiento de los niveles piezométricos en toda la formación, induciendo problemas de hundimientos regionales y una condición de flujo de esta formación hacia la inferior, lamentablemente la calidad del agua que se drena es menor que la presente en las formaciones inferiores, por lo que se puede degradar o incluso llegar a contaminar el acuífero inferior.

Geotécnicamente se han establecido principalmente dos formaciones: Denominadas Primera y Segunda formación arcillosa, entre ambas, a profundidades que varían de 30 a 40 m., se localiza un estrato compacto con espesores de 1 a 3 m, Denominado La Capa Dura o arenas azules provenientes del cerro de San Miguel, en muchos sitios éste estrato está formado por un sándwich de dos arenas limosas endurecidas por secado y un lente de arcillas blandas; los lentes limosos tienen permeabilidades entre 1×10^{-3} y 1×10^{-6} cm/seg y presentan un abatimiento en el nivel del agua de entre 5 y 10 m. En la primera formación arcillosa se detectan además, lentes menores formados por arenas basálticas, limos endurecidos por secado y cenizas volcánicas.

De acuerdo a su comportamiento hidráulico, las formaciones arcillosas constituyen el Acuitardo del Valle de México. La capa dura posee un importante abatimiento de su nivel piezométrico por ser un dren prácticamente continuo en toda la formación, puede servir como guía para la recarga de las formaciones arcillosas y de esta manera aumentar la presión piezométrica en las mismas.

Al Norte y Poniente de la Ciudad de México las arcillas se interdigitan con acarros pluviales de los "Depósitos Aluviales del Cuaternario (Qal), en la denominada zona geotécnica de transición, en muchos casos en esta zona se distinguen aún, aunque de menor espesor, las dos formaciones arcillosas y la capa dura.

- Depósitos aluviales del cuaternario (Qal): son detritos aluviales formados por gravas y arenas, principalmente de composición basáltica y andesítica con intercalaciones de arcillas y tobas hacia el centro de la cuenca. Estos depósitos se conocen en el ámbito de la mecánica de suelos como Depósitos Profundos. Los depósitos aluviales del cuaternario afloran alrededor de la planicie lacustre en forma de abanicos y planicies fluviales, formando al interdigitarse con los Depósitos Lacustres del Cuaternario, la llamada geotécnica zona de transición del Valle de México. Su morfología se asemeja a un sistema de ríos trenzados.
- Rocas volcánicas basálticas del cuaternario (Qb): esta formación se puede distinguir en las sierras Chichinautzin, Santa Catarina y parte de la zona norte del cerro de Chiconautla. Con relación a su aportación de agua potable, los derrames lávicos, cavernosos y fracturados, además de que son los principales acuíferos en explotación, poseen la más alta transmisibilidad y se presentan intercaladas también con cenizas, lapilli y tobas.

Los afloramientos de este tipo de roca cobran una gran importancia debido a que una parte de ellos se encuentran inmersos dentro de la zona urbana, lo que dificulta la instalación de una red de alcantarillado por medio de colectores. Los derrames lávicos descansan directamente sobre la formación Tarango o las arcillas del Cuaternario.

- Formación Tarango (Tqp): la formación Tarango aflora en el Poniente del Valle de México, es decir, en las faldas de la sierra de Las Cruces, en las mesetas y los flancos de las sierras de Río Frío y Nevada. La composición es de tobas, pómez, brechas y aglomerados volcánicos andesíticos. El origen de los depósitos está relacionado con flujos, oleadas, explosiones y erupciones piroclásticas. En general su permeabilidad es baja, a pesar de que algunas veces las erupciones piroclásticas están constituidas por fragmentos del tamaño de arenas.

Es importante destacar que a principios de siglo las arenas de esta formación se explotaron comercialmente en forma rudimentaria. Así, principalmente en las Delegaciones Magdalena Contreras, Álvaro Obregón, Miguel Hidalgo y Cuajimalpa, los asentamientos humanos se ubican sobre zonas minadas, es decir, las construcciones se encuentran sobre las antiguas galerías o túneles. La saturación de los materiales que forman las minas puede ocasionar reblandecimientos de los suelos y los consiguientes desplomes de techos y paredes de los túneles.

- Rocas volcánicas andesíticas del Plió-cuaternario (TQv): afloran en las partes altas de las sierras de Río Frío, Las Cruces, Zempoala y Nevada. Son esencialmente derrames lávicos con intercalaciones de brechas, tobas y aglomerados. Su permeabilidad está asociada principalmente a su fracturamiento, su papel principal dentro del marco geohidrológico es como zona de recarga.
- Rocas volcánicas basálticas-andesíticas del Plioceno superior (Tpba): afloran en los volcanes Peñón de los Baños, Chimalhuacán, El Pino, Cocotitlán, Tlapacoya. Constituyen coladas de lava, tobas y brechas fracturadas; y son las rocas más antiguas que afloran en la cuenca, su permeabilidad es muy baja ya que ha sufrido gran compactación y cementación posterior a su depósito.
- Secuencia estratificada (Tppc): afloran en la sierra del Tepozteco, la componen tobas, conglomerados, brechas y aglomerados volcánicos, se han definido como la base del acuífero superior, ya que sobreyace a una secuencia de rocas arcillosas de espesor variable, no inferior a 700 m.

3.1.2 Geología local.

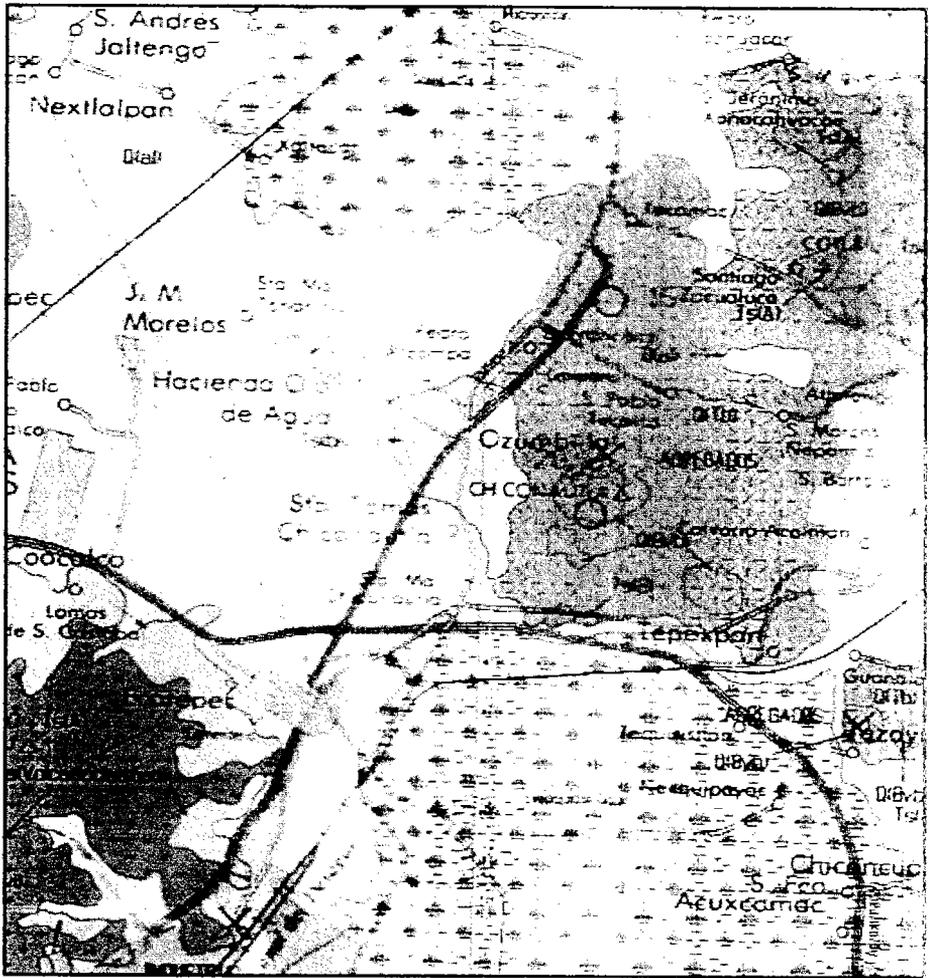
La zona en estudio comprende rocas volcánicas y sedimentos, suelos lacustres y aluviales del Terciario y Cuaternario, (plano 3.1).

Terciario Superior: Se inicia con una actividad volcánica que arroja lavas andecíticas Ts(A) y dacíticas, tobas y brechas Ts(Bvb) con espesores hasta de 700 m, se presenta un ciclo erosivo con precipitaciones pluviales que forman los abanicos aluviales Q(al) con espesores entre 0 y 50 m. El predio en estudio, de acuerdo con la zonificación tentativa de la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, está en la zona de transición donde el suelo está constituido por suelos arenolimosos y arcillas en las que predominan las de consistencia media. Estas formaciones geológicas como ya se comentó son de origen volcánico lacustre. La cercanía de la Sierra de Guadalupe donde se extrae piedra para construcción es eminente.

Un nuevo periodo volcánico da origen a tobas, pómez y brechas con espesores hasta de 200 m. En las Sierras de Tepotzotlan y Guadalupe aparecen lavas andecíticas y dacíticas que cubren parcialmente a los complejos volcánicos del Terciario Medio; en ésta última – Sierra de Guadalupe – al pie de la misma se enclava el predio en estudio.

A fines del Terciario (Plioceno Superior) se tienen depósitos detríticos de rocas y suelos, que rodean entre otras la Sierra de Guadalupe. Se origina la Formación Tarango por la rápida erosión de complejos volcánicos, que son clásticos de naturaleza andecítica depositados en forma de abanicos aluviales; además acompañados de tobas, arenas, gravas y suelos en estado caótico. El Terciario Superior termina con una época de erosión.

La cuenca adquirió una formación endorreica al cerrarse en el Sur por la Sierra Chichinautzin durante el Plioceno y Cuaternario dando con ello lugar a la formación de grandes lagos, entre ellos el de Texcoco que todavía a finales del siglo XVIII cubría los terrenos donde se ubica el predio. Se crean depósitos de grandes espesores de materiales de origen volcánico y aluvial, las cenizas volcánicas originan las arcillas del Valle de México al depositarse en un medio acuoso.



SIMBOLOGIA

Ts (bs)	Brecha sedimentaria, del terciario superior.
Ts (B)	Basalto.
Q (al)	Suelo aluvial del cuaternario.
Q (Bvb)	Brecha volcánica básica del cuaternario.
Q (la)	Suelo lacustre del cuaternario.

Plano 3.1 Plano Geológico

3.1.3 Litología en el predio.

De acuerdo a los estudios de mecánica de suelos realizado por Merrill S. A. de C. V. en la zona de estudio, se tiene la siguiente descripción estratigráfica donde se puede distinguir dos formaciones:

La formación superior de naturaleza principalmente arcillosa cuyo espesor medio es de 10 m. variando desde 9.60 m. hasta 10.80, descansa en la inferior formada por depósitos de limos arenosos con presencia de mantos o lentes de arcillas limosas y arenas finas pumíticas.

La formación superior presenta a su vez una subdivisión: superficialmente, como es normal en los suelos del Valle de México, existe una costra por desecación producto principalmente de la acción solar; esta costra tiene un espesor en el lugar de 1.8 a 3.0 m prevaleciendo los valores en el orden de 2.0 m., el número de golpes en penetración estándar es muy variable, desde 8 golpes hasta más de 50 con gran dispersión; variando su consistencia de firme a muy dura el contenido de humedad por lo regular se conserva por debajo de 50% su peso volumétrico es de 1.45 ton/m³.

Por debajo de la costra superficial yacen arcillas de consistencia suave a muy firme de diversos colores con tonalidades verdosas en donde los contenidos de humedad llegan a sobrepasar el 200%, este es el material crítico con menor resistencia de todos los detectados. Su resistencia a compresión simple va de 0.65 a 0.80 Kg. /cm² y eventualmente baja hasta 0.37 Kg. /cm² y se incrementa hasta 2.90 Kg. /cm². El peso volumétrico medio húmedo resultó de 1.55 ton/m³, el coeficiente de reducción volumétrica es de 0.0425 cm²/Kg. entre 1.80 y 5.40 m. y 0.036 cm²/Kg. de 5.40 a 9.60 m. es común encontrar capas de arena fina o ceniza volcánica.

Subyaciendo, hasta la máxima profundidad explorada de 20.0 m. está una formación arenosa donde predomina la consistencia dura a muy dura, y el color café grisáceo claro. El contenido de agua representativo casi siempre es menor de 40% y el número de golpes promedio es cercano a 50 golpes con un rango reducido. Estos materiales pueden corresponder a la primera fase aluvial de la formación Tarángo.

3.2 GEOHIDROLOGÍA

3.2.1 Marco geohidrológico.

La zona en estudio se encuentra dentro de la cuenca del Valle de México, particularmente en la zona geohidrológica de Teotihuacán. Las rocas volcánicas basálticas del Cuaternario (Qb) y las rocas volcánicas basálticas andesíticas del Plioceno Superior (Tpba), que se presentan en las Sierras de Chichinautzin y Santa Catarina, en los cerros La Estrella, El Pino, Chimalhuacán y Chiconautla, se distinguen en importancia por ser rocas fracturadas con permeabilidad del tipo secundario (el agua fluye a través de

ellas por sus diaclasas, fracturas y contactos). El flujo de agua es turbulento y errático en las rocas, se convierte en laminar al llegar a las formaciones Tarango y Secuencia Estratificada.

Los Depósitos Aluviales del Cuaternario, que se ubican en el perímetro del lago, donde existen planicies y conos aluviales que permiten la recarga del acuífero. En la zona denominada geotécnicamente de transición, se puede dar la recarga cuando se intercepta con los Depósito Aluviales del Cuaternario.

Los acuíferos existentes en el Valle de México pueden dividirse en dos categorías:

Freáticos, en los cuales el agua proviene generalmente de la infiltración directa de las lluvias que caen sobre el terreno y penetran verticalmente hasta el manto.

Confinados y semiconfinados, en los cuales el agua llega al acuífero principalmente por flujo lateral.

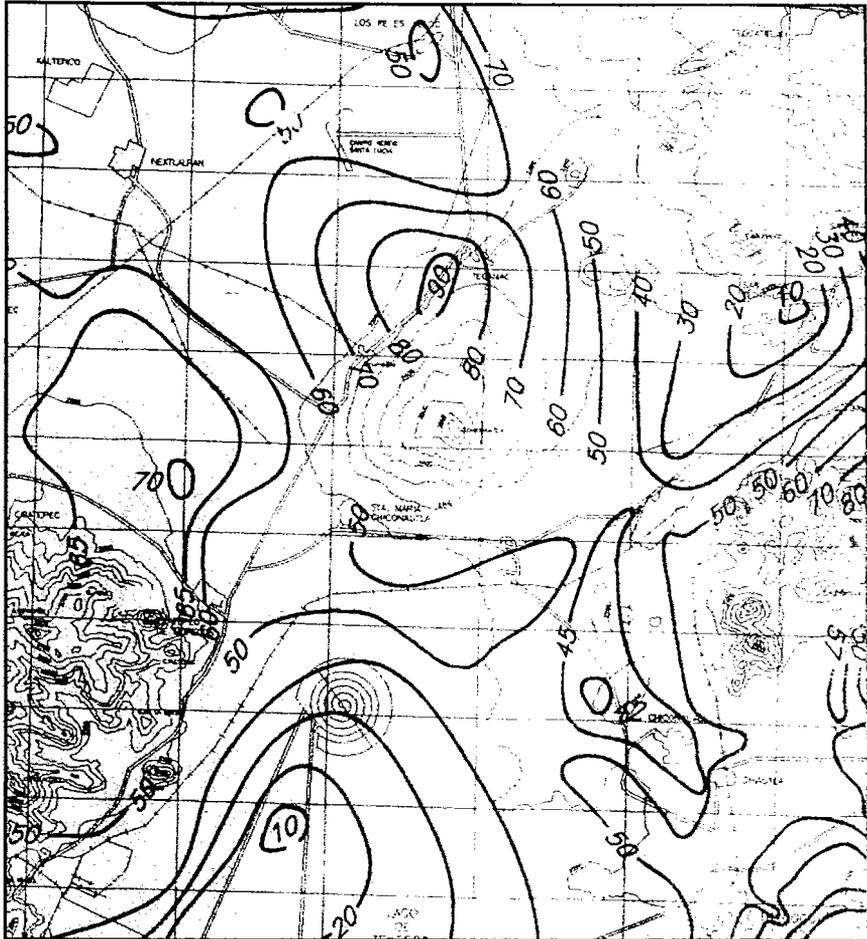
En el centro del Valle la mayoría de los acuíferos pertenecen a la segunda categoría, es decir, confinados y semiconfinados; mientras que en las zonas periféricas al pie de las estructuras geológicas constituidas por basaltos, andesitas y rocas de la formación Tarango, los acuíferos pertenecen en su mayoría al tipo freático.

En lo que respecta a sus características hidrológicas y físicas, los acuíferos del Valle de México, pueden dividirse en: acuíferos aluviales, basálticos y de la formación Tarango.

Los acuíferos aluviales están constituidos por relleno aluvial de origen lacustre-clástico en capas alternas de arena, arcilla y limo, que fueron depositados en el fondo de los lagos y sobre los terrenos del Valle. Los materiales así acumulados provienen de la erosión de las sierras que circundan el Valle. Por su mayor comunicación con la superficie, los acuíferos aluviales tienen mayor oportunidad de recarga. Son alimentados por las fuentes naturales y las inducidas por el desarrollo, especialmente el agrícola. Debido a que son los acuíferos de amplia distribución geográfica y los más someros, fueron los primeros en ser explotados intensivamente; por ello, muchos están sometidos a una seria sobreexplotación.

De acuerdo a los datos obtenidos de cinco pozos monitoreados por la Comisión Nacional del Agua localizados cerca al predio en estudio (cuyos datos se anexan al final) el nivel estático en la zona donde se ubica el predio se encuentra entre 50 y 60 metros de profundidad (Plano 3.2).

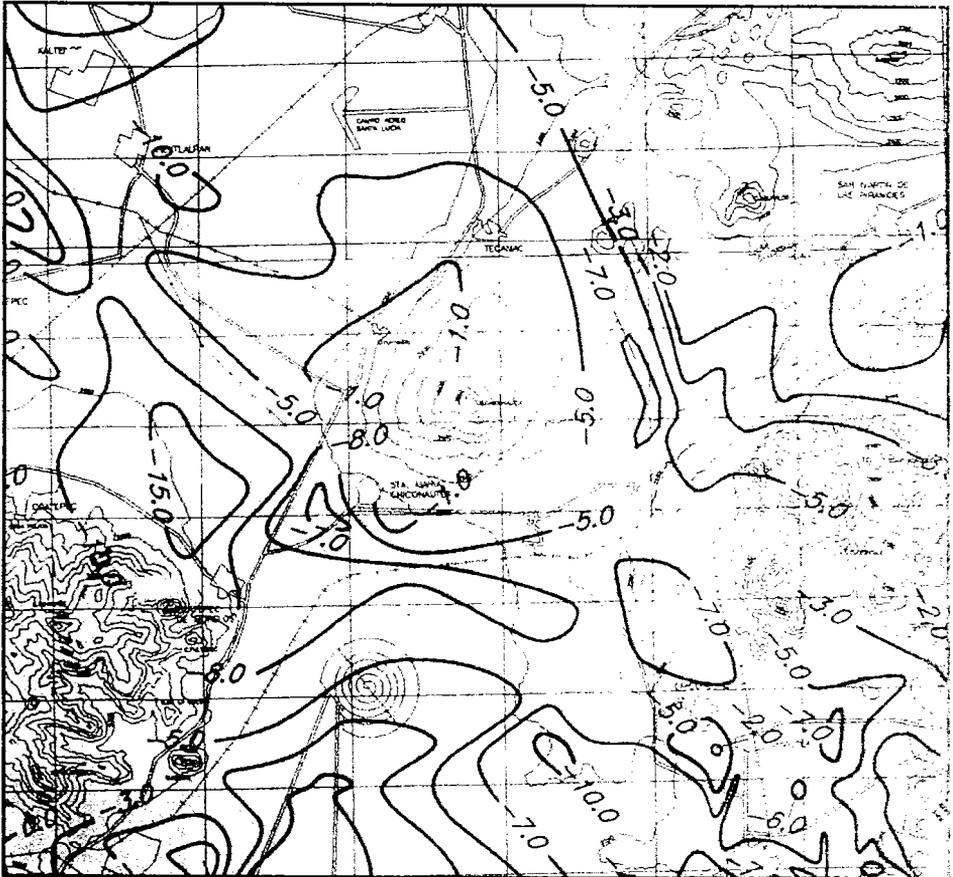
Así mismo, se muestra el plano 3.3, donde se identifican las curvas de igual evolución del nivel estático en metros para el lapso comprendido entre 1995-2000. Donde se aprecia que para la zona de estudio el nivel estático ha descendido desde 1 a 8 m. Cabe comentar que los niveles locales y regionales de los mantos acuíferos han ido descendiendo conforme se ha incrementado la explotación, la cual aumenta actualmente ante el acelerado crecimiento demográfico.



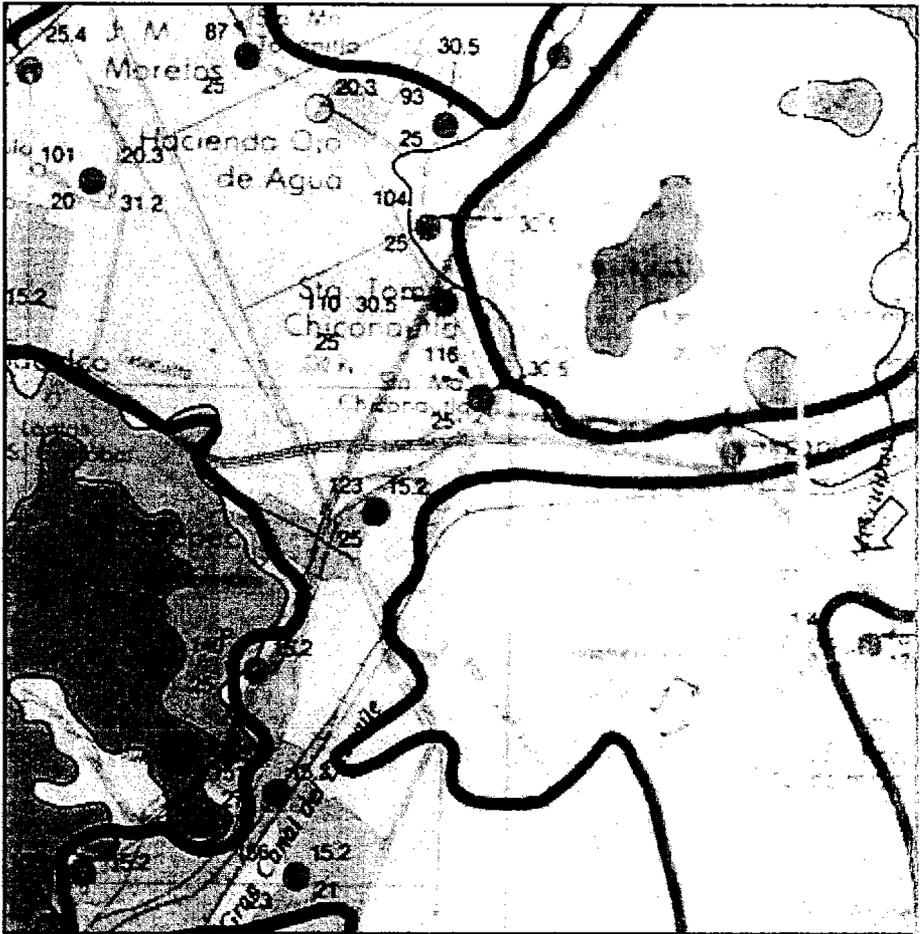
Plano 3.2 Curvas de igual profundidad del nivel estático en metros
(Gerencia Regional de Aguas del Valle de México, 2000)
(Comisión Nacional del Agua)

Ante esta situación, es relevante tomar acciones tendientes a mitigar los efectos de la sobre-explotación que repercutan en los costos de operación y en la posible pérdida de obras, por lo que se deberán fomentar medidas de ahorro de agua, control estricto de nuevas obras, reuso del agua por la vía de su tratamiento y la implementación de un programa de alimentación del acuífero mediante la infiltración de agua de origen pluvial, por medio de obras de control de escurrimientos superficiales urbanas y una política de perforación de pozos de absorción.

La carta hidrológica, en su versión de aguas subterráneas de INEGI, escala 1:25000, indica que la zona se localiza en una unidad geohidrológica de material consolidado con posibilidades altas de filtración, además que se encuentra en una zona de alta concentración de pozos (plano 3.4).



Plano 3.3 Curvas de igual evolución del nivel estático en metros
(Gerencia Regional de Aguas del Valle de México, 1995-2000)
(Comisión Nacional del Agua)



Plano 3.4 Carta de aguas subterráneas, INEGI.

3.2.2 Comportamiento geohidrológico de las rocas.

Algunas de las características geohidrológicas de las rocas que nos permiten conocer su comportamiento son: porosidad, permeabilidad, transmisividad y coeficiente de almacenamiento entre otras.

POROSIDAD. La porosidad de un suelo o de una roca es la relación entre el volumen de vacíos y el volumen de su masa. Se define por medio de la expresión siguiente:

$$n = \frac{V_v}{V_m}$$

donde:

- n : porosidad
- V_v: volumen de vacíos (m³)
- V_m: volumen total del medio (m³)

PERMEABILIDAD: La permeabilidad es una medida de la facilidad con la que el agua pasa a través de los espacios porosos de un suelo o roca y el coeficiente de permeabilidad o conductividad hidráulica, se define como la velocidad que adquiere el agua al atravesar un medio cuando se aplica un gradiente unitario, la Ley de Darcy, establece la relación lineal entre la velocidad del agua a través del medio y su gradiente hidráulico, como se presenta en la siguiente expresión:

$$v = k i$$

Donde:

- v : velocidad (m/s)
- k : coeficiente de permeabilidad o conductividad hidráulica (m/seg)
- i : gradiente hidráulico (adimensional)

Comúnmente en un suelo o en una roca las permeabilidades verticales y horizontales son significativamente diferentes.

La permeabilidad a diferencia de la porosidad si puede ser modificada, la permeabilidad obtenida por las rocas al momento de su formación, se denomina primaria; puede ser que los agentes del intemperismo, el aire, el agua o el viento influyan degradando las rocas, por ejemplo las calizas al ser disueltas por el agua de lluvia, forman cavernas o veneros subterráneos o bien, durante el enfriamiento de las rocas ígneas, estas se agrietan, a este tipo de permeabilidad se le denomina secundaria.

Existe también en geohidrología un concepto que define el movimiento del agua a través de un medio poroso, se le conoce como transmisividad.

TRANSMISIVIDAD. Se define como el caudal que se filtra a través de una franja vertical de terreno, de ancho unitario y altura igual al espesor del manto permeable

saturado bajo un gradiente unitario a una temperatura fija determinada, la cual se expresa:

$$T = k b$$

Donde:

T: transmisividad o capacidad de transmisión (m^2/seg)

k. Permeabilidad (m/seg)

b: espesor del estrato por el que circula el agua.

COEFICIENTE DE ALMACENAMIENTO. Se define como el volumen de agua que puede ser liberado por un prisma vertical del acuífero de sección igual a la unidad y altura igual a la del acuífero saturado si se produce un descenso por una unidad del nivel piezométrico o de carga hidráulica, se determina por medio de los conceptos de almacenamiento específico y almacenaje.

A profundidades menores de 50 m se puede considerar el flujo del agua subterránea como incompresible, por lo tanto los cambios de volumen son solamente los debidos a las deformaciones del suelo. El almacenamiento específico S_s de un estrato, es el peso del agua liberado por unidad de volumen al disminuir la presión del agua en una unidad; para medir la deformación del suelo se introduce el concepto de compresibilidad, que es el cociente entre el cambio de relación de vacíos por unidad de cambio de presión.

$$S = S_s b$$

$$S_s = m\beta \gamma$$

Donde:

S: coeficiente de almacenamiento.

S_s : almacenamiento específico.

m: porosidad total del acuífero.

γ : peso específico del agua.

b: espesor del acuífero.

β : coeficiente de compresibilidad dinámica del agua.

El coeficiente de almacenamiento en acuíferos libres coincide con la porosidad eficaz que es el volumen de agua contenida en una roca, liberada por la acción de la gravedad sin intervención directa del espesor del acuífero, en acuíferos confinados o semiconfinados, tiene gran importancia el espesor de los mismos.

Para dar una idea de órdenes de magnitud se puede decir que para acuíferos libres varían desde 0.05 a 0.30 y caen en el campo de las milésimas o cienmilésimas en condiciones de artesianismo o semiconfinamiento (10^{-3} a 10^{-5}).

En el subsuelo, el agua se encuentra distribuida en dos grandes zonas; la no-saturada (o de aireación) y la saturada. La primera de ellas, comprendida entre la

superficie del terreno y la superficie freática, se subdivide, a su vez, en tres subzonas llamadas: "del suelo", "intermedia" y "capilar".

La subzona del suelo mantiene un continuo intercambio de humedad con la atmósfera; su contenido de humedad varía a consecuencia de las lluvias, el riego, el drenaje y la Evapotranspiración. La subzona capilar se desarrolla arriba de la superficie freática y tiene una altura inversamente proporcional al tamaño de los poros. Entre ambas, se extiende la subzona intermedia, que contiene agua adherida a las partículas y, temporalmente, agua en movimiento descendente hacia la zona saturada. Entre las tres subzonas los poros están parcialmente llenos de agua, aunque temporalmente pueden estar totalmente saturados.

La zona saturada esta limitada superiormente por la superficie freática, definida por el agua que se encuentra a la presión atmosférica; debajo de esta superficie, los materiales se encuentran totalmente saturados. Por convención, se denomina "agua subterránea", sólo a la contenida en esta zona, diferenciándola del agua existente en la zona no saturada.

Dentro de la zona saturada se encuentran formaciones o unidades litológicas que tienen comportamiento hidrogeológico significativo en cuanto a la producción del agua: los acuíferos, unidades que pueden transmitir agua en cantidades significativas; los acuitardos, unidades que a pesar de su baja permeabilidad pueden transmitir cantidades de agua considerables a escala regional en un balance de aguas subterráneas de un acuífero, y los acuicludos, que son horizontes prácticamente impermeables.

Desde el punto de vista hidráulico, existen tres tipos de acuíferos, denominados: confinados, semiconfinados y libres. El confinado es aquel que se encuentra verticalmente limitado por acuicludos. El semiconfinado es aquel que está limitado verticalmente por uno o dos acuitardos, que le ceden agua de su propio almacenamiento o se la transmiten desde acuíferos adyacentes. Los acuíferos confinados y semiconfinados funcionan como conductos a presión; su espesor saturado no varía a lo largo del tiempo y su nivel de agua, denominado piezométrico, se encuentra arriba de su "techo". La superficie imaginaria definida por los niveles de agua de los pozos que le captan, se llaman "superficie piezométrica", sus funciones corresponden a cambios en la presión del agua, y en un sitio dado puede hallarse arriba o abajo del nivel freático. Donde el nivel piezométrico se halla arriba del terreno, los pozos resultan artesianos brotantes. El acuífero libre tiene por límite superior a una superficie freática. Funciona como un conducto abierto y su espesor saturado varía en el tiempo con las fluctuaciones de esa superficie. Tiene ventajas con respecto a los confinados y semiconfinados: primera, cede volúmenes de agua mucho mayores por unidad de abatimiento del nivel de agua; segunda, tiene mayor oportunidad de recarga, por estar abiertos a la superficie. Un acuífero libre se considera cerrado, cuando entre la superficie del terreno y su nivel freático, se extiende un horizonte de baja permeabilidad que obstaculiza su alimentación local.

Desde el punto de vista hidrogeológico, es de utilidad práctica clasificar a los acuíferos y sus materiales en dos grandes grupos: los no-consolidados y los

consolidados. Los primeros incluyen a los depósitos aluviales (gravas, arenas, limos y arcillas), a los depósitos lacustres, a los depósitos eólicos y a los materiales coluviales (depósitos de pie de monte), entre otros. Estos materiales constituyen un medio hidráulicamente continuo; los de grano grueso alojan importantes acuíferos, y los más porosos se portan como acuitardos.

Por su baja porosidad primaria, los materiales consolidados tienen menos espacios para transmitir y almacenar agua; por ello, su comportamiento hidrogeológico depende principalmente de su porosidad secundaria. En las rocas sedimentarias de composición detrítica —lutitas, limolitas, areniscas y conglomerados—, las características hidráulicas son determinadas por su granulometría, fracturamiento y grado de cementación; las de grano grueso poco cementadas y las fracturadas, suelen constituir acuíferos de regular a buena permeabilidad, mientras que las de grano fino se comportan como acuíferos poco permeables o como acuitardos.

Las rocas carbonatadas (calizas, margas, dolomías), pueden ser acuíferos de alta permeabilidad cuando su porosidad es desarrollada por disolución. Por último, las rocas cristalinas (ígneas intrusivas y metamórficas) se comportan como acuitardos, o como acuífero de baja permeabilidad cuando presentan fracturas no obstruidas.

Alta transmisividad y bajo coeficiente de almacenamiento se conjugan para dar al acuífero alta difusividad hidráulica, debido a la cual los efectos de la recarga y el bombeo se propagan con rapidez en el subsuelo. Tal propagación es muy favorable para la captación de agua subterránea, porque se traduce en pozos de buen rendimiento; también es favorable para la recarga artificial por medio de pozos, ya que el agua infiltrada en ellos se distribuye rápidamente en el acuífero.

3.2.3. Exploración geofísica.

A medida que el grado de dificultad para encontrar el agua subterránea aumenta y los costos de perforación se incrementan, la necesidad de contar con métodos indirectos de exploración que permitan detectar su presencia desde la superficie se hace indispensable. Desde hace algunos años en las campañas de prospección geohidrológica se ha venido utilizando los métodos indirectos de exploración geofísica. Otros métodos empleados, corresponden al grupo de los denominados sensores remotos, ya que son capaces de medir alguna propiedad física de un objetivo a una distancia considerable de éste.

Existen varios métodos geofísicos de exploración, todos tienen en común el estudio de las características de los materiales del subsuelo; los métodos que utilizan las propiedades electromagnéticas son denominados geoeléctricos; los que estudian la propagación de las ondas elásticas en el medio son los métodos sísmicos; los que aprovechan las propiedades magnéticas de las rocas son los denominados magnéticos; los que cuantifican las diferencias en la atracción de la gravedad de los materiales del subsuelo son denominados gravimétricos.

De todos los métodos mencionados los más utilizados en la prospección geohidrológica son los métodos geoelectricos y geosismicos, debido a la calidad de sus resultados y a los bajos costos de aplicación. El resto son utilizados, principalmente en estudios regionales, como localizadores de estructuras en el subsuelo, que determinan el comportamiento de los acuíferos.

Métodos geoelectricos: los métodos de prospección geoelectrica responden a los dos criterios siguientes:

- Utilizan el paso por el terreno de una corriente natural o artificial.
- No hacen intervenir campos magnéticos.

Estos métodos son muchos y variados, pueden clasificarse de la siguiente forma:

- Métodos que utilizan corrientes naturales:
 - Método de polarización espontánea.
 - Método magnetotelúrico.
- Métodos que utilizan corrientes artificiales:
 - Método de las equipotenciales.
 - Método de las relaciones de caída de potencial.
 - Método de resistividad.
 - Método de polarización inducida.

Entre estos métodos, el de resistividad es el más empleado en la hidrogeología.

Método de Resistividad.

Este método al igual que los otros métodos geoelectricos, se basa en la medición de resistividad, conductividad longitudinal y resistencia transversal eléctrica que caracterizan las rocas y capas geológicas.

La conductividad eléctrica o propiedad de conducir la corriente eléctrica, varía grandemente de una roca a otra. Los parámetros que representan esta propiedad son la conductividad o su inversa, la resistividad.

La resistividad se define como la resistencia de un cilindro de longitud y sección unitarias, con:

- ρ = resistividad
- R = resistencia
- L = longitud
- s = sección transversal

Se tiene:

$$\rho = R \frac{s}{L}$$

De esta relación se deduce que la resistividad se expresa en ohm-m. La conductividad en las rocas puede ser metálica o electrolítica. La conductividad metálica se caracteriza por el transporte de electrones en la matriz de la roca, como las minas metálicas y esquistos grafitosos. La conductividad electrolítica, que es la que se presenta

en la mayoría de las rocas, se debe al desplazamiento de los iones contenidos en el agua de imbibición de la roca.

La conductividad longitudinal "S" y la resistencia transversal "T" de una capa son respectivamente iguales al cociente y al producto de su espesor "e" por su resistividad "ρ".

$$S = e/\rho$$

$$T = e \cdot \rho$$

Existen varias formas de medir la distribución de las resistividades; por un lado están los métodos usuales de corriente continua, conocidos como sondeos eléctricos verticales y calicatas eléctricas y por otro, los métodos electromagnéticos, de los cuales los sondeos por transitorio electromagnético y los sondeos magnetoteléuticos son los más utilizados en la práctica de la prospección geohidrológica.

Cada uno de los métodos tienen sus propias características de operación e interpretación, que los hace aplicables en una exploración determinada, dependiendo de factores como son: la profundidad esperada del acuífero, la extensión de éste, la topografía de la zona de estudio, la vegetación, la salinidad del acuífero, el tiempo de prospección y la economía del proyecto entre otros.

La interpretación cualitativa, de los estudios geoelectrónicos, determinan los lineamientos generales y particulares ocasionados por la presencia de fracturas o fallas, cambios litológicos, saturación y profundidad de los materiales existentes. La finalidad de la interpretación cuantitativa es determinar la distribución espacial de las resistividades en el subsuelo. Esta interpretación consiste en obtener los parámetros del corte geoelectrónico que son: espesores y resistividades verdaderas de las capas que lo conforman, a partir de las curvas de resistividad aparente, corregidas, analizadas y procesadas por algún método confiable. Los métodos de interpretación cuantitativa son varios, se pueden clasificar en gráficos, numéricos y mixtos.

3.3 Perforación exploratoria.

Debido a la heterogeneidad del subsuelo aún cuando se dispone de estudios previos, las condiciones geológicas existentes en un sitio solo pueden conocerse con detalle a través de una exploración directa. A pesar del gran desarrollo de las técnicas indirectas de prospección geohidrológica, el pozo exploratorio sigue siendo insustituible como fuente directa de información acerca del subsuelo: es el único método que puede proporcionar datos precisos acerca de la secuencia estratigráfica, la litología y las características hidrogeológicas de las rocas, así como niveles y calidad del agua subterránea; además aporta la información necesaria para traducir los resultados de los métodos geofísicos a términos hidrogeológicos.

La práctica acostumbrada consiste en iniciar la perforación con diámetro pequeño de 12" a 18" para recabar información acerca de las condiciones geológicas locales a través de los registros y pruebas del pozo: avance de perforación, cortes litológicos y pruebas de campo de capacidad de absorción.

La correcta elección del sitio adecuado, así como del método y profundidad del diseño, se ve reflejada en la capacidad de absorción de infiltración que se manifiesta en la prueba de absorción; el someter una muestra de la perforación a pruebas de infiltración en laboratorio, no garantiza que en condiciones naturales presente las mismas propiedades, por lo que se recomienda realizarlas en forma directa en el sitio de perforación. Los resultados obtenidos en las pruebas de absorción serán parte de los aspectos a tomar en cuenta para el dimensionamiento de las estructuras de tormenta.

3.3.1 Pozo piloto.

Dentro de los trabajos ejecutados en la perforación del pozo piloto para inyectar aguas pluviales al subsuelo, se realizó una perforación exploratoria a 12" a la profundidad de 30 m. del que se anexa registro litológico cortado, definiéndose un relleno de 14 m. de espesor que representa depósitos aluviales conformados por arcillas y limos, estos cubren a una roca volcánica basáltica; de la cual se cortaron 3.0 m. de escoria volcánica y 13.0 m. de basalto fracturado y basalto sano.

3.3.2 Prueba de absorción.

Posterior a la perforación, se realizó una prueba de absorción, utilizando un carro tanque de 8,500 litros de agua a descarga libre, en un periodo de 3 minutos y 48 segundos (228 segundos). Reportando un caudal de descarga de 37.3 litros por segundo, superando la capacidad mínima de absorción esperada de 13 litros por segundo.

De acuerdo a los trabajos realizados por Mecánica Hidráulica de Precisión, S. A de C. V. quien desarrolló la perforación exploratoria y prueba de absorción en la zona de estudio, recomienda que los próximos pozos de absorción alcancen la profundidad a la cima de colada de basalto.

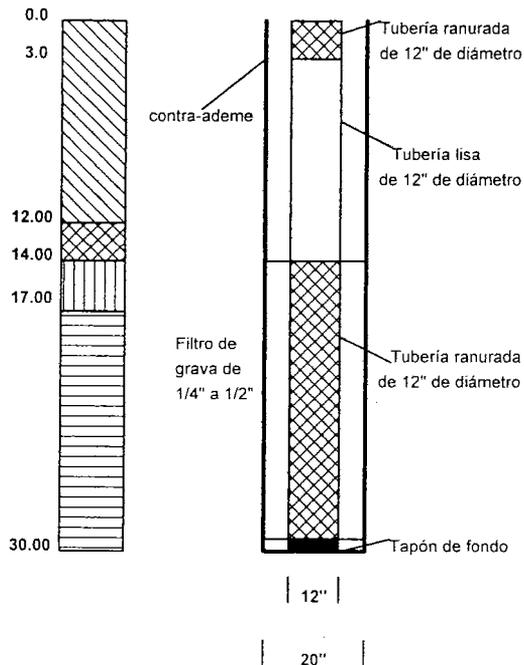
PROYECTO: PERFORACIÓN POZO PILOTO

REGISTRO LITOLÓGICO		
PROFUNDIDAD (cm)	INTERVALO (m)	DESCRIPCIÓN
0.00 a 12.00	12	Arcilla plástica color gris oscuro a claro con limos.
12.00 a 14.00	2	Limos arcillosos con capas delgadas de roca volcánica (escoria volcánica)
14.00 a 17.00	3	Roca volcánica color oscuro (tezontle)
17.00 a 30.00	13	Roca volcánica gris clara a rojo ocre (basalto alterado)

LITOLOGÍA DISEÑO PROPUESTO

SIMBOLOGÍA

-  Arcilla plástica
-  Limos
-  Roca volcánica Escoria (tezontle)
-  Basalto sano y fracturado



CAPITULO IV.

Hidrología

Objetivo específico: Conocer las características hidrológicas del escurrimiento generado por las descargas pluviales evaluando su cantidad, distribución y condiciones en aplicación de las obras de infraestructura.

4.1 Aspectos de hidrología.

Se llama hidrología a la rama de la hidráulica encargada del estudio de los procesos de circulación, ocurrencia y distribución del agua sobre la superficie terrestre, así como su interacción con el medio ambiente. A continuación se presentan algunos conceptos básicos relativos a la cuenca, el parteaguas y el sistema hidrológico.

Una cuenca es la unidad básica en un estudio hidrológico y se define como aquella área de terreno donde el agua de lluvia que cae sobre su superficie y que no se infiltra, es conducida hasta un punto de salida (cuenca abierta) o de almacenamiento (cuenca cerrada). Es importante remarcar que el tamaño de una cuenca depende de la ubicación del punto de salida.

Dentro de la cuenca se considera la existencia de una corriente principal y de tributarios, que son afluentes de la primera. Por otra parte, el parteaguas es el límite de la cuenca de modo que los puntos de mayor elevación topográfica señalan la zona hacia donde escurren las gotas de agua (figura 4.1).

Finalmente, se le llama sistema hidrológico al conjunto formado por la cuenca, las características locales del terreno (topografía, tipo de suelo, vegetación, etc.), las corrientes (subterráneas y superficiales) y todos aquellos factores que tienen influencia sobre la cantidad de agua existente en la cuenca (la precipitación, el clima, etc.) De lo anterior se desprende que no existen dos cuencas iguales, aunque para efectos de cuantificación del escurrimiento dos cuencas cercanas pudieran ser consideradas similares hidrológicamente.

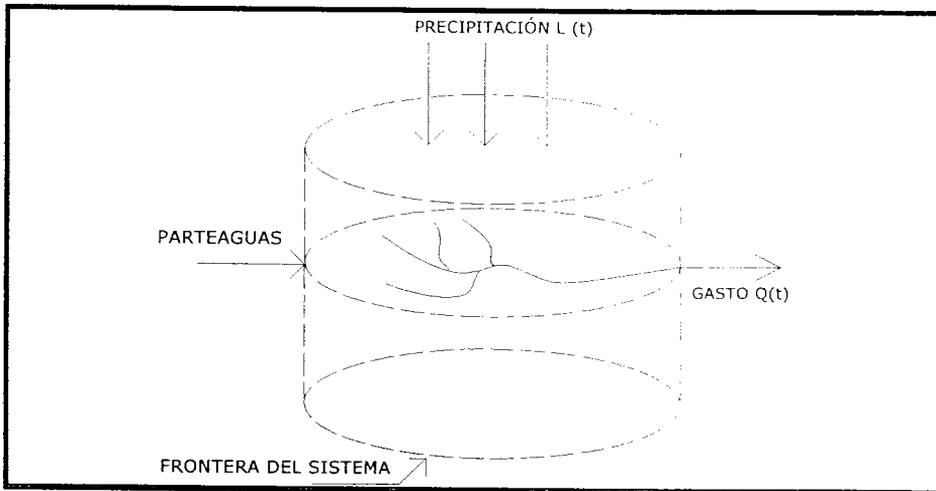


Figura 4.1 Representación esquemática de una cuenca

4.2 Cuenca de captación.

Los estudios de drenaje pluvial deben de elaborarse de manera integral, es decir, considerando todos aquellos factores que producen cambios radicales en el funcionamiento de la red de alcantarillado.

De esta forma, conviene analizar la zona de proyecto y sus alrededores como cuencas. Al estudiar la zona de proyecto, pueden identificarse cuencas independientes y subcuencas dentro de una misma cuenca.

Los límites de una cuenca pueden ser alterados por las diferentes obras que realiza el hombre para sus actividades. Entre ellas se encuentra los bordos, un camino o carretera, vías de ferrocarril, canal de riego u obras de protección contra inundaciones.

Los bordos y estructuras tales como puentes y alcantarillas modifican la configuración del drenaje local, siendo en ocasiones causantes de inundaciones. Los puentes provocan remansos de importancia e inundaciones cuando se presentan avenidas extraordinarias para los cuales el claro del puente es insuficiente. Por otra parte, el azolvamiento de las alcantarillas pluviales o su insuficiencia pueden también provocar inundaciones de importancia.

Por lo anterior, durante la planeación de un proyecto de drenaje pluvial, conviene analizar el manejo de cuencas que se hace de forma intrínseca. El agua que se capta en una cuenca y que se desvía mediante conducciones hacia alguna otra cuenca puede

afectar a otras localidades originando inundaciones. También las obras que se hacen, tales como bordos, caminos y puentes, pueden provocar inundaciones cuando no se considera el drenaje pluvial de la zona.

Como ejemplo, se desarrolla el sistema de drenaje pluvial superficial en un predio donde se construirá una nave industrial ubicado en el municipio de Ecatepec de Morelos, Estado de México.

La superficie del predio es de 95,754.04 m², de estos, 39,501.10 m² serán ocupados por la nave industrial, y 43,932.94 será el área destinada a patios de maniobras. Cabe comentar que una superficie del orden de 3,108 m² será ocupada por una vialidad que cruza el predio, y 9,212 m² de la porción norte de forma triangular se desconoce su integración al proyecto. El área de aportación pluvial se confinó al área total del predio, sin considerar aportaciones externas, debido a que las estructuras perimetrales existentes como carreteras y calles actúan como parteaguas (Figura 4.2).

La longitud y pendiente de los trayectos a seguir por el agua dentro del predio, son datos que inciden directamente en el funcionamiento hidráulico, por lo que se muestran en la tabla 4.1 (Se consideran tres zonas a las vertientes de la techumbre de la bodega). La longitud es la medida longitudinal de la nave, su bajada y la distancia a los sitios preseleccionados para un pozo de absorción. El desnivel es la altura máxima de la caída del agua, desde la parte más alta de la techumbre al nivel de la losa tapa de los tanques de tormenta.

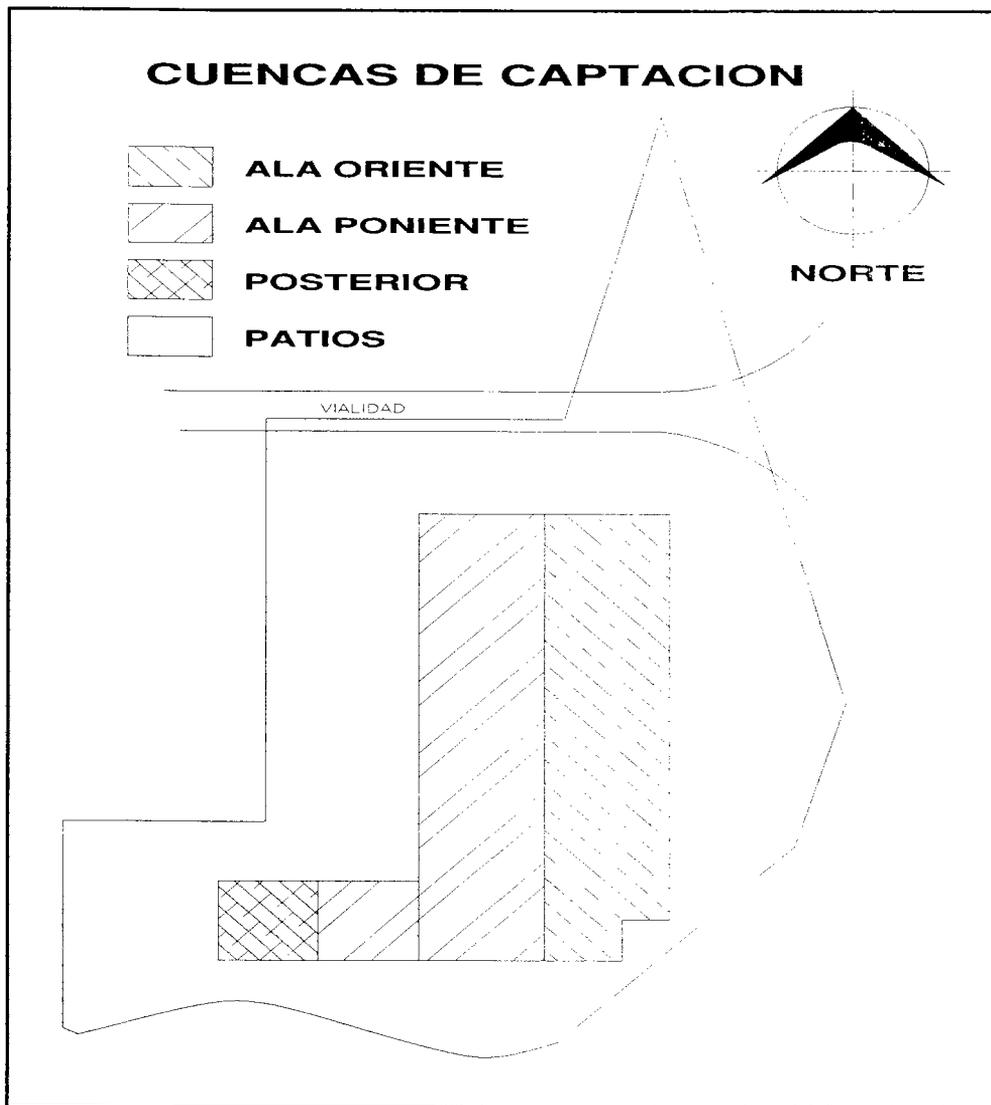


Figura 4.2 Predio del proyecto nave industrial.

4.3 Precipitación en la zona.

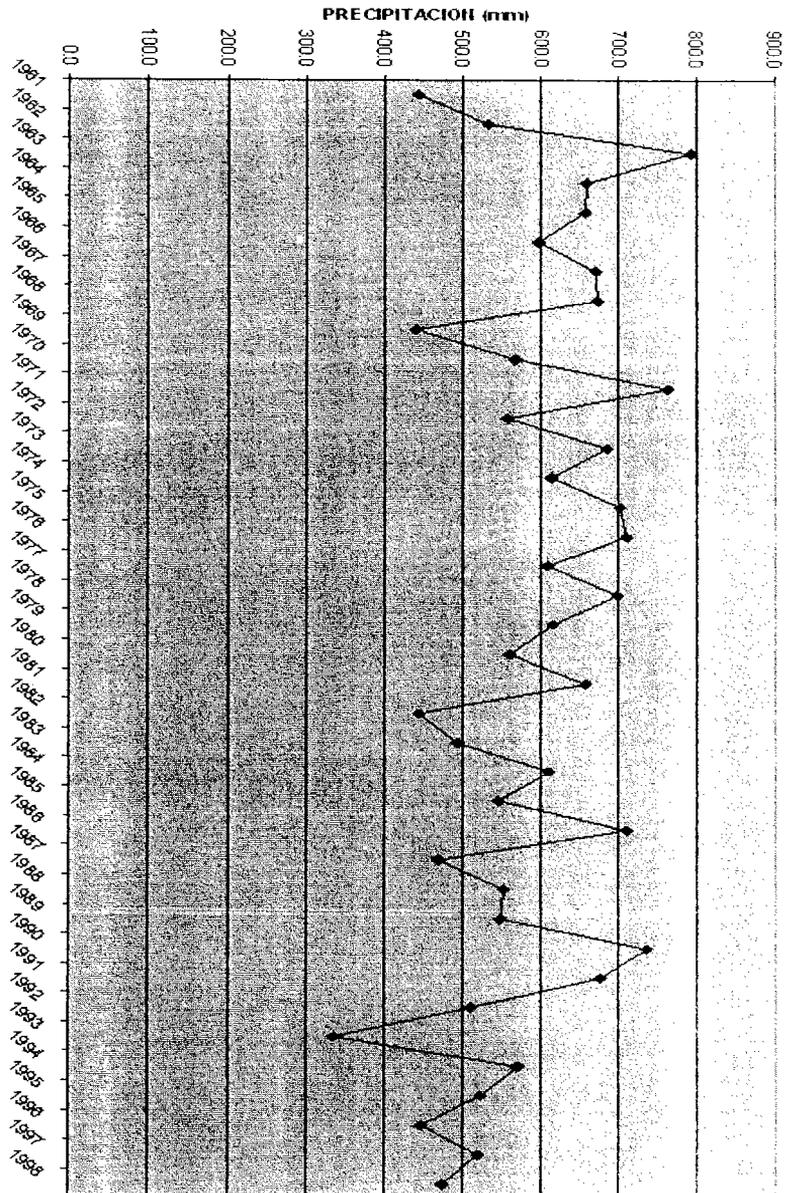
Para evaluar la disponibilidad del recurso hídrico, se requiere del conocimiento más detallado posible de la precipitación, en este caso iniciamos con la descripción de la precipitación media de la zona donde se ubica el predio en estudio.

La estación meteorológica seleccionada, por su ubicación y periodo de funcionamiento fue la estación km 27+250 ubicada sobre el Gran Canal (clave 15-041). Al final, en el anexo se incluyen las tablas A-I, A-II y A-III, donde se resumen sus datos.

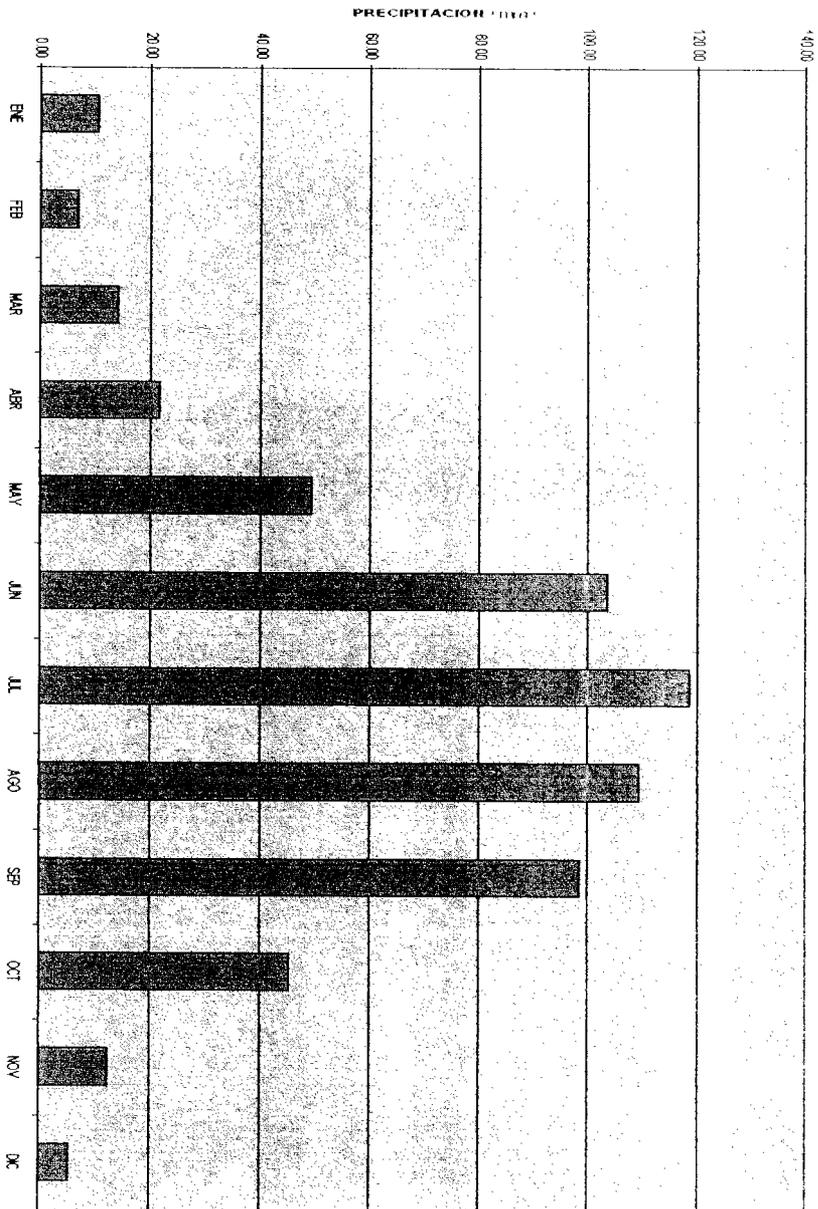
Los datos obtenidos en el Servicio Meteorológico Nacional, dependiente de la Comisión Nacional del Agua, del periodo 1961-1998, permiten conocer que en dicha estación se tiene una precipitación media anual del orden de los 604.4 mm, habiéndose registrado una lámina anual máxima de 794mm en el año de 1963, mientras que la mínima tuvo lugar en 1993, con una altura de sólo 335.9 mm. La distribución de las lluvias durante el año, presenta una concentración en el lapso de junio a septiembre y una marcada época de secas de noviembre a marzo (ver figuras 4.3 y 4.4).

Con estos datos podemos estimar el volumen medio anual que se precipita sobre el predio, que es de $57,873.74 \text{ m}^3$. Debido al tema que nos ocupa, que requiere el conocimiento de las máximas precipitaciones, se incluye la figura 4.5 donde se observan las máximas lluvias en 24 horas, correspondientes al mismo periodo. De esta información se desprende que la altura máxima registrada durante un día tuvo lugar el 10 de septiembre de 1968 con 69.0 mm, siguiéndole un registro de 67.0 mm de julio de 1994.

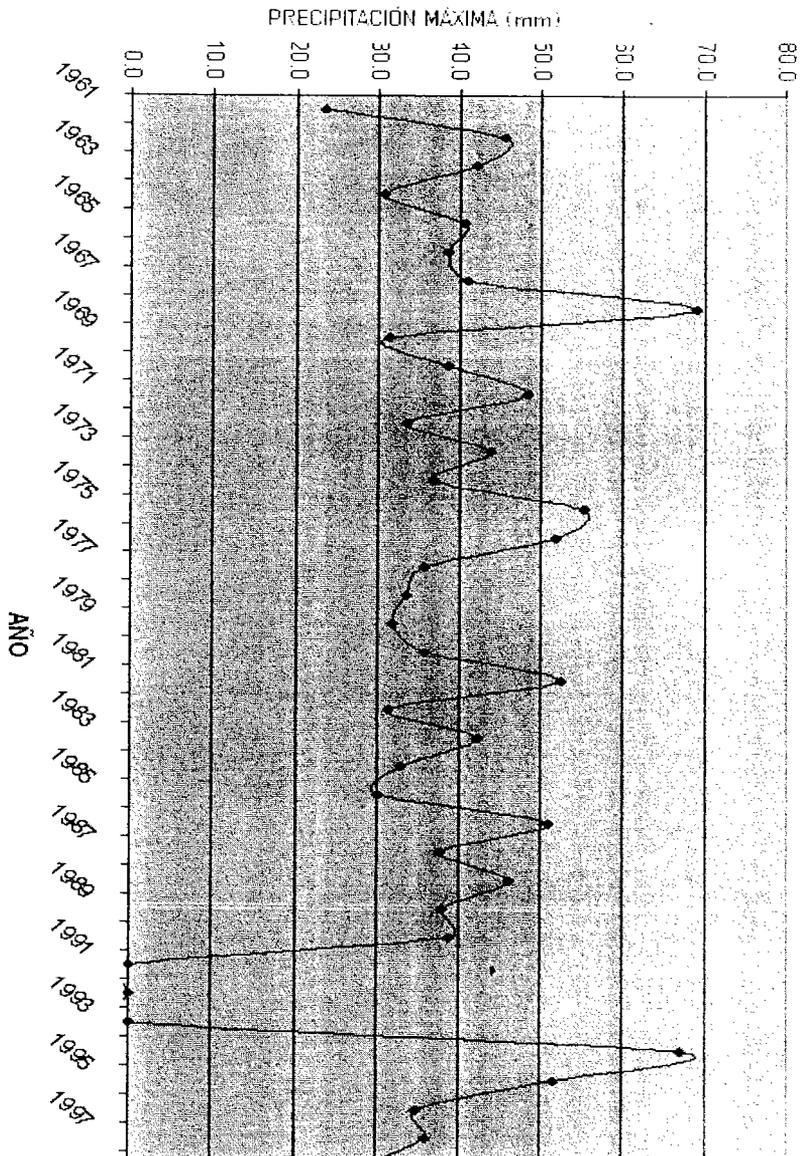
En el anexo se incluye información de evaporación potencial en la misma estación, debida a la estrecha relación que existe entre ésta y la precipitación. En la zona la evaporación es del orden de los 1,537.20 mm esto es que una lámina de 1.537 m se evapora anualmente, siendo el lapso de mayores efectos el de marzo a junio. La temperatura media anual es de aproximadamente 15°C .



PRECIPITACIÓN TOTAL ANUAL ESTACIÓN KM. 27 + 250
 Figura 4.3



DISTRIBUCIÓN DE LA PRECIPITACIÓN MENSUAL ESTACION KM. 27+250
 Figura 4.4



PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS ESTACIÓN KM. 27+250
 Figura 4.5

4.4 Tormenta de diseño.

4.4.1 Tiempo de concentración.

La condición más desfavorable en cuanto al escurrimiento, se presenta cuando la duración de la tormenta es igual al tiempo de concentración (T_c).

El tiempo de concentración para un punto dado, se define como el tiempo que tarda una gota de agua en viajar desde el punto más alejado de la cuenca hasta la salida de ésta. Se calcula mediante:

$$T_c = t_{cs} + t_t \quad \text{Ec. 4.1}$$

donde:

- T_c tiempo de concentración
- t_{cs} tiempo de concentración sobre la superficie
- t_t tiempo de traslado a través de los colectores.

La ecuación 4.1 es de tipo general, cuando no existen colectores dentro de la cuenca, $T_c = t_{cs}$. Para estimar el tiempo de concentración a través de la superficie, se utiliza la fórmula propuesta por Kirpich, que se define como:

$$t_{cs} = 0.0003245 (L / S^{1/2})^{0.77} \quad \text{Ec. 4.2}$$

donde:

- t_{cs} tiempo de concentración sobre la superficie (hrs.)
- L longitud del cauce principal (m)
- S pendiente media del cauce principal (decimal)

Algunos autores proponen otras fórmulas para calcular el tiempo de concentración a través de la superficie. Sin embargo, la ecuación 4.2 es la más utilizada en México. Para calcular la pendiente media del cauce principal existen también varios criterios, la selección más adecuada depende de la precisión de los datos de que se disponga sobre el perfil del cauce principal.

Para determinar el tiempo de traslado en los colectores se utiliza la fórmula de Manning.

$$V = (1/n) (R^{2/3} S^{1/2}) \quad \text{Ec. 4.3}$$

donde:

- V velocidad media de traslado (m/s)
- n coeficiente de rugosidad de Manning ($s/m^{1/3}$)
- R radio hidráulico (m);
- $R = \frac{A}{P}$ A : área hidráulica. P : perímetro mojado
- S pendiente hidráulica del tramo

El tiempo de traslado resulta entonces:

$$t_t = l / V$$

donde:

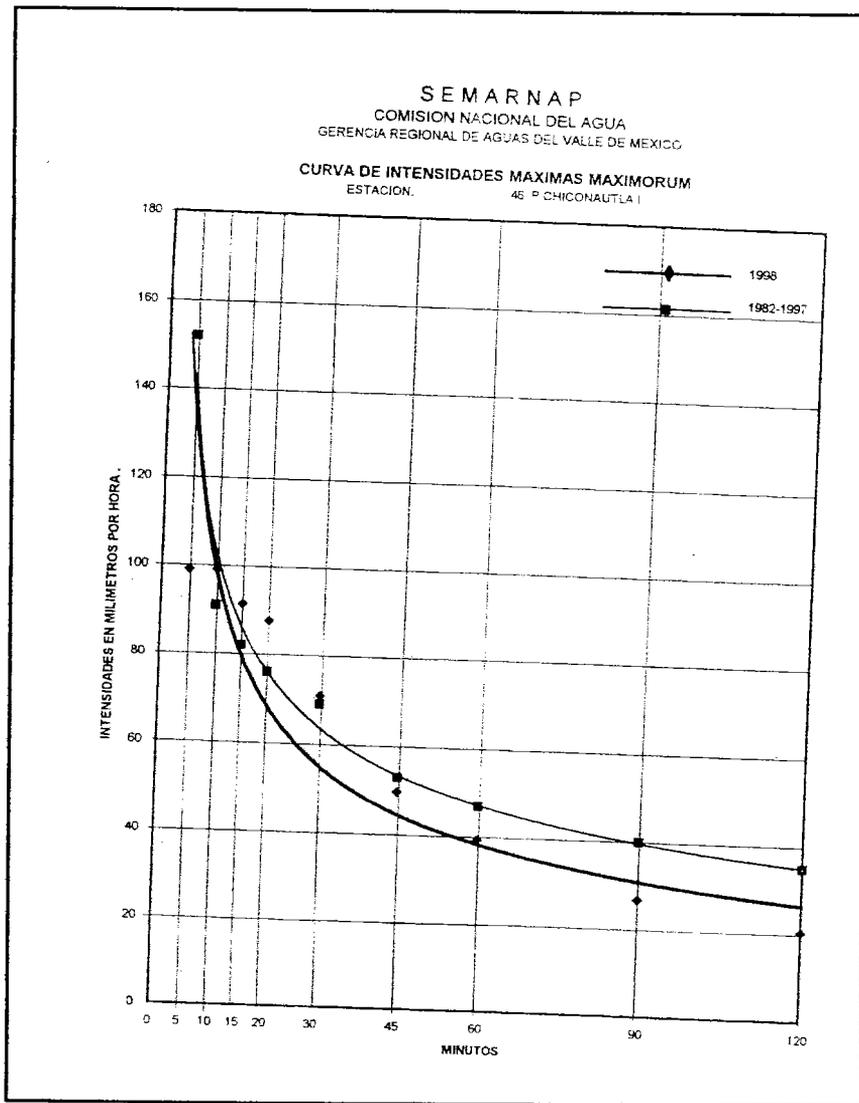
- tt tiempo de traslado (seg.)
- l longitud del tramo en el cual escurre el agua (m)
- V velocidad media de traslado (m/s)

Para nuestro ejemplo, el cálculo de tiempo de concentración por el método de Kirpich se realizó inicialmente para la techumbre completa, cuyos resultados se integran en la tabla 4.2. Se presentan tiempos entre 0.0313 y 0.1220 horas, por lo que se ha seleccionado los siguientes tiempos de concentración: 5 minutos para el ala oriente, 7.5 minutos para el ala poniente, y de 2 minutos a la pequeña cuenca posterior, se consideraron estos tiempos como el de la duración de la tormenta de diseño.

Para conocer la intensidad de la lluvia máxima, se utiliza la información proporcionada por la Gerencia Regional de Aguas del Valle de México, de la Comisión Nacional del Agua, quien opera la estación pluviográfica Chiconautla 1.

En dicha estación se han obtenidos datos precisos respecto de las lluvias en la zona. Esta información, que se anexa a continuación (Figura 3.6 Curva de Intensidades Máximas Maximorum), permitió determinar las mayores intensidades de lluvia, para diferentes duraciones desde 5 hasta 120 minutos, tanto para el periodo 1982-1997 como para el año 1998, que corresponde al Boletín Hidrométrico 51 de más reciente edición, los datos seleccionados se resumen en la tabla No. 4.3.

Figura 3.6 Curvas de Intensidades Máximas Maximorum



CALCULO DE LA PENDIENTE MEDIA (S)

	Ubicación	Longitud del perfil	del Desnivel	Pendiente media
Perfil uno	Ala oriente	320.0 m	13.1 m	0.04094
Perfil dos	Ala poniente	400.0 m	13.1 m	0.03275
Perfil tres	Ala osterior	123.0 m	13.1 m	0.10650

TABLA No. 4.1

CALCULO DEL TIEMPO DE CONCENTRACIÓN (T_c) (hrs)

Elemento	Método de Kirpich
Perfil uno	0.0943
Perfil dos	0.1220
Perfil tres	0.0313

TABLA No. 4.2

VALORES DE INTENSIDADES PARA DIFERENTES DURACIONES

Duración (min)	Periodo	Intensidad (mm/hr)
5.0	1982-1997	140.0
7.5	1982-1997	110.0
2.0	1982-1997	140.0

TABLA 4.3

4.4.2 Periodo de retorno.

El periodo de retorno de un evento hidrológico de magnitud dada, se define como el intervalo promedio de tiempo dentro del cual ese evento puede ser igualado o excedido una vez en promedio; algunos proyectistas le dan simplemente el nombre de frecuencia y se acostumbra denotarlo como T simplemente. Se le llama periodo de retorno de diseño cuando corresponde al periodo de retorno del evento de diseño con el cual se dimensionan las diversas estructuras de una obra.

No debe confundirse el término anterior con el periodo de diseño, que es el intervalo de tiempo en el cual se espera que una obra alcance su nivel de saturación o insuficiencia; este periodo debe ser menor a la vida útil de la misma. Se utiliza para diseñar una obra de ingeniería con una estimación de la capacidad requerida al finalizar el periodo de diseño. Lo anterior se hace para evitar ampliaciones o adecuaciones durante un intervalo de tiempo igual al periodo de diseño de la obra.

La vida útil de una obra es el tiempo que la obra sirve adecuadamente a los propósitos de diseño, sin tener gastos elevados de operación y mantenimiento que hagan antieconómico su uso o requiera ser eliminada por insuficiente. La vida útil de cada obra varía de acuerdo a diversos factores entre los que predominan: la importancia de la obra, la duración, resistencia y calidad de los materiales empleados en su construcción, el mantenimiento y operación adecuados, las condiciones locales y desde luego, la demanda del servicio ejercida al sistema.

Por último, el periodo económico de diseño es el periodo de retorno de un evento de diseño para el cual se tiene la mejor relación costo-beneficio. Cabe destacar que el periodo de retorno de diseño de una obra no siempre es el más económico, sino en ocasiones, el que está relacionado con el costo que deberán pagar los usuarios.

La elección del periodo de retorno de diseño, en un sistema de alcantarillado pluvial, influye en el nivel de protección contra inundaciones y por consiguiente en la capacidad del sistema y el riesgo o probabilidad de falla de la obra. Cabe destacar que no es posible diseñar una obra de protección contra inundaciones cien por ciento segura, debido a que resultaría extremadamente costosa y por otra parte resultaría complejo definir la capacidad de la misma. De análisis económicos, se ha observado que el costo de una obra se incrementa en proporción al nivel de protección deseado hasta cierto punto, el periodo económico de diseño, después del cual el costo de la obra crece demasiado sin tener mejoras sustanciales en el nivel de protección.

Se acostumbra expresar el nivel de protección en función del periodo de retorno del evento de diseño de las obras o simplemente el periodo de retorno de diseño. El periodo económico de diseño resulta difícil de determinar debido a que depende de factores difíciles de cuantificar como son: el costo de la obra; los daños, perjuicios e inconvenientes que puedan tenerse al presentarse una falla, el costo de mantenimiento y, particularmente, el riesgo de pérdidas de vidas humanas.

Cuando el sistema de alcantarillado pluvial se diseña para periodos de diseño grandes (mayores a 10 años), las obras resultantes son costosas y, además, el sistema estaría funcionando la mayor parte del tiempo muy por debajo de su capacidad. Por razones de economía, se ha propuesto usar periodos de retorno de diseño pequeños (1.5 a 10 años), ya que se logra un funcionamiento adecuado del sistema durante lluvias ordinarias, aunque se tengan encharcamientos e inundaciones que provoquen ligeros daños y molestias a la población durante lluvias extraordinarias.

El diseño del sistema con un evento de lluvia con magnitud correspondiente a cinco o diez años de periodo de retorno es un periodo económico de diseño porque la obra no es costosa y se tiene un nivel de protección adecuado en condiciones de lluvias ordinarias. Cuando existe riesgo de pérdida de vidas humanas el periodo de diseño debe ser tal que la probabilidad de exceder el evento sea muy pequeño.

En las tablas 4.4 a 4.6, se anotan los periodos de retorno, recomendables en el diseño de alcantarillado pluvial para estructuras menores (tabla 4.4), diferentes tipos de

uso del suelo (tabla 4.5) y tipos de vialidad (tabla 4.6), (Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento).

Periodos de retorno para diseño de estructuras menores

TIPO DE ESTRUCTURA	T (años)
Alcantarillas en caminos secundarios, drenaje de lluvia o contracuneta.	5 a 10
Drenaje lateral de los pavimentos, donde pueden tolerarse encharcamientos causados por lluvias de corta duración.	1 a 2
Drenaje de aeropuertos.	5
Drenaje urbano.	2 a 10

Tabla 4.4

Uso del suelo y periodos de retorno recomendados para diseño.

TIPO DE USO DE SUELO	T (años)
Zona de actividad comercial	5
Zona de actividad industrial	5
Zona de edificios públicos	5
Zona residencial multifamiliar de alta densidad *	3
Zona residencial unifamiliar y multifamiliar de baja densidad	1.5
Zona recreativa de alto valor e intenso uso por el público	1.5
Otras áreas recreativas	1

*Se consideran valores mayores de 100 hab/ha para alta densidad.

Tabla 4.5

Tipo de vialidad y periodo de retorno mínimo recomendable de diseño.

TIPO DE VIALIDAD	T (años)
Artería.- Autopistas urbanas y avenidas que garantizan la comunicación básica de la ciudad	5
Distribuidora.- Vías que distribuyen el tráfico proveniente de la vialidad arterial o que la alimentan	3
Local.- Avenidas y calles cuya importancia no traspasa la zona servida	1.5
Especial.- Acceso e instalaciones de seguridad nacional y servicios públicos vitales.	10

Tabla 4.6

4.5 Gastos máximos.

4.5.1 Estimación de gastos pluviales

Para estimar el gasto producido por una lluvia sobre una cuenca, existen diferentes métodos, los cuales se clasifican en:

a) Métodos directos.- Consideran que el escurrimiento provocado por una tormenta es función, principalmente, de las características físicas de la cuenca; ejemplo de estos métodos son: el racional y gráfico alemán.

b) Métodos hidrológicos.- Consideran que existe una relación funcional, generalmente lineal, entre la distribución de la lluvia en el tiempo y el hidrograma a la salida de la cuenca. Dicha relación funcional se basa en principios hidrológicos y puede calibrarse con registros simultáneos de lluvias y escurrimientos en la cuenca que se estudia, sin considerar explícitamente sus características físicas. Ejemplo de estos métodos es el Road Research Laboratory y el del hidrograma unitario.

c) Métodos hidráulicos.- Estiman el hidrograma en las diferentes partes de la cuenca en estudio mediante las ecuaciones de conservación de la masa y la cantidad de movimiento con diversos grados de simplificación, considerando explícitamente las características físicas de la cuenca. Ejemplo de este método es el de Chicago.

La simulación de las partes principales de un sistema de drenaje pluvial, debe realizarse con métodos con los que se considere que proporcionen los mejores resultados, simulando de la manera más apegada, el carácter dinámico de la evolución de la onda de la avenida en el sistema de drenaje.

La selección del método adecuado para el análisis del sistema de atarjeas es un problema más complejo, cuya solución depende de las características específicas del sistema que se esté estudiando.

Selección del método adecuado para el análisis del sistema de atarjeas.

Los problemas principales asociados al análisis de una red de atarjeas son:

- Diseño a nivel de esquema de anteproyecto, en los que sólo se requiere tener una primera idea de la magnitud de los gastos máximos que se manejarán.
- Diseño a nivel de anteproyecto, en los que se requiere estimar la magnitud y la forma del hidrograma de descargas, no requiriéndose un análisis del funcionamiento individual de cada uno de los colectores del sistema.
- Diseño a nivel de proyecto ejecutivo, en los que se requiere, además de estimar la magnitud y la forma del hidrograma de descarga, profundizar analizando el funcionamiento de los colectores.

Para el diseño indicado a nivel de esquemas de proyecto se recomienda utilizar la fórmula racional, dado que su sencillez permite obtener resultados aproximados, considerando solamente las características principales de la cuenca en estudio, como el tipo de suelo, longitud y pendiente del colector y comportamiento de la lluvia.

Para el diseño de anteproyectos se recomienda utilizar hidrogramas triangulares para determinar los caudales y volúmenes de salida del sistema de atarjeas al de colectores principales.

Para el diseño de proyectos ejecutivos se recomienda utilizar el método del Road Research Laboratory.

Selección del método adecuado para el análisis del sistema de drenaje natural.

En estos casos, debido a que es prácticamente imposible definir la geometría del sistema de drenaje pluvial, se recomienda utilizar hidrogramas unitarios.

Si se cuenta con algunas mediciones simultáneas de gastos a la salida de la cuenca y lluvia en algunos puntos dentro de ella, es preferible utilizar el hidrograma unitario instantáneo ya que se puede hacer la calibración del mismo; en caso contrario pueden emplearse hidrogramas unitarios sintéticos.

4.5.2 Método Racional

Es posiblemente el modelo más antiguo de la relación lluvia-escorrimento, su origen se remonta a 1851 ó 1889; debido a su sencillez es uno de los más utilizados. Está basado en considerar que, sobre el área estudiada se tiene una lluvia uniforme durante un cierto tiempo, de manera que el escurrimiento en la cuenca se establezca y se tenga un gasto constante en la descarga. Este método permite determinar el gasto máximo provocado por una tormenta, suponiendo que esto se alcanza cuando la intensidad de lluvia es aproximadamente constante durante una cierta duración, que se considera es igual al tiempo de concentración de la cuenca. El método racional no debe emplearse en áreas mayores a 2.5 km², de ser mayor se debe subdividir toda la cuenca en subcuencas.

La fórmula racional se plantea como:

$$Q = 0.278 CiA \quad \text{Ec. 4.4}$$

donde:

Q gasto pico (m³/seg)

C coeficiente de escurrimiento (tabla 4.7)

i intensidad media de la lluvia para una duración igual al tiempo de concentración de la cuenca (mm/hr)

A área de la cuenca (Km²)

0.278 factor de conversión de unidades

4.5.3 Coeficiente de escurrimiento

En este se supone que las pérdidas de agua de lluvia son proporcionales a la intensidad de la precipitación, de tal manera que el volumen escurrido V_{ed} es igual al producto del volumen llovido V_{ll} por un "coeficiente de escurrimiento". Por lo tanto, el coeficiente de escurrimiento se determina con:

$$C_e = V_{ed} / V_{ll}$$

donde:

V_{ed} volumen de escurrimiento directo (m^3)

V_{ll} volumen llovido (m^3), igual al producto del área de la cuenca por la altura de lluvia.

C_e coeficiente de escurrimiento (adimensional).

Valores del coeficiente de escurrimiento.

Tipo de área drenada	coeficiente de escurrimiento	
	mínimo	máximo
Zonas comerciales:		
Zona comercial	0.75	0.95
Zonas mercantiles	0.70	0.90
Vecindarios	0.50	0.70
Zonas residenciales:		
Unifamiliares	0.30	0.50
Multifamiliares espaciados	0.40	0.60
Multifamiliares compactos	0.60	0.75
Semiurbanas	0.25	0.40
Casas habitación	0.50	0.70
Zonas industriales:		
Espaciado	0.50	0.80
Compacto	0.60	0.90
Cementerios y parques	0.10	0.25
Campos de juego	0.20	0.35
Patios de ferrocarril y terrenos sin construir	0.20	0.40
Zonas urbanas	0.10	0.30
Calles:		
Asfaltadas	0.70	0.95
De concreto hidráulico	0.80	0.95
Adoquinadas o empedradas, juntas con cemento	0.70	0.85
Adoquín sin juntar	0.50	0.70
Terracerías	0.25	0.60
Estacionamientos	0.75	0.85
Techados	0.75	0.95
Praderas:		
Suelos arenosos planos (pendiente ≤ 0.02)	0.05	0.10
Suelos arenosos con pendientes medias (0.02-0.07)	0.10	0.15
Suelos arenosos escarpados (0.07 ó más)	0.15	0.20
Suelos arcillosos planos (0.02 ó menos)	0.13	0.17
Suelos arcillosos con pendientes medias (0.02-0.07)	0.18	0.22
Suelos arcillosos escarpados (0.07 ó más)	0.25	0.35

Tabla 4.7

El coeficiente de escurrimiento se puede conocer haciendo mediciones en la cuenca o relacionando los valores que aparecen en la tabla 4.7, de acuerdo a las características de la superficie. Los valores de esa tabla se obtuvieron para tormentas con 5 a 10 años de período de retorno.

Este criterio es totalmente empírico y para su aplicación se necesita tener una amplia experiencia y además, de ser posible, contar con mediciones simultáneas de lluvia y escurrimiento, que permitan tener una idea del valor del coeficiente para la zona en estudio.

Para nuestro ejemplo, el método utilizado para cálculo de gasto máximo será el llamado Fórmula Racional, que es uno de los más antiguos y sin embargo sigue siendo el más utilizado. Considera que el gasto máximo o pico se alcanza cuando la precipitación se mantiene con la intensidad constante, durante cierta duración, que se considera es igual al tiempo de concentración.

El tiempo de concentración se considera el estimado con el método de Kirpich, como se resume en la tabla 4.2, que es de 5 y 7.5 minutos.

Considerando $C_e = 0.75$ para la techumbre y 0.70 para los patios asfaltados (coeficiente que se obtuvo de tabla 4.7), las intensidades determinadas de 140 y 110 mm/hr, y el área de cada cuenca se tiene el gasto pico para la techumbre y patios de servicios de:

GASTO EN TECHUMBRE

Ubicación	Factor de conversión	C_e	i	$A(\text{km}^2)$	$Q (\text{m}^3/\text{s})$
Ala oriente	0.278	0.75	140.00	0.0173	0.504987
Ala poniente	0.278	0.75	140.00	0.0201	0.586719
Ala posterior	0.278	0.75	140.00	0.0021	0.061299

Q total **1.153005**

GASTO EN PATIOS

Patio oriente	0.278	0.70	140.00	0.01756	0.478405
Patio poniente	0.278	0.70	140.00	0.01756	0.478405
Patio posterior	0.278	0.70	140.00	0.00878	0.239202

Q total **1.196012**

CAPITULO V

Sistema de infiltración.

Objetivo específico: Captar el agua pluvial mediante un sistema de alcantarillado que infiltre el agua al subsuelo.

5.1 Descripción del sistema de infiltración.

El proyecto arquitectónico de la Nave de uso industrial en el predio estudiado, contempla la separación de los drenajes. En el caso de agua producto de las lluvias, el presente trabajo se evoca a su análisis para el diseño del sistema más adecuado de su disposición final, en este caso su infiltración. Cabe señalar que para el desarrollo de este trabajo se considera un sistema de infiltración sin la utilización de tubería para su conducción del agua hacia los pozos de absorción, ya que se maneja la conducción del agua de forma superficial, es decir, a través de la superficie de rodamiento de los patios dotándolos de pendientes adecuadas desde los trabajos de terracerías; aún con el desarrollo de los dos primeros capítulos del presente trabajo, los cuales no se ejemplifican me parece importante describirlos. Las aguas residuales derivadas de los servicios que las oficinas contemplen para sus trabajadores y visitantes, se deberán descargar al alcantarillado sanitario.

El predio de estudio tiene una superficie de 95,754.04 m² (9.5 Ha); de esta superficie, se ocuparán 83,434.04 m². En esta se puede generar un gasto máximo de 1.153 m³/seg. sobre la techumbre y, de 1.196 m³/seg. en los patios circundantes, volúmenes que se deben drenar mediante pozos de absorción, en el caso de presentarse las intensidades de proyecto de 110 y 140 mm/hr, según la cuenca a que pertenezcan.

El gasto máximo calculado, que durante el periodo de duración crítico de 5 minutos representa un volumen por drenar de 704.70 m³, en la superficie con techumbre y su patio de maniobras frontal y los pasos perimetrales, necesita una serie de pozos de absorción con capacidad suficiente para desalojarlo en un periodo relativamente corto de tiempo, antes de causar problemas o afectaciones por esta acumulación tan relevante de agua.

Considerando a priori la perforación de 3 pozos de absorción en toda la superficie (figura 5.1), se tendría la necesidad de que un pozo permitiera la infiltración de 100 m³, y los otros dos 300 m³ cada uno, de acuerdo a la ubicación de cada uno de ellos dentro del predio considerando sus áreas de aportación.

Con una capacidad estimada de absorción, de 37 l/seg. este remanente de agua requeriría de 1 horas y 45 minutos para su absorción, tiempo razonablemente corto que evitaría afectaciones al funcionamiento del inmueble en cuestión.

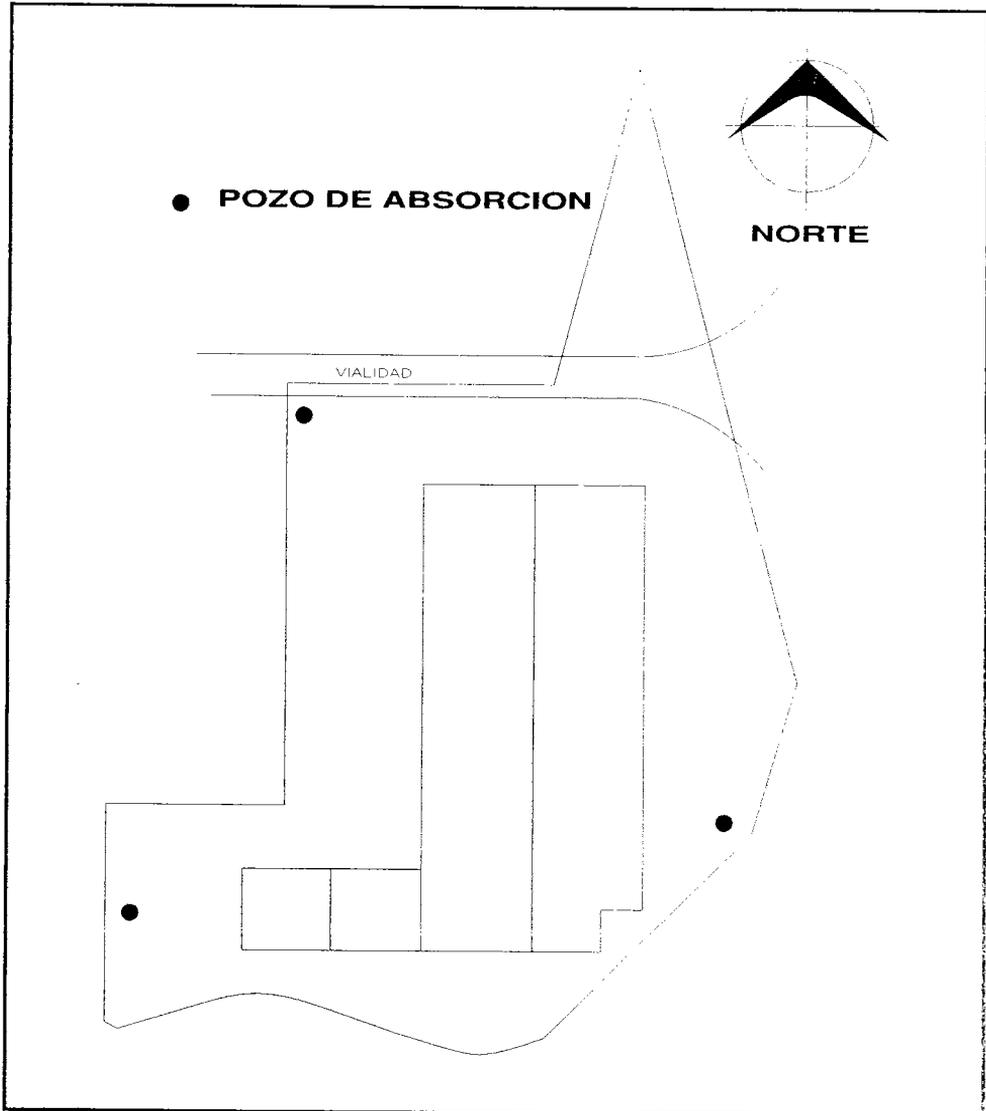


Figura 5.1 Pozos de absorción propuestos.

5.1.1 Ventajas y desventajas de la infiltración mediante pozos.

Como ventajas e inconvenientes de la recarga mediante pozos se mencionan los siguientes (Custodio E., y Llamas M. R. 1983):

Inconvenientes de la recarga en profundidad (pozos):

- Mayor costo de construcción y mantenimiento.
- Necesidad de utilizar agua de mejor calidad para aminorar los problemas de colmatación, dado que la superficie filtrante es mucho menor.

Ventajas de la recarga en profundidad (pozos):

- La ocupación del terreno es pequeña en comparación a la recarga por extensión, y ello es fundamental en los puntos donde el terreno es caro y zonas urbanas.
- A través de un pozo vertical se pueden recargar todas las capas que se deseen. En ocasiones no se recargan directamente las capas que más se bombean, sino indirectamente a través de otras menos explotadas, pues con ello se logra un mayor recorrido del agua en el acuífero, evitando problemas de contaminación y logrando una mezcla más homogénea.

5.1.2 Funcionamiento teórico de la recarga artificial.

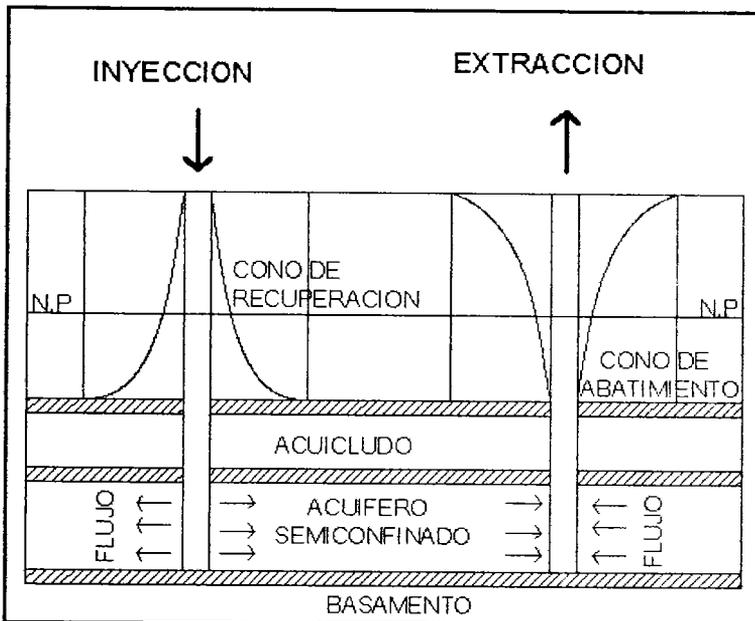
Las ideas generales del funcionamiento de un acuífero bajo inyección, son las siguientes:

1. Cuando el agua es retirada por un periodo dado en un caudal dado de un acuífero confinado, homogéneo e isotrópico de un área de extensión infinita a través de un pozo, la superficie piezométrica en el pozo y el acuífero declinará y formará un cono de depresión alrededor del pozo. El carácter hidráulico del acuífero, el caudal de extracción, y el periodo de bombeo son los factores principales que controlan el tamaño y forma del cono de depresión. Inversamente, si el agua de la misma temperatura con la del agua subterránea es inyectada al acuífero a través del pozo, la superficie piezométrica reconstruirá alrededor del pozo y formará un cono de elevación. Teóricamente el cono de elevación deberá ser la imagen del cono de depresión para el periodo de tiempo dado en el caudal dado (figura 5.2). Si el cono de elevación tiene un gradiente con más pendiente que el cono de depresión, se asume que la permeabilidad del acuífero ha sido disminuida por el agua inyectada que causó taponamiento del pozo y del acuífero. Una comparación de las constantes hidráulicas calculadas para el acuífero de los datos de abatimiento y recuperación del nivel del agua podrían proporcionar un significado para evaluaciones cuantitativas de efectos de colmatación, esto es, separación de la recuperación hidráulica de la recuperación por taponamiento (SNIEGOCKI R. T., 1963).

2. Cuando el agua es inyectada a un acuífero a través de un pozo, un cono de elevación, o montículo, se forma alrededor de el pozo en la forma de un cono de depresión invertido. Teóricamente, en un acuífero confinado y homogéneo de área de extensión infinita, el cono de elevación debería ser la imagen reflejada del cono de depresión, dados iguales periodos de tiempo y caudales de bombeo y previendo que el agua inyectada tuvo la misma viscosidad que el agua subterránea nativa, (VECCHIOLI J., KUH. F. H., Y SULAM D. J., 1980).

3. Aunque resulta lógico a primera vista analizar un pozo de recarga como si fuera un pozo de extracción invertido, en realidad ese enfoque es incorrecto ya que los pozos de recarga tienen sus características y comportamientos propios y muy diferentes de los de un pozo de extracción, como veremos a continuación (Pérez D. F., 1982). Un pozo situado en un acuífero con superficie piezométrica o freática horizontal, se considera que esta en equilibrio cuando la forma del cono de abatimiento se mantiene invariable para un caudal de extracción constante. Por otra parte, si el pozo se extiende hasta el fondo de un acuífero freático, y aumentamos poco a poco el caudal de extracción, el abatimiento aumentará también poco a poco, hasta llegar a un valor máximo o crítico; más allá del caudal, el pozo no será capaz de seguir entregando agua, independientemente de la capacidad de la bomba. También en acuíferos confinados, la extracción más allá de cierto límite que provoque abatimiento por debajo del techo del acuífero, puede originar problemas que incidan en la estabilidad de la estructura del suelo, por ejemplo, subsidencia del terreno, es decir, que el caso de extracción, el pozo en sí es un elemento de control.

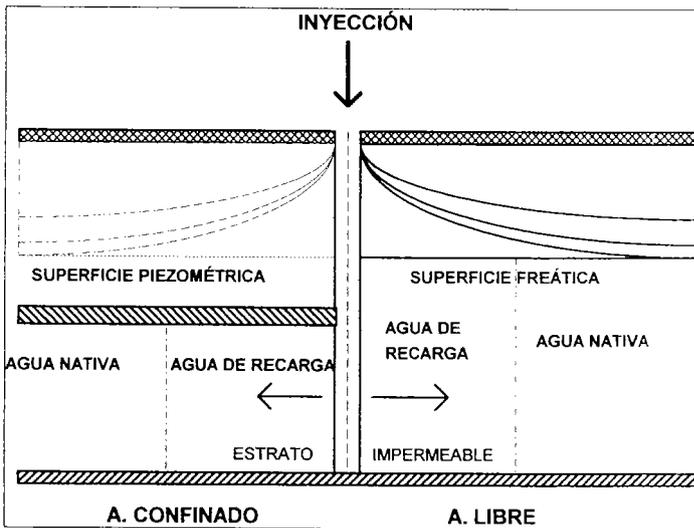
Figura 5.2 Funcionamiento teórico de un pozo de recarga.



SUPOSICIONES: ACUIFERO DE EXTENSION LATERAL INFINITA, HOMOGÉNEO, ISOTRÓPICO, ESPESOR CONSTANTE, PENDIENTE CERO, ADEMÁS PENETRACION TOTAL, FUNCIONANDO A "Q" CONSTANTE Y EL AGUA DE IGUALES CARACTERÍSTICAS QUÍMICAS Y FÍSICAS, TANTO A EXTRACCION COMO A INYECCION.

Sin embargo, en el caso de un pozo de recarga, tal como lo muestra en forma simplificada la figura 5.3 en acuíferos confinados y freáticos, con superficie piezométrica inicial horizontal, resulta evidente que las dos características fundamentales de los pozos de extracción (equilibrio y profundidad crítica) no son aplicables. Para una razón permanente de recarga la forma del cono de impresión no permanece constante, sino que experimenta un achatamiento continuo según pasa el tiempo, tanto en acuíferos freáticos como confinados. También es necesario tener en cuenta la existencia de una onda al formarse el montículo, cuya celeridad puede exceder en muchas veces la velocidad del flujo subterráneo. Este efecto de onda puede ser de gran importancia cuando el elemento tiempo es crucial en hacer frente a la intrusión de aguas indeseables.

Figura 5.3 Esquema simplificado de un Pozo de Recarga.



Fuente: Pérez D. F., 1982

Lo que hemos señalado anteriormente respecto a pozos de extracción y recarga en acuíferos con superficie freática o piezométrica horizontal inicial, debe servirnos solamente como un medio de diferenciar el funcionamiento de ambos tipos de pozos. En realidad, casi ningún acuífero presenta esa característica en condiciones naturales, sino que tiene un gradiente de conformidad con el movimiento natural existente desde la zona de recarga hacia una zona de descarga y, paradójicamente, es bajo estas circunstancias en que un pozo de recarga puede alcanzar el equilibrio, diferenciándose notablemente su comportamiento del que corresponde al que ocurre cuando la superficie freática o piezométrica es horizontal.

5.2 Pozos de absorción.

5.2.1 Descripción.

Pozo de absorción, se denomina a una obra de ingeniería diseñada especialmente para infiltrar agua de lluvia hacia el subsuelo y contribuir a la recarga de acuíferos, generalmente su área de infiltración se ubica en el fondo del mismo, anexo a este pozo se ubican en la superficie, un tanque de tormenta y los sedimentadores que actúan como: receptor de las descargas de una o más redes de drenaje pluvial, y eliminador de basura y partículas de suelo que, si se permiten tengan contacto con cualquiera de los estratos que el agua deba atravesar para llegar al acuífero por recargar pueden alterar la estructura de los mismos y la velocidad de flujo a través de ellos.

Los pozos de absorción se diseñan para pequeñas cuencas y generalmente se constituyen en zonas cuyas características de permeabilidad en el subsuelo es favorable para la infiltración, y que carecen del sistema de drenaje municipal. Su eficiencia depende en realidad del tipo de roca en la cual se encuentran emplazados y las estructuras u arreglos estructurales de estas con su entorno, este tipo de relaciones son de suma importancia para que el pozo cumpla con su cometido, es decir, infiltre el agua hacia el subsuelo y actúe como estructura de recarga. En la figura 5.5 se presenta el esquema tipo de pozo de absorción diseñado para el presente trabajo.

5.2.2 Especificaciones de diseño.

Para que un pozo de absorción pueda funcionar plenamente de acuerdo al objetivo para el que es construido y diseñado debe cumplir con los siguientes puntos:

1. Ser una obra construida única y exclusivamente para drenaje pluvial.
2. Que la zona filtrante se ubique en estratos de comprobada permeabilidad.
3. Que se localice en un punto topográficamente bajo pero con gradiente hidráulico.
4. Que el tamaño de su cuenca no sea mayor de 2.5 Km².
5. Debe contar con tanques sedimentadores eficientes, de fácil acceso y limpieza.
6. Que las calles adyacentes estén pavimentadas, con carpeta impermeable (de preferencia asfáltica).

Se entiende como "diseño del pozo" a los procedimientos encaminados a determinar las dimensiones adecuadas de su estructura física (diámetro, profundidad, tipo de tubería, etc.) y a la correcta elección de los materiales factibles a emplear durante su construcción y terminado del pozo.

Profundidad de los pozos de absorción.

No se tiene una profundidad específica para los pozos, ya que las condiciones topográficas, geológicas y en si la estratigrafía local que se presenta en el lugar donde se pretenda ubicar el pozo determinan dicha profundidad.

Se manejan ciertas condiciones para determinar la profundidad, una de ellas es cumplir la condición de que su área filtrante si se ubica en un estrato permeable. Aquí el detalle es

que con dicha profundidad si se ubica en la zona no saturada y debido a la pendiente topográfica aflore el agua a pocos metros de distancia del pozo, por lo que se optaría a profundizar hasta la siguiente capa permeable.

Otra opción sería la de profundizar hasta el acuífero, lo que significaría infiltrar directamente agua de dudosa calidad; la condición imprescindible para perforar hasta esta profundidad es que se muestree el agua, en el sitio, se defina su calidad y en base a esta, se diseñe el tren de tratamiento adecuado para permitir su infiltración.

Diámetros de la perforación y los ademes.

Para definir estos parámetros es necesario recordar algunos conceptos basados en la experiencia de los perforadores para pozos de agua, lo que se fundamenta en la teoría de hidráulica de pozos; toman la fórmula de descarga de pozos en régimen de equilibrio para acuíferos libres en la cual relaciona descensos por bombeo y distancia drenada, de acuerdo a la expresión:

$$Q = \frac{1.36K(H^2 - h_p^2)}{\log \frac{R}{r}}$$

- Q : rendimiento del pozo o caudal de bombeo (m³/hr).
- K : permeabilidad de la formación (m/hr).
- H : espesor saturado del acuífero antes del bombeo (m).
- h_p : profundidad del agua en el pozo durante el bombeo (m).
- R : radio del cono de depresión(m)
- r : radio del pozo (m).

Se ha calculado el incremento teórico del rendimiento que resultaría al aumentar el diámetro de los pozos para un radio de influencia de 120 m, la tabla 5.1 muestra los resultados; es interesante observar que el incremento en caudal es mínimo; se hace uso de esta tabla porque de acuerdo a la experiencia en zonas donde se infiltra el agua, se ha podido observar que la permeabilidad medida por medio de pruebas de bombeo en la zona saturada es muy similar a la determinada por pruebas de permeabilidad en la no saturada, es decir, teóricamente, la cantidad de agua que se extrae es aproximadamente igual a la que se puede infiltrar en ese mismo sitio.

DIÁMETRO	6"	12"	18"	24"	30"	36"	48"
Descarga en Porcentaje	100%	110%	117%	122%	127%	131%	137%
		100%	106%	111%	116%	119%	125%
			100%	104%	108%	112%	117%
				100%	104%	107%	112%
					100%	103%	108%
					100%	105%	

Tabla 5.1 Relación entre el diámetro del pozo y la descarga en porcentaje

*El agua subterránea y los pozos, Edward E. Johnson Inc., USA, 1975.

A manera de ejemplo se puede mencionar un pozo de 12" de diámetro que produce un caudal de 15 lps, al aumentar a 18", producirá 15.9 lps y con 24" se obtendrán 16.65 lps.

Una vez aclarado este punto, es decir, que no es más eficiente un pozo de absorción con un diámetro de 30" que otro de 24" o uno de 18" solo por tener un diámetro mayor, se pueden definir los diámetros de perforación y del ademe requeridos para los pozos de absorción.

Tipos de ademes y tramos ranurados.

El ademe de un pozo debe cumplir con las siguientes funciones:

1. Resistir adecuadamente los esfuerzos de tensión, flexión y colapso a los que se ve sujeto. Estos son principalmente el esfuerzo de tensión y flexión durante su colocación, de compresión debido a su propio peso y la fricción generada por el suelo y los de colapso que se presentan por los esfuerzos radiales que induce el suelo en el ademe. Los ademes comúnmente destinados para pozos de agua tienen la capacidad de resistir estas acciones.
2. Soportar las acciones corrosivas del agua, que a largo plazo pueden reducir la eficiencia del pozo.

Los ademes metálicos pueden ser unidos mediante rosca y cople, cople soldado o por medio de soldadura eléctrica a tope con doble cordón, este último es el sistema más utilizado; los ademes de PVC se unen por medio de pegamentos, solventes o por medio de cople.

La experiencia con pozos de agua potable aconseja la adquisición de tubería de acero al carbón de 5/16" de espesor, si se tratase de ademes metálicos, en el caso de usar PVC se logra una mejor resistencia contra la corrosión que los ademes de acero.

Para los tramos ranurados de ademes, no existe realmente una teoría que pueda ser aplicable para definir el tamaño y la forma de la ranura adecuada, en primera instancia y retomando las experiencias obtenidas en la perforación de pozos, se optaría por colocar ademes con tamaño de abertura entre 3 y 5 mm, no se puede precisar si es más conveniente colocar tipo canastilla, ranurada vertical o tipo concha, lo que se puede decir es que cualquiera que se escoja debe cumplir con los requisitos de calidad que exigen para la adquisición de tuberías para pozos de agua potable.

Filtro de grava.

Entre las funciones del filtro de grava están la de confinar adecuadamente el ademe, rellenando las posibles cavidades haciendo que el ademe se mantenga en posición vertical, debe permitir el paso del agua hacia el estrato permeable y evitar que fragmentos de roca compriman el paso, evitando los caídos de la formación rocosa.

Es conveniente que se proteja el filtro del pozo, se recomienda colocar una plantilla de concreto simple como una cimentación superficial para evitar la entrada del agua que pueda contaminar o colmatar con materiales finos.

Los materiales utilizados como filtros, deben presentar características de resistencia a la alteración química de las aguas subterráneas y limpieza de los pozos. El material debe estar lavado y desinfectado, libre de micas, arcillas e impurezas orgánicas, así como de hierro y manganeso, de tal forma que no afecte la calidad del agua.

5.2.3 Fenómenos que afectan la eficiencia hidráulica en un pozo.

Los fenómenos que afectan la eficiencia de un pozo de absorción pueden ser de dos tipos: externos, es decir, no dependen de las características del pozo e internos o inherentes a la construcción del mismo.

Entre los externos podemos mencionar la permeabilidad del terreno, la acumulación de basura y azolve ya sea en los sedimentadores, o en el interior del pozo; Introducción de agua residual al mismo y colmatación de la zona de infiltración, de los imputables al pozo, se tiene el diseño de los sedimentadores y profundidad inadecuadas, área de infiltración reducida y en general fallas en la aplicación de coeficientes de diseño, que se traducen en encharcamientos.

Los fenómenos externos a su vez ocasionan problemas en el interior de los pozos mediante el efecto de corrosión e incrustación que afectan a los ademes metálicos principalmente y el azolve al acumularse obstruye la parte filtrante, ocasionando que el pozo pierda su permeabilidad, por otra parte si existe mezclado de agua residual con la de lluvia se forman crecimientos orgánicos en las paredes del pozo y su entorno, incrementando la oclusión de la zona.

5.2.4 Operación y mantenimiento.

En un pozo de absorción bien construido y diseñado, los aspectos operativos se convierten directamente en mantenimiento, regularmente este es correctivo; al estar ubicado en una zona de buena permeabilidad, el pozo no debe presentar espejo de agua en época de estiaje a menos que se halla diseñado ex profeso para alcanzar el nivel del agua subterránea, en tal caso el mantenimiento deberá incluir desarrollos periódicos para evitar el proceso de colmatación.

Así el mantenimiento del pozo, se realiza de acuerdo a la siguiente secuencia:

a) Inspección física del pozo que incluye:

1. Verificación del estado de las rejillas y aspecto física de la obra civil en general.
2. Medición del nivel del espejo de agua.
3. Verificación y medición de la profundidad del azolve.

b) Elaboración de un programa de trabajo o dictamen que pueda estar compuesto por:

1. Desazolve.
2. Cepilleo.

3. Desinfección.
4. Prueba de permeabilidad (extracción-inyección).
5. Video-grabación del interior del pozo.

5.3 Tanques de tormenta.

5.3.1 Descripción.

El pozo de absorción se complementa con la construcción de un tanque de tormenta , que en términos generales funciona como tanques de almacenamiento y regularización, para cuyo análisis y dimensionamiento es fundamental tener en cuenta las características de la avenida de diseño de la red que descargará en la estructura, las condiciones con mayor probabilidad de estar presentes –en el instante correspondiente al inicio de ese evento- tanto en el tanque como en la red, y asimismo, la manera en que las condiciones iniciales de flujo en esta última evolucionaran mientras dure dicho evento. En la figura 5.6 se presenta un esquema tipo del tanque de tormenta diseñado para el presente trabajo.

5.3.2 Dimensionamiento.

Para el análisis y dimensionamiento de un tanque de tormenta, la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica del Gobierno del Distrito Federal (D.G.C.O.H) indica proceder como a continuación se expone:

a) La capacidad del tanque, deberá ser suficiente para almacenar el volumen de escurrimiento directo generado por una tormenta que, con duración de una hora, se encuentre asociada a un periodo de retorno igual al de la avenida de diseño de la red cuyas descargas serán recibidas, siendo conveniente aclarar que si existen limitaciones de espacio para construir la estructura que resulte necesaria, su capacidad total podrá ser distribuida en más de un punto, según lo permitan las características topográficas y el proyecto de usos de suelo en el predio a drenar.

b) La planeación del proceso de vaciado del tanque, deberá tener en cuenta que según lo indique la D.G.C.O.H. , el destino del agua almacenada será cualquiera de los lugares que a continuación se señalan, o bien, una combinación de éstos:

- Red municipal de drenaje.
- Estructuras que permitan la recarga de acuíferos (pozos de absorción o captaciones asociadas a grietas geológicas).
- Cisternas y/o tanques de sistemas para el reúso del agua de lluvia en alguna o algunas zonas del inmueble de que se trate.

c) El proceso al que se refiere el inciso anterior, se llevará a cabo cuando las condiciones de flujo y/o almacenamiento en el o los puntos que recibirán el agua del tanque de tormenta lo permitan, requiriéndose entonces, debido a la baja probabilidad de efectuar la

predicción precisa del momento en que esas condiciones se presentarían, que en el sistema de vaciado se incluyan dispositivos para el control de los gastos de salida.

d) Para el diseño del sistema de vaciado del tanque, deberán tenerse en cuenta las variables que a continuación se citan:

- Relación que en cuanto a posiciones exista, en planta y elevación entre el tanque y la o las estructuras receptoras.
- Tiempo que definido de acuerdo con las necesidades de uso del inmueble, deba durar el proceso de vaciado.
- Capacidad de captación de cada estructura receptora y número de éstas.

5.4 Calidad de las aguas infiltradas.

Cuando la recarga se efectúa a través de materiales granulares, estos tienen capacidad para “tratar” el agua. El subsuelo constituye una enorme planta de tratamiento natural. Sin embargo, en las zonas en donde se encuentran materiales fracturados y piroclásticos de alta permeabilidad, el agua circula rápidamente y el único factor que podría disminuir la carga contaminante sería la dilución.

Las aguas que se utilizan para la recarga, de origen pluvial deberán pasar por un proceso de tratamiento primario donde se eliminen sólidos en suspensión y algunas grasas y aceites que arrastran una vez que entran en contacto con la superficie; por lo que deberá cumplir con la tabla de “Lineamientos de Calidad del Agua” Art. 224 fracción V emitidos por la Ley Federal de Derechos en Materia de Agua, y la NOM-001-ECOL-1996. A través de lo que indica esta ley, se deberá solicitar autorización de la Comisión Nacional del Agua para la construcción de pozos de absorción con fines de infiltrar el agua pluvial que recargue el cuerpo de agua receptor denominado “acuífero de la zona metropolitana de la Cd. de México”; por medio de la Gerencia Regional de Aguas del Valle de México, Gerencia de Administración del Agua, Subgerencia de Atención de Usuarios y Departamento de Control y Vigilancia de Aguas Residuales.

PARAMETROS DE CALIDAD DEL AGUA DE ACUERDO A LA NOM-001-ECOL-96 CON LOS QUE DEBERÁN CUMPLIR CADA UNO DE LOS POZOS DE ABSORCIÓN.

PARAMETRO	CONCENTRACIÓN PROMEDIO MENSUAL	CONCENTRACIÓN PROMEDIO DIARIO	CARGA kg/día	UNIDAD	PERIODICIDAD DE LA INFORMACIÓN
Temperatura °C	N.A	N.A		°C	Anual
Grasas y Aceites	15	25	0.729	mg/l	Anual
Materia flotante	Ausente	Ausente			Anual
Sólidos Sedimentables	1	2	0.05832	ml/l	Anual
Sólidos Suspendidos Totales	150	200	5.832	mg/l	Anual
Demanda Bioquímica de Oxígeno 5	150	200	5.832	mg/l	Anual
Nitrógeno Total	40	60	1.7496	mg/l	Anual
Fósforo Total	20	30	0.8748	mg/l	Anual
Arsénico	0.2	0.4	0.011664	mg/l	Anual
Cadmio	0.2	0.4	0.011664	mg/l	Anual
Cianuro	2	3	0.8748	mg/l	Anual
Cobre	4	6	0.17496	mg/l	Anual
Cromo	1	1.5	0.04374	mg/l	Anual
Mercurio	0.01	0.02	0.000583	mg/l	Anual
Níquel	2	4	0.11664	mg/l	Anual
Plomo	0.5	1	0.02916	mg/l	Anual
Zinc	10	20	0.5832	mg/l	Anual
Coliformes Fecales	1000	2000		NMP/100ml	Anual

N.A.: No aplica

El rango permisible del Potencial Hidrógeno (pH) es de 5 a 10 unidades.

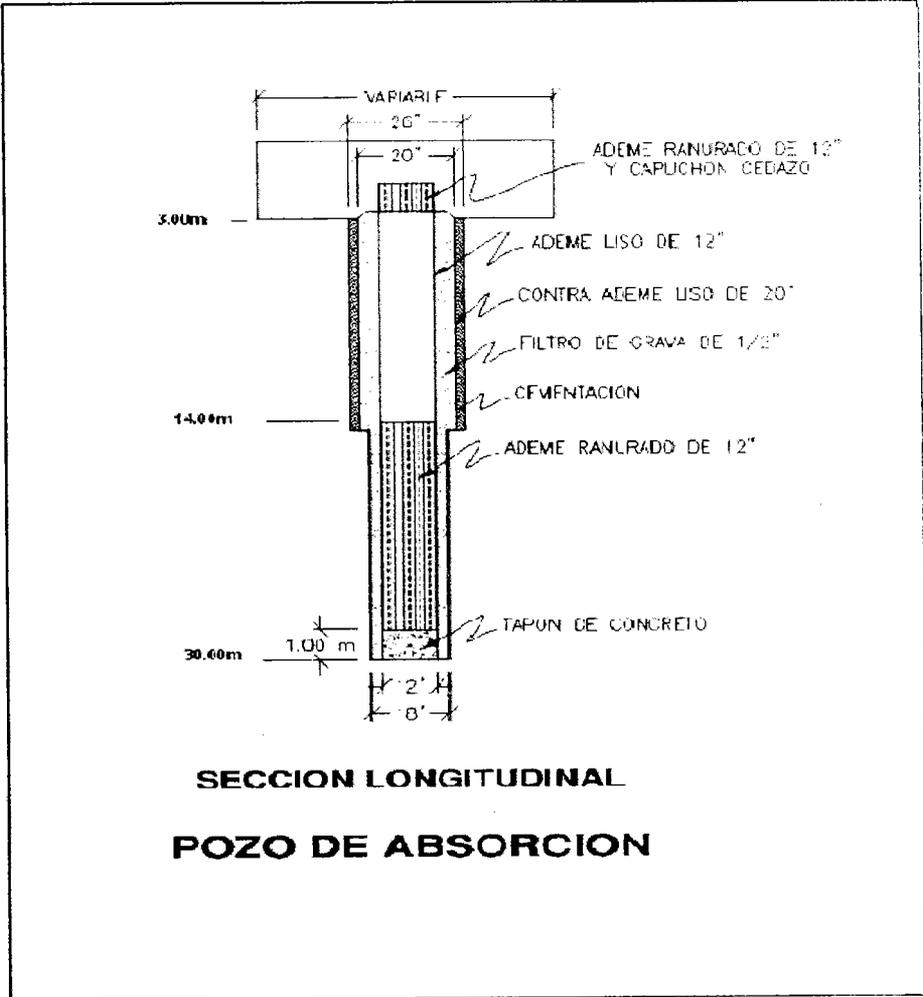
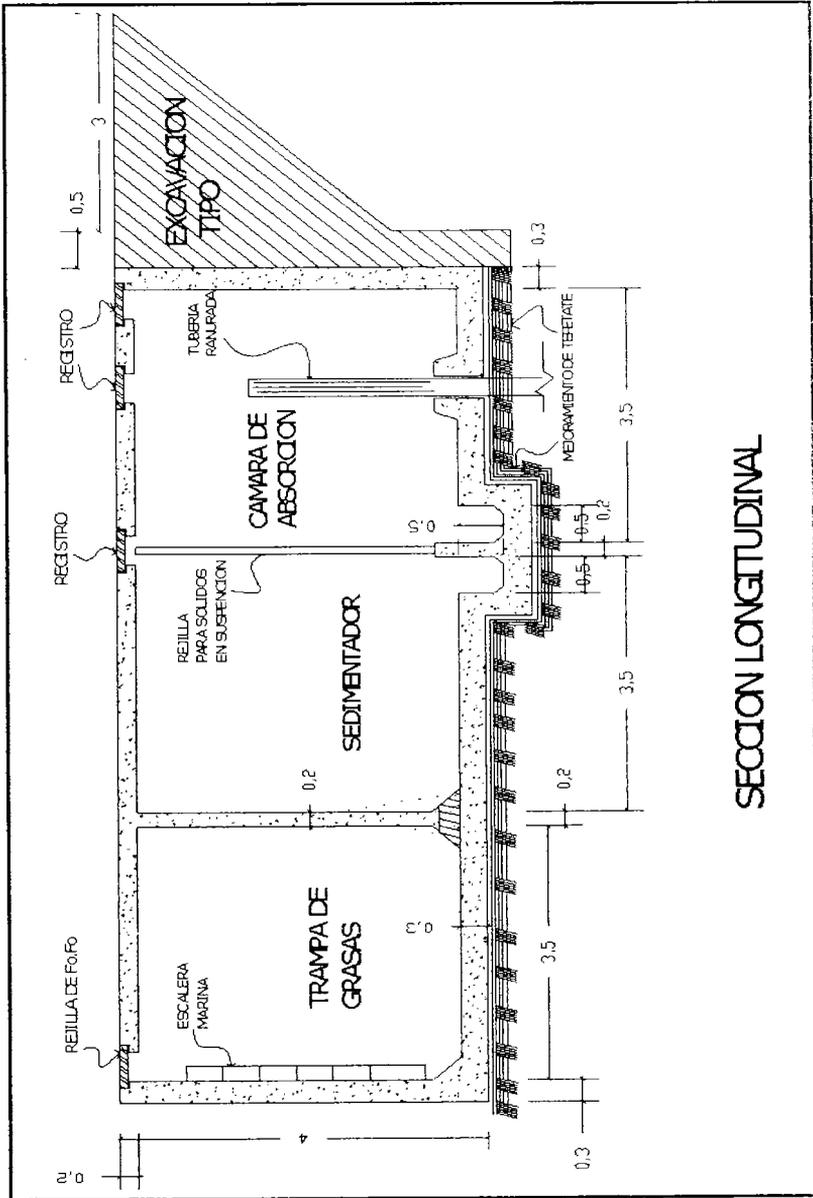


Figura 5.5
Esquema tipo de pozo de absorción.



SECCION LONGITUDINAL

Figura 5.6
Esquema tipo de pozo de absorción

CAPITULO VI.

Construcción de los pozos de absorción y tanques de tormenta.

Objetivo específico: Describir las características y procedimientos de construcción en función de los estudios realizados.

6.1 Equipo de perforación.

6.1.1 Métodos de perforación.

La tecnología de construcción de pozos, ha tenido un desarrollo espectacular en el transcurso de las últimas décadas. Muchos son los métodos de perforación que se han desarrollado, principalmente como respuesta a la amplia variedad de condiciones geológicas en que se emplean (desde rocas duras hasta materiales no consolidados); no existe un método 100% eficiente, utilizable bajo cualquier condición natural, ya que éste puede variar dependiendo de la profundidad por perforar, el diámetro que se pretenda lograr, el tipo de formación, los requerimientos sanitarios y el uso del pozo.

Para construir los pozos, se utilizan, de manera general dos sistemas básicos de perforación: el de percusión y el rotatorio.

Los equipos utilizados para la perforación de pozos de absorción son los comúnmente usados en la perforación de pozos para captación de agua, al construir éstas estructuras, se pone especial énfasis en no modificar la permeabilidad de los estratos que se atraviesan, por lo que se recomienda utilizar equipos de percusión, tanto por el tamaño de las áreas disponibles como por que se pueden realizar pruebas de permeabilidad a diferentes profundidades, además de que puede usarse en cualquier tipo de formación y, el pozo se construye con un mínimo de contaminación; al no utilizar fluidos de perforación se elimina la posibilidad de que los estratos permeables resulten sellados.

Método con sistema por percusión.

Este procedimiento de perforación es uno de los más antiguos que se conocen. Gradualmente ha sido desplazado por los modernos equipos de perforación rotatoria; pero aún es utilizado preferentemente para construir pozos en cierto tipo de terrenos. La utilización de la percusión se basa en la fragilidad de las rocas.

- Pozos punta (Driven Ifflefis)

Los pozos perforados por éste método se construyen introduciendo en el terreno una punta de material resistente (punta de pozo), ajustada al extremo inferior de las secciones de tubería. La punta del pozo debe hincarse hasta cierta profundidad en la formación acuífera y bajo el nivel freático. La parte ascendente de la tubería sobre la punta del pozo actúa como el entubado protector.

Aplicaciones:

Monitoreo del nivel del agua en formaciones someras.

Muestreo de agua, principalmente para control de contaminantes.

Desagüe.

Abastecimiento de agua.

Bajos costos de aplicación que estimulan su empleo.

Limitaciones:

Alcance limitado en cuanto a profundidad, aproximadamente 15 m. (excepto en material arenoso)

Diámetro reducido de ademe.

No permite muestrear el suelo.

El ademe de acero interfiere con algunos análisis químicos.

No funciona al tratar de penetrar materiales duros.
No presenta espacio anular.

- **Percusión-chorro (Jet Percusión)**

Este método emplea dos fuerzas en combinación, por un lado, la de un chorro o corriente a alta velocidad de un fluido para cavar un pozo, el chorro de fluido afloja los materiales del subsuelo y los transporta hacia arriba y fuera del agujero; por otro lado, emplea la fuerza del golpeteo constante, de una herramienta de corte mediante un movimiento de ascenso y descenso.

Aplicaciones:

Permite la medición de niveles de agua.
Recolección de muestras en forma de esquirlas.
Propio para formaciones no consolidadas.
Puede emplearse en algunas formaciones duras.
Bueno para barrenos de 4" con ademe de 2".
Monitoreo de agua para control ambiental.

Limitaciones:

Necesita fluido de perforación para rescatar los cortes.
Diámetro limitado a 4".
Desarrollo lento en formaciones densas, como arcillas con boleos.
Alteración posible en las formaciones, si el pozo no es ademado inmediatamente, al presentarse el colapso y por tanto, mezcla de fragmentos de roca.

- **Perforación por percusión con cable y herramienta.**

Este es uno de los más antiguos empleados en la construcción de pozos; presenta utilidad en una amplia variedad de condiciones geológicas, pudiendo ser en ocasiones, la mejor opción y en algunos casos el único método posible de usarse. Utiliza el principio de la caída libre de una barrena pesada aplicando golpes contra el fondo de un agujero y penetrando, de esta manera, en el suelo. Los cortes se retiran periódicamente por medio de un achicador o bomba de arena. Las herramientas para perforar y desazolvar se llevan en línea o cables separados enrollados en tambores elevadores independientes.

Aplicaciones:

Puede usarse en cualquier tipo de formación, sin embargo, esta mejor adaptado que otros métodos para perforar en formaciones no consolidadas que contienen rocas y bloques grandes.
Puede emplearse en la perforación de cualquier diámetro y profundidad.
El equipo es fácil de transportar.
El equipo es de diseño sencillo y requiere de un mínimo mantenimiento.
Las máquinas requieren de un consumo reducido de energía.
Se pueden recuperar muestras a cualquier profundidad.
Los pozos se construyen con una posibilidad mínima de contaminación.
Generalmente solo se necesita una cuadrilla reducida para operar el equipo.
Es de fácil operación y puede utilizarse en terrenos inaccesibles o en áreas de espacio reducido.
Los pozos que emplean este método pueden ser verificados en cualquier momento para determinar su avance y verticalidad.

No requiere de trabajos adicionales, ni el uso de agentes dispersantes para la limpieza del pozo.

Limitaciones:

Avance de perforación relativamente lenta en comparación con otros métodos.

Falta de rigidez en la sarta de perforación que provoca poco control de la verticalidad del pozo.

Cuando se cortan materiales no consolidados, las paredes se colapsan, retrasando el avance de perforación, lo que implica un ademado cuyo costo final es elevado.

No permite un muestreo de buena calidad en formaciones consolidadas.

Métodos con sistema por rotación.

Este sistema de perforación, en su esencia, era conocido desde el tiempo de los Egipcios, los cuales lo aplicaron en perforación de rocas duras y para hacer los agujeros de poca profundidad en las rocas de las pirámides.

El sistema rotatorio actualmente es el más utilizado, prácticamente puede decirse que ha desplazado al sistema de percusión. En el transcurso de las últimas décadas, se han fabricado máquinas rotatorias de mayor capacidad y eficiencia. Adaptados para su empleo en la construcción de pozos para captación de agua, con estos equipos se han alcanzado profundidades de 200m con diámetros hasta de 76.2cm (30").

- Barrenos manuales (Hand Auger).

El barrenado de los pozos de diámetro pequeño se efectúa comúnmente con barrenos para tierra accionadas manualmente, aunque en ocasiones se pueden emplear barrenos motorizados para una o dos personas. Se compone de un vástago con un mango en el extremo y una punta con hojas curvas en la parte inferior. Las hojas son fijas pero existen barrenas con hojas intercambiables, que se adaptan a diámetros de 3" a 9". Cuando el barrenado cruza rocas grandes, en lugar de la barrena normal, se emplea una barrena espiral.

Aplicaciones:

Se puede emplear en investigaciones de suelos someros.

Para muestreo de suelos.

Instalación de piezómetros, lisímetros y pozo de monitoreo.

No presenta restricción respecto al material de ademe a usarse.

Limitaciones:

Sólo se usa para profundidades someras.

Incapaz de perforar suelos densos o muy duros.

La inestabilidad de las paredes del pozo dificultan su mantenimiento.

Requiere de una labor manual intensa.

- Perforación con barrena-taladro sólida (Solid-Fligth Auger).

Las barrenas tipo taladro son usadas en secciones múltiples que manifiestan una continuidad en las ondulaciones laterales. La parte inferior está equipada con una cabeza cortante de aproximadamente 5cm de largo y con un diámetro similar al de las secciones superiores. Conforme avanza la sección inferior cortante dentro de la tierra, los fragmentos sueltos del terreno son transportados hacia arriba, por el movimiento de rotación de las ondulaciones laterales.

Toda la barrena es rotada en sentido contrario a las manecillas del reloj, por un equipo que le imprime dicho movimiento desde la superficie; al igual que el impulso descendente, el cual es proporcionado por un empuje hidráulico o por algún otro dispositivo.

Aplicaciones:

Investigaciones someras de suelos.

Muestreo de suelos.

Instalación de pozos de monitoreo en la zona vadosa.

Instalación de pozos de monitoreo en la zona saturada en suelos estables.

Identificación de la profundidad del lecho rocoso.

Es un método rápido y dinámico.

Limitaciones:

Muestreo de suelos inaceptable, a menos que se emplee cuchara o tubos de muestreo.

Los datos proporcionados por una muestra de suelo se encuentran restringidos a áreas y profundidades en donde el suelo sea predominantemente estable.

La capacidad de profundizar disminuye conforme se incrementa el diámetro de perforación.

El diámetro de los pozos está limitado por el diámetro de las ondulaciones laterales de la barrena.

- Perforación con barrena-taladro hueca (Hollow- Stem Auger).

Al igual que el método anterior, el equipo de perforación por taladro con tubería hueca usa una barrena acompañada por ondulaciones laterales con una cabeza cortante en su parte inferior, de igual forma gira y aplica presión hacia abajo, gracias a dispositivos mecánico-neumáticos ubicados en la superficie. Los fragmentos del material cortado, también ascienden a la superficie rodando sobre las ondulaciones continuas de la barrena.

A diferencia del equipo anterior, éste presenta un centro hueco. La barrena al ir descendiendo, actúa como ademe y estabiliza al mismo tiempo el pozo. A través del centro hueco de la barrena se pueden introducir sartas de perforación de diámetro pequeño, así como equipos muestreadores.

Aplicaciones:

Puede emplearse en todo tipo de suelos.

Permite un buen muestreo de suelos empleando cuchara o muestreador de pared delgada.

Muestreo de calidad del agua.

Para la instalación de pozos de monitoreo en toda las formaciones no consolidadas.

Puede servir como ademe temporal para el muestreo de rocas.

Se puede emplear como ademe en formaciones relativamente estables.

Limitaciones:

Dificultad para la preservación y obtención íntegra de muestras en formaciones densas.

No es posible controlar la contaminación a través del espacio anular.

La dimensión de ademe se limita al tamaño del diámetro interior del equipo de perforación.

La arcilla aglomerada en la tubería puede sellar el acuífero que se desea probar.

- Perforación con rotación y aire.

El equipo rotatorio de perforación, que utiliza aire comprimido como fluido de perforación, constituye un avance notable en la industria de la perforación de pozos. En este sistema se hace circular aire a presión por la tubería de perforación, el cual escapa por las aberturas del trépano, subiendo luego por el espacio anular que rodea a la tubería. El aire que se desplaza a gran velocidad dentro del pozo, arrastra a los fragmentos hasta la superficie y expulsa a aquellos que se encuentran atrapados en las fisuras de las rocas.

Aplicaciones:

Perforación rápida en formaciones consolidadas y semiconsolidadas.

Buena calidad y confiabilidad en la obtención de muestras, particularmente si se añaden pequeñas cantidades de agua y surfactante.

Permite la fácil y rápida identificación de los cambios litológicos.

Permite la fácil identificación de las zonas que contienen la mayor cantidad de agua.

Limitaciones:

Requiere de la utilización de ademe en la parte superior del pozo.

Su empleo se restringe a formaciones consolidadas y semiconsolidadas.

El empleo de aire a alta presión puede inhibir la manifestación de pequeñas zonas productoras de agua, así como provocar la penetración de fragmentos de rocas en zonas porosas, provocando contaminación, modificando además las condiciones químicas o biológicas.

- Perforación rotatoria con ademe a percusión.

Este método es una adaptación del anterior, empleando como técnica adicional la introducción en el terreno de un ademe en un movimiento coordinado con la perforación rotatoria normal.

La técnica de penetración del ademe por percusión permite mediante este método la perforación en formaciones no consolidadas. El mecanismo que introduce el ademe se encuentra instalado en una torre o mástil, en la porción superior del dispositivo de perforación rotatoria.

Aplicaciones:

Perforación rápida en materiales no consolidados tales como arenas, arcillas y limos.

Aplicable en la perforación de material aluvial, incluyendo formaciones guijarrosas.

El ademe además de soportar las paredes del pozo, impide la contaminación por acuíferos someros de mala calidad.

Se tiene un buen muestreo en las formaciones perforadas.

El daño provocado en las formaciones por el descenso del ademe es mínimo.

Limitaciones:

Las pequeñas manifestaciones de agua subterránea que comúnmente tienen espesores delgados y presiones bajas, son inhibidas por el empleo del aire a alta presión, por ello es común que no sean identificadas y su volumen pueda ser aprovechado, lo cual en muchas ocasiones representa una pérdida apreciable.

El empleo de aire a altas presiones puede modificar las condiciones biológicas y químicas del terreno.

- Perforación rotatoria con circulación directa.
Este método consiste en oradar un agujero mediante la acción rotatoria de una barrena y la remoción de los fragmentos que se producen se eliminan a través de un fluido que continuamente se hace circular, conforme el trépano penetra en los materiales de la formación. En el sistema rotatorio de circulación directa, el fluido de perforación es bombeado a través de la tubería y expulsado por las boquillas de esta. El lodo, entonces, fluye verticalmente hasta la superficie por espacio anular que se halla alrededor de la tubería. Ya en la superficie del terreno, el fluido se conduce hasta una fosa de sedimentación y de ahí a otra de reserva. De ésta, es de nuevo bombeado al interior del pozo una vez que el contenido de fragmentos se haya sedimentado.

Aplicaciones:

Perforación rápida en arcillas y limos compactados, así como en arenas y gravas.

El equipo de perforación esta ampliamente disponible en el mercado nacional.

Existe una gran variedad de herramientas que permiten perforar a varios diámetros y profundidades.

Permite el muestreo de núcleos de roca consolidada mediante el empleo del dispositivo adecuado.

El empleo de fluidos de perforación, permite la creación de la costra filtrante en las paredes del pozo, misma que es necesaria para los sondeos y registros geofísicos.

No es necesario introducir ademe para sostener las paredes del pozo, dado que éstas son sostenidas por la presión del fluido de perforación.

Limitaciones:

Los fluidos de perforación y sus aditivos influyen en la calidad del agua subterránea.

Los costos de muestreo por un método adicional se incrementan, sobre todo a partir de profundidades mayores a los 45m. La invasión de fluidos de perforación, en zonas permeables, puede reducir su permeabilidad de manera irreversible.

La transportación del equipo requiere en algunos casos de vehículos y grúas especiales, lo cual implica su empleo en terrenos de difícil acceso o de topografía accidentada.

6.1.2 Fluidos y aditivos de perforación.

La tecnología de los fluidos de perforación ha avanzado ampliamente; en el siglo pasado, el agua fue el principal fluido usado en la perforación rotatoria, sumándose a través del tiempo, el empleo de arcillas naturales en unión de agua. En la actualidad los modernos sistemas de lodo son llamados fluidos de perforación debido, sobre todo, por el gran número de aditivos que pueden ser usados para proporcionar propiedades especiales a los fluidos de perforación.

Tipos de fluidos: los fluidos de perforación incluyen los de base agua y aquellos que contienen aire principalmente. Los primeros consisten de una fase líquida que contiene partículas en suspensión (coloide) y arrastra esquistas durante la perforación. La fase coloidal puede oscilar desde menos de 1% hasta 50% del volumen. Los fluidos basados en aire pueden consistir de solamente una fase de aire seco y además pueden contener agua con surfactante para producir espuma.

Las arcillas y los polímeros son los aditivos más usados en los fluidos de base agua y los surfactantes y ocasionalmente arcillas o polímeros en los de base aire, ya que permiten modificar las propiedades físicas y químicas del fluido de acuerdo a los requerimientos necesarios.

Existen muchos más aditivos tales como floculantes, dispersantes, materiales pesados, anticorrosivos, reductores de filtración, lubricantes, bactericidas y materiales para evitar la pérdida de circulación.

La selección del sistema adecuado de fluido de perforación depende principalmente de dos aspectos: la formación o estratigrafía que se espera atravesar y, el equipo disponible. La accesibilidad al sitio de perforación, la disponibilidad del equipo de perforación y agua, el impacto ambiental y la experiencia del perforista juegan un papel muy importante en la selección del método de perforación y del fluido que se emplee.

Los fluidos con base en agua, adicionada con arcillas o polímeros se emplean típicamente en la perforación de formaciones no consolidadas; el aire es usado en rocas consolidadas o semiconsolidadas y, el agua sola en pozos de diámetro grande en equipos de rotación inversa en sedimentos no consolidados, consolidados y combinados.

Las principales propiedades de los fluidos de perforación son: densidad, viscosidad, consistencia gelatinosa, propiedad filtrante y contenido de arena, además de su punto de cambio y capacidad lubricante.

La densidad, viscosidad y contenido de arena se deben evaluar en el sitio de la obra, para tener una base que permita regular el lodo durante la perforación; principalmente para conocer las dos primeras propiedades, el perforista cuenta con dos auxiliares, estos son, una balanza para determinar la densidad del lodo y un embudo Marsh para medir su velocidad. Para la mayoría de las perforaciones, suele ser satisfactorio un fluido con densidad de aproximadamente 1.1kg por litro (9lb por gal.) El tiempo en segundos, requerido para descargar un litro del líquido, se define como la viscosidad por embudo Marsh expresada en segundos. Un buen fluido de perforación, con una densidad de 1.08 kg/l, tiene, según el embudo Marsh una viscosidad correspondiente a un intervalo de 35 a 45 segundos.

El punto de cambio es una medida de la cantidad de presión que se necesita para que una partícula pueda fluir al iniciarse el bombeo. La consistencia gelatinosa es una medida de la capacidad del fluido de perforación para mantener en suspensión las partículas arrancadas en la perforación. En general, estas propiedades son raramente controladas debido a que su manejo requiere de la adición de aditivos que pueden impactar la calidad del agua.

Función de los fluidos: la función de los fluidos pueden ser varias, dependiendo de las condiciones físicas y químicas que se encuentren en la perforación de los pozos.

1) Remover las esquilas del fondo del pozo; uno de los propósitos fundamentales es remover las esquilas del fondo del pozo durante la perforación. Una remoción ineficiente de

los cortes puede reducir el intervalo de perforación y la vida útil de la barrena, afectar las propiedades físicas del fluido e incrementar la energía necesaria para recircular el fluido.

2) Proteger y estabilizar las paredes del pozo; el fluido de perforación retiene las paredes del pozo y evita su socavamiento, mediante la presión que ejerce sobre las paredes del mismo. En la práctica, el perforista se basa en su experiencia para preparar el fluido.

3) Enfriar y limpiar la barrena de perforación; el enfriamiento y limpieza de la barrena se efectúan mediante los chorros de fluido que son dirigidos a velocidad relativamente alta hacia las caras cortantes y el cuerpo de la barrena, por consiguiente se da un aumento de la vida útil de la barrena y una disminución de los gastos de mantenimiento.

4) Sellar las paredes del pozo; todos los sistemas de fluidos de perforación deben estar capacitados para controlar las pérdidas de fluidos en formaciones altamente permeables, creando para ello una costra filtrante de arcilla o una película de polímeros sobre las paredes del pozo.

5) Mantener los cortes y fragmentos de la formación en suspensión; la capacidad de un fluido para mantener las partículas en suspensión crece rápidamente conforme la velocidad y la viscosidad de éste aumentan. Una vez en la superficie dichas partículas deberán ser separadas en la fosa de sedimentación.

6) Facilita la obtención de información del subsuelo; los sistemas de fluidos de perforación facilitan la obtención de cortes representativos de las formaciones perforadas, mismas que permiten "calibrar" la interpretación de los registros geofísicos del pozo.

Aditivos de perforación: existe una gran cantidad de aditivos que pueden ser adicionados al agua o al aire, y que se emplean con un fin específico en la perforación, dicha diversidad se empezó a desarrollar a partir de 1940, conforme las crecientes necesidades de la industria petrolera. En la perforación de pozos productores de agua, la gama de aditivos es mucho más reducida que en la industria del petróleo.

6.1.3 Propuesta de construcción de los pozos de absorción.

Basado en el proyecto del sistema de alcantarillado pluvial de una nave industrial propuesta en este trabajo, en la cual no se contempla una red de tuberías para la conducción del agua de lluvia, si no el uso de pendientes en los trabajos de terracerías para los patios de servicios y maniobras para canalizar directamente a los pozos de absorción el agua de lluvia y de acuerdo a que se infiltre al subsuelo la mayor cantidad de agua, se llevará a cabo la construcción de tres pozos de absorción con las características y procedimientos de construcción que a continuación se describen, esto en función de los estudios realizados de la zona:

1. Se iniciará la perforación del pozo con equipo de percusión con martillo y barrena de 12" de diámetro desde 0 a 30 m. Donde se empleará agua limpia para la lubricación del equipo de perforación, se obtendrán muestras de la formación del terreno a cada 3 m; se considera una perforación de 30 m de profundidad y una caja de llegada con un estimado

de 4 m, resultando finalmente un pozo de 26 m (Fig. 5.5). Durante este proceso de perforación es importante vigilar la verticalidad de la misma, ya que con frecuencia se pierde dicha verticalidad debido a que la sarta de perforación no es tan rígida como pudiera pensarse, por lo que se deberán efectuar comprobaciones periódicas con una plomada o nivel de carpintero usados a lo largo del tubo en dos posiciones, aproximadamente en ángulos rectos uno con respecto al otro, para asegurar que se esta perforando en pozo recto y vertical. Posteriormente a ésta actividad se corre un registro eléctrico que nos permite definir las condiciones de permeabilidad del subsuelo a través de las muestras litológicas obtenidas directamente de la perforación y de la resistividad eléctrica de las mismas.

2. Se realizará la ampliación de la perforación de 12" a 18" ó 22" de diámetro según la dureza del terreno de 0 a 30 m (Fig. 5.5).

3. Ampliación de la perforación a 26" de diámetro para la instalación de la tubería de contra-ademe, desde la superficie del terreno hasta los 14 m de profundidad (Fig. 5.5).

4. Se efectuará una primera prueba de permeabilidad en el pozo perforado mediante la inyección de agua y toma de registros.

5. Instalación de la tubería de contra-ademe lisa de 20" de diámetro (Fig. 5.5), uniendo los tramos biselados con soldadura eléctrica 70-18 con doble cordón. Cada tramo debe alinearse, nivelarse y colocarse a tope con los adyacentes, a fin de asegurar la verticalidad del entubado. La tubería debe entrar holgadamente en el agujero.

6. Colocación de un sello sanitario, en el espacio anular entre la perforación de 26" y la tubería de contra-ademe, previniendo así el ingreso de agua superficial contaminada a través del espacio anular. Dicho sello será un mortero a base de cemento-arena-agua, durante las 24 horas siguientes (tiempo de fraguado del cemento) no se realiza ninguna maniobra de perforación (Fig. 5.5).

7. Instalación de tubería de ademe de acero lisa y ranurada, uniendo tramos biselados en los extremos eléctricamente con soldadura 70-18 colocando tapón de concreto de 1 m. en el fondo del primer tramo de tubería que se hinque para evitar que el agua filtrada invada mantos profundos.

8. Colocación del filtro de grava de río lavada y cribada previamente, en el espacio anular entre al ademe y contra-ademe y las paredes de la perforación, para mantener la verticalidad y la posición rígida de la tubería. Este filtro de grava se descarga en el espacio anular en carretillas de 100 litros llevando un control del volumen introducido.

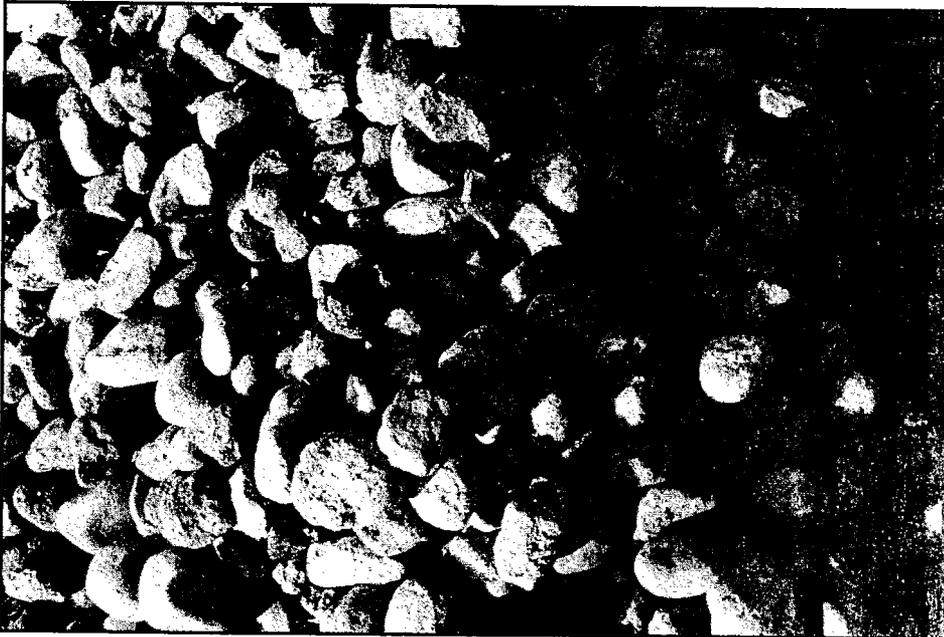
9. Prueba de permeabilidad con inyección de agua y toma de registros para determinar la capacidad de absorción del pozo ademado y engravado.

10. Terminación del pozo mediante la colocación de tubería ranurada sobre la superficie de la losa del fondo de la caja receptora y al nivel de la descarga del colector y trampa de grasas de 3 m. de profundidad.

6.2 Materiales de construcción.

El filtro granular es siempre de origen natural y sus gránulos deben ser los más redondeados que sea posible, características que se obtienen en los sedimentos clásticos. En los materiales piroclásticos, los gránulos son de formas angulosas, que resultan más propensos al empacamiento y, la correspondiente disminución de su porosidad. Esta condición desfavorable es extensiva al material triturado, por lo que nunca se deben utilizar como filtro granular en un pozo.

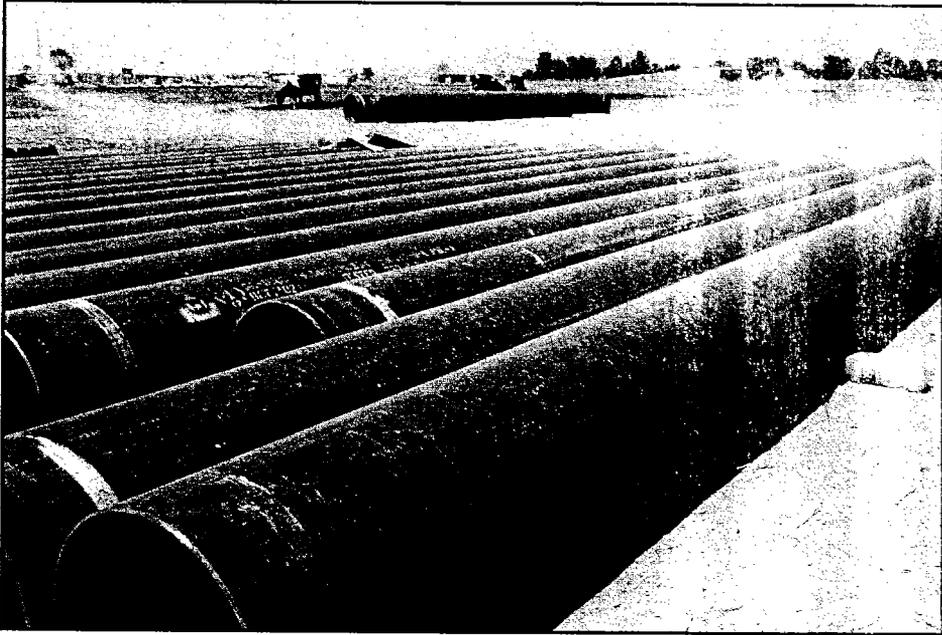
Por lo antes expuesto, y por información recabada de la empresa dedicada a la construcción de pozos de absorción, Mecánica Hidráulica de Precisión S. A. de C. V., se determina el uso de un filtro de grava de río lavada y cribada de $\frac{1}{4}$ " a $\frac{1}{2}$ " para su colocación en el espacio anular de la perforación y la tubería de ademe. De acuerdo a la clasificación de suelos en base en el sistema SUCS, dentro de suelos gruesos se clasifican como grava cuando más del 50% de las partículas de la fracción gruesa tienen tamaño mayor que 4.75 mm (malla No. 4).



Para los ademes se determinó el uso de tubería de acero, debido al tipo de suelo encontrado y descrito en el estudio de mecánica de suelos y, al corte litológico detallado que se describió con los trabajos de la perforación del pozo piloto donde se reconoce un suelo con arcillas blandas y colapsable, por lo que el ademe estará sujeto a esfuerzos de tensión y flexión al momento de su colocación.

La tubería de acero será lisa y ranurada de una sola costura longitudinal con bisel grado "B" de 12" de diámetro y $\frac{1}{4}$ " de espesor para el ademe y, de 20" de diámetro y $\frac{1}{4}$ " de espesor para la tubería de contra-ademe, uniéndolas con doble cordón de soldadura 70-18.





El tapón al final de la tubería, es decir, en el fondo del pozo será de concreto (Fig. 5.5). Para la construcción de los muros del tanque de tormenta se utilizara concreto armado con acero $f_y = 4200 \text{ kg./cm}^2$ y concreto $f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$. Para el diseño estructural del tanque deberán tomarse en consideración las cargas a las que estará sujeto y los volúmenes que deberá alojar.

6.3 Recomendaciones.

1. Prohibir las descargas de aguas residuales hacia los pozos de absorción.
2. Realizar un estudio topográfico completo para definir las áreas de aportación y las pendientes implicadas, estos datos son imprescindibles para la obtención de gastos de aportación a los pozos.
3. Las obras a realizar deberán ubicarse preferentemente en zonas donde no haya movimiento de transporte pesado.
4. Para determinar el diseño de los pozos y las dimensiones de las obras periféricas, es necesario conocer la permeabilidad de la zona, por lo que será necesario realizar pruebas de bombeo tanto en pozos ya construidos como en los pozos que se estén

construyendo durante la perforación, con el fin de complementar la información requerida para la mejora de diseños y funcionamiento de las obras.

5. Es necesario realizar desazolves y desinfecciones periódicas en los pozos para eliminar parte de la colmatación orgánica existente en el área así como pruebas de bombeo para remover la oclusión en los espacios porosos de la roca.
6. De igual manera, llevar a cabo una limpieza constante en las rejillas ubicadas dentro y fuera del tanque de tormenta, así como en las cámaras de los mismos, principalmente en donde se aloje el pozo de absorción.
7. Es importante realizar perforaciones exploratorias de 2" ó 3" de diámetro con sus respectivos registros eléctricos que permitan definir las condiciones de permeabilidad, a una profundidad mínima del nivel estático en la zona cercana donde se pretenda ubicar cada uno de los pozos para estar seguros que la ubicación es la correcta.

Conclusiones.

El crecimiento de las áreas urbanas, específicamente la zona metropolitana de la Ciudad de México, ha provocado que las áreas de infiltración de agua pluvial se reduzcan debido a las crecientes demandas de servicios que la población requiere; servicios como la pavimentación y construcción de casas habitacionales han aumentado las áreas impermeables para la infiltración natural de las aguas pluviales. Por otro lado esto origina problemas para la conducción y desalojo de las aguas de lluvia fuera de dichas áreas urbanas, así como una falta de recarga para los acuíferos, en especial en cuencas cerradas como la Ciudad de México en donde se provocan hundimientos generalizados.

La infiltración de las aguas de lluvia al subsuelo en predios y edificaciones, además de ser una exigencia normativa en predios de más de 1000 m², es más económica que el desalojo fuera del predio, tomando en cuenta el costo del tanque de tormenta. Para infiltrar el agua de lluvia al subsuelo se deben hacer las exploraciones necesarias, principalmente a través de pozos para conocer la estratigrafía de la zona y estar en condiciones de realizar las pruebas de infiltración.

Aunque existen en México lugares que cuentan con sistemas de drenaje basados en pozos de absorción no existe estadística de su funcionamiento, así como también la literatura que maneje este tipo de obras hidráulicas es muy escasa, por lo que es de vital importancia llevar una bitácora de obra en cada uno de los pozos perforados que sirva de referencia para futuras construcciones.

El mantenimiento de pozos de recarga es necesario para garantizar el buen funcionamiento de los mismos, ya que cuando se realiza la inyección de agua al subsuelo, el principal problema que se encuentra en la operación de los pozos es la colmatación o taponamiento por crecimiento de materia orgánica y en menor proporción por la acumulación de sedimentos finos. Así que, un mantenimiento anual antes de la temporada de lluvias es lo más conveniente.

De estudios geofísicos realizados en la periferia del predio, se determinó que en términos generales, el subsuelo en la zona del predio es adecuado para emplazar sobre él los pozos de absorción, por lo que éstos se ubicaron en los sitios más convenientes de acuerdo a la distribución de la nave industrial y considerando los trabajos de terracerías necesarios para dar las pendientes hacia la ubicación de los pozos. Para el análisis de la determinación de la factibilidad de los pozos de absorción, se recurrió a los trabajos realizados en: Conjunto Urbano La Guadalupeana, del Grupo PROFUSA S. A. de C. V. y Los Héroes Ecatepec Sección V, de Desarrollos Inmobiliarios SADASI, S. A. de C. V. tanto en Mecánica de Suelos como en los trabajos de los estudios geofísicos.

Cabe mencionar que de acuerdo a estudios realizados por diferentes empresas particulares, entre ellas Lesser y Asociados S. A. de C. V. las zonas

más factibles para la recarga con agua pluvial en la cuenca del Valle de México, ya sea con pozos de absorción, presas y/o incrementando la reforestación de las zonas altas, corresponden a las zonas de la Sierra de Chichinautzin, al Sur de la Ciudad de México donde las rocas presentan alta permeabilidad; el Oriente de Texcoco, en las estribaciones de la Sierra Nevada, debido a la baja concentración de asentamiento humanos por lo que la calidad del agua de los escurrimientos superficiales es adecuada para la infiltración; así también menciona lugares en donde la mala calidad del agua dificultan su utilización para la recarga al subsuelo, debido a que su tratamiento aumentaría el costo de la recarga como lo es la zona Poniente de la Ciudad de México.

Bibliografía.

1. Diseño de acueductos y alcantarillados.
Ricardo Alfredo López Cualla.
Edit. Alfaomega.
Colombia, 1999.
2. Técnicas y análisis de costos de pozos profundos y aguas subterráneas.
Vicente Vargas Alcántara.
Edit. Limusa México 1976.
3. Manual de pozos pequeños.
Ulric P. Gibson – Rexford D. Singer.
Edit. Limusa- Noriega
México 1986.
4. Ingeniería sanitaria: redes de alcantarillado y bombeo de aguas residuales.
Metcalf y Eddy, Inc.
Edit. Labor, S. A.
España 1985.
5. Hidrología en la ingeniería.
Germán Monsalve Sáenz.
Edit. Alfaomega.
Colombia 1999.
6. Comisión Nacional del Agua.
Manual de diseño de agua potable, alcantarillado y saneamiento.
Libro II. "Alcantarillado pluvial"
Libro III. "Rehabilitación de pozos"

más factibles para la recarga con agua pluvial en la cuenca del Valle de México, ya sea con pozos de absorción, presas y/o incrementando la reforestación de las zonas altas, corresponden a las zonas de la Sierra de Chichinautzin, al Sur de la Ciudad de México donde las rocas presentan alta permeabilidad; el Oriente de Texcoco, en las estribaciones de la Sierra Nevada, debido a la baja concentración de asentamiento humanos por lo que la calidad del agua de los escurrimientos superficiales es adecuada para la infiltración; así también menciona lugares en donde la mala calidad del agua dificultan su utilización para la recarga al subsuelo, debido a que su tratamiento aumentaría el costo de la recarga como lo es la zona Poniente de la Ciudad de México.

Bibliografía.

1. Diseño de acueductos y alcantarillados.
Ricardo Alfredo López Cualla.
Edit. Alfaomega.
Colombia, 1999.
2. Técnicas y análisis de costos de pozos profundos y aguas subterráneas.
Vicente Vargas Alcántara.
Edit. Limusa México 1976.
3. Manual de pozos pequeños.
Ulric P. Gibson – Rexford D. Singer.
Edit. Limusa- Noriega
México 1986.
4. Ingeniería sanitaria: redes de alcantarillado y bombeo de aguas residuales.
Metcalf y Eddy, Inc.
Edit. Labor, S. A.
España 1985.
5. Hidrología en la ingeniería.
Germán Monsalve Sáenz.
Edit. Alfaomega.
Colombia 1999.
6. Comisión Nacional del Agua.
Manual de diseño de agua potable, alcantarillado y saneamiento.
Libro II. "Alcantarillado pluvial"
Libro III. "Rehabilitación de pozos"

Libro V. "Prospección geoeléctrica y registros geofísicos de pozos"
México 2000.

7. Boletín hidrológico No.51

C.N.A Comisión Regional de Aguas del Valle de México 1998

8. Lineamientos y recomendaciones para la revisión y supervisión de obra de proyectos para abastecimiento de agua potable y drenaje en edificaciones del Distrito Federal.

México, DEMM Consultores, S. A. de C. V.

Diciembre 1992.

9. Elaboración de un manual para el diseño y construcción de pozos de absorción ubicados en el Distrito Federal.

México, DITAPSA Consultores, S. A de C. V.

Octubre 1995.

10. El Valle de México: consideraciones preliminares sobre los riesgos geológicos y análisis hidrogeológico de la cuenca de Chalco, 1992.

S. Bellía, G. Cusimono, T. González M., R. Rodríguez C.

11. Ley Federal de Derechos en Materia de Agua, Enero 2003.

México, Comisión Nacional del Agua.

ANEXOS

- INFORMACIÓN CLIMATOLÓGICA
(SERVICIO METEOROLÓGICO NACIONAL)
- PROFUNDIDADES DEL NIVEL ESTÁTICO
(GERENCIA REGIONAL DE AGUAS DEL VALLE DE MÉXICO, C.N.A.)
- FOTOGRAFICO

Tabla A-1

PRECIPITACION													
ESTACION: KM 27+250		CLAVE: 15-041										Hoja 1/2	
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	P.T.A (mm)
1961	17.80		0.70	21.80	14.90	129.40	112.70	63.50	48.70	27.20	6.40	0.00	443.10
1962	0.00	0.00	0.10	26.60	9.10	73.80	90.30	132.70	151.00	45.60	1.00	2.90	533.10
1963	0.00	5.50	45.60	10.10	58.60	141.20	134.80	142.80	158.10	60.60	29.60	7.10	794.00
1964	42.10	0.00	6.70	17.20	128.20	126.40	123.40	67.80	98.10	14.30	15.20	18.90	658.30
1965		20.50	9.00	19.20	38.00	80.70	139.40	165.00	132.40	41.00	7.70	4.20	657.10
1966	6.50	1.50	64.40	28.10	21.20	80.70	195.00	73.10	62.80	59.10	0.00	4.40	596.80
1967	52.50	0.00	11.00	6.50	120.00	65.00	100.90	107.90	167.60	36.60	0.30	1.70	670.00
1968	3.30	11.40	1.80	52.40	53.70	131.50	104.20	50.90	187.30	46.20	10.40	19.30	672.40
1969	11.50	2.20	9.40	27.50	7.70	38.00	61.30	205.10	53.80	22.30	1.20	0.00	440.00
1970	1.80	6.00	1.00	12.50	57.40	85.60	109.50	166.80	104.60	21.90		0.00	567.10
1971	0.10	0.00	83.90	4.30	31.40	164.70	102.80	171.30	132.00	63.50	6.40	3.10	763.50
1972	0.00	2.60	20.30	13.60	69.80	86.50	146.80	36.80	125.00	32.10	22.30	1.40	557.20
1973	0.20	11.40	2.70	30.00	14.10	126.70	159.30	201.10	70.40	47.70	10.20	10.80	684.60
1974	1.20	4.00	14.20	13.20	69.30	153.50	133.80	98.90	90.40	28.00	6.90		613.40
1975	31.80	20.80	6.40	0.20	126.50	176.50	137.60	84.20	103.00	11.90	2.40	0.00	701.30
1976	0.00	8.60	20.50	22.30	52.00	58.80	223.00	111.50	94.20	94.20	7.10	18.50	710.70
1977	11.30	2.50	0.00	22.60	82.30	84.20	141.80	99.50	94.30	57.70	7.40	4.40	608.00
1978	7.10	9.10	38.70	5.10	11.30	179.20	105.30	95.50	138.50	79.90	28.70		698.40
1979	0.00	39.90	9.60	43.90	49.90	80.90	129.80	108.20	118.20	10.00	3.70	21.40	615.50
1980	31.90	4.50	4.00	43.80	48.10	40.70	49.30	113.50	154.50	43.30	26.30		559.90
1981	25.70	5.10	11.50	91.20	29.40	108.70	83.00	131.10	43.70	125.70	1.50	0.10	656.70
1982	0.00	4.10	8.70	25.20	93.30	64.10	89.20	69.70	18.80	66.60		4.50	444.20
1983	28.50	2.00	5.20	0.00	24.80	105.80	117.80	85.60	73.90	36.50	6.90	6.60	493.60
1984	11.40	24.50	2.80	0.80	14.00	85.30	222.90	84.10	126.80	33.60	4.40	0.00	610.60

PRECIPITACION

ESTACION: KM 27+250

CLAVE: 15-041

Hoja 2/2

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	P.T.A (mm)
1985	4.50	0.80	33.70	34.10	59.30	165.50	99.20	50.70	57.20	19.60	20.60	0.60	545.80
1986	0.00	0.40	0.00	34.60	43.20	219.40	86.90	145.70	86.90	74.90	17.90	0.00	709.90
1987	0.00	1.80	10.30	3.20	55.60	117.90	163.80	96.30	9.30	0.00	10.40	0.00	468.60
1988	2.00	6.90	44.10	33.60	56.10	62.50	120.20	103.20	66.20	40.20	17.00	0.00	552.00
1989	3.10	0.00	5.00	16.00	49.30	130.70	64.40	159.30	83.00	16.70	0.00	20.00	547.50
1990	5.90	12.20	3.70	32.00	46.50	149.50	164.30	144.30	72.90	105.00			736.30
1991	2.00	0.00	4.30	11.50		148.00	207.40	56.70	146.30	79.40	19.30		674.90
1992	31.20	30.00	2.40	11.40	86.50	39.30	42.40		110.50	42.70	113.60		510.00
1993	14.60		0.20	0.00	15.60	67.20	66.10	67.70	91.20	12.80	0.50		335.90
1994	21.40	0.00	1.50	18.50	62.00	37.70	170.90	111.10	88.50	56.60	2.60		569.80
1995	0.00	0.00	8.80	13.10	23.90	79.80	64.80	175.70	69.80	54.10	26.20	6.50	522.70
1996	0.00	0.00	0.30	26.40	40.00	39.70	101.70	97.90	98.20	42.00	0.00	1.00	447.20
1997	0.00	0.00	44.50	46.30	59.60	137.00	103.30	76.80	22.20	25.60	0.00	3.70	519.00
1998	14.90	0.00	0.00	0.00	0.00	71.80	44.90	95.10	189.80	56.80	0.00	0.00	473.30
PROMEDIO	10.39	6.62	14.13	21.55	49.26	103.52	118.79	109.38	98.42	45.55	12.40	5.37	604.39

Tabla A-II

PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS

ESTACION: KM 27+250

CLAVE: 15-041

Hoja 1/2

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	MAX. (mm)
1961	8.70		0.70	11.30	7.70	21.80	23.60	19.50	12.90	11.40	6.00	0.00	23.60
1962	0.00	0.00	0.10	10.00	5.60	17.50	29.50	43.10	45.50	13.90	1.00	1.60	45.50
1963	0.00	5.50	19.00	6.40	16.10	42.00	19.00	20.60	37.80	26.50	18.80	7.10	42.00
1964	17.50	0.00	5.00	6.00	30.80	29.20	30.50	22.90	26.00	10.40	9.40	7.50	30.80
1965		20.50	5.50	7.50	12.50	21.20	40.60	20.20	39.10	11.00	308.00	2.00	40.60
1966	4.10	1.50	23.40	12.60	7.00	26.50	38.50	23.50	18.00	38.00	0.00	4.90	38.50
1967	41.00	0.00	5.50	2.00	50.00	16.30	12.30	29.00	34.00	16.00	0.30	1.50	41.00
1968	3.30	7.00	1.80	6.00	15.10	26.40	28.10	20.60	69.00	15.50	5.20	6.00	69.00
1969	2.60	1.20	7.10	17.00	3.10	23.10	12.00	31.50	23.10	8.00	1.00	0.00	31.50
1970	1.40	4.50	1.00	11.50	29.50	16.60	28.00	38.50	20.00	12.10		0.00	38.50
1971	0.10	0.00	48.40	3.50	6.60	28.10	19.10	45.50	27.20	22.10	6.60	2.90	48.40
1972	0.00	2.30	13.60	6.60	33.60	27.50	22.20	14.10	29.90	17.20	12.00	0.70	33.60
1973	0.20	7.80	2.70	14.60	4.20	43.70	28.80	36.20	36.00	17.50	8.10	0.40	43.70
1974	1.10	2.20	6.70	11.00	36.90	20.70	33.30	25.50	30.40	24.10	3.30		36.90
1975	20.20	14.50	2.30	0.20	52.60	55.10	29.50	21.30	30.20	5.30	2.40	0.00	55.10
1976	0.00	5.80	13.00	9.20	16.90	33.50	51.80	18.20	24.30	22.00	6.70	12.00	51.80
1977	8.20	1.40	0.00	12.00	16.50	25.80	30.30	35.70	34.00	18.80	3.20	2.40	35.70
1978	7.10	8.00	29.10	2.50	3.40	20.40	13.50	33.60	24.90	16.00	12.30	13.10	33.60
1979	0.00	22.60	7.10	10.50	21.00	19.00	26.20	27.00	32.00	10.00	3.70	7.50	32.00
1980	11.50	3.00	4.00	20.00	20.00	17.40	14.50	35.90	31.60	23.60	20.00		35.90
1981	25.00	4.50	5.40	52.40	8.90	16.30	21.80	35.00	20.00	33.20	1.50	0.10	52.40
1982	0.00	3.10	4.20	8.90	18.20	31.40	27.90	20.30	10.40	24.00		3.10	31.40

PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS

ESTACION: KM 27+250

CLAVE: 15-041

Hoja 2/2

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	MAX (mm)
1983	22.80	1.80	5.20	0.00	17.00	42.20	17.20	20.00	19.30	19.50	3.30	5.30	42.20
1984	6.30	9.20	2.80	0.80	4.70	11.90	33.00	20.80	18.80	14.30	3.80	0.00	33.00
1985	4.50	0.80	30.10	8.50	25.60	28.60	22.50	12.20	21.10	14.50	14.00	0.50	30.10
1986	0.00	0.40	0.00	18.50	14.50	49.10	14.10	25.60	50.80	41.00	14.00	0.00	50.80
1990	5.40	5.60	2.50	7.10	17.80	28.40	32.00	38.80	15.70				38.80
1991													
1992													
1993													
1994	18.00	0.00	1.50	6.90	23.30	11.00	67.00	1.70	14.50	21.30	2.60		67.00
1995			4.90	6.50	13.20	39.80	11.80	40.00	51.60	16.80	19.60	6.50	51.60
1996	0.00	0.00	0.30	8.40	16.50	23.30	29.00	35.00	33.00	29.00	0.00	1.00	35.00
1997	0.00	0.00	17.20	14.00	12.50	36.00	35.00	18.00	5.50	18.30	0.00	3.70	36.00
1998	14.50	0.00	0.00	0.00	0.00	2.60	17.50	17.50	28.50	19.00	0.00	0.00	28.50
PROMEDIO	6.89	4.05	8.89	9.69	18.45	26.81	26.31	27.11	28.47	19.30	15.34	2.94	40.76

Tabla A-III

EVAPORACION

ESTACION: KM 27+250

CLAVE: 15-041

Hoja 1/2

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	E.T.A.(mm)
1961													
1962	171.43	166.82	199.36	250.61	201.46	151.76	156.39	212.53	136.98	135.61	148.07	133.23	922.81
1963	100.80	164.41	197.50	219.88	199.63	151.26	151.45	130.33	119.80	94.74	107.49	97.66	1822.16
1964	108.97	155.50	217.53	209.10	230.40	187.37	153.95	162.38	125.91	127.80	100.82	98.20	1800.04
1965	125.01	150.13	169.20	197.79	232.18	214.78	163.83	134.52	136.47	114.74	117.23	101.86	1867.64
1966	104.81	127.59	198.81	224.01	222.92	190.82	157.48	140.76	142.75	105.08	77.44	102.74	1821.69
1967	117.94	141.75	237.76	178.49	221.91	190.89	148.31	148.23	114.28	124.34	114.50	123.64	1851.43
1968	117.11	154.44	209.55	231.67	255.64	252.87	176.92	150.48	134.42	125.88	122.35	103.22	1873.40
1969								135.15	131.74	146.82	124.57	119.85	2056.33
1970													0.00
1971	145.57	170.28	194.83	229.70	241.89	171.33	156.70	162.08	127.90	123.55	102.27	108.89	1934.99
1972	117.97	162.07	186.65	230.94	188.35	160.98	150.43	143.86	138.63	125.27	108.85	109.55	1823.55
1973	140.23	165.14	235.06	228.03	194.46	147.22	135.20	121.58	125.29	121.72	112.92	98.63	1825.48
1974	122.95	140.96	180.76	193.97	204.64	147.81	144.97	144.17	134.57	126.31	108.21	114.16	1763.48
1975	97.60	140.08	211.88	244.39	173.29	143.48	130.39	121.57	106.07	120.75	121.95	118.49	1729.94
1976	118.66	139.45	198.62	165.88	177.96	185.73	133.17	119.76	129.13	104.47	88.40	88.71	1649.94
1977	115.58	128.67	206.96	167.33	197.00	167.57	151.68	153.87	121.01	122.40	95.34	97.54	1724.95
1978	116.12	123.54	197.61	219.61	231.25	140.84	145.34	116.78	144.01	92.30	96.75	91.71	1715.86
1979	116.31	114.36	195.50	182.58	195.22	169.61	154.46	120.09	111.91	155.08	112.19	88.64	1715.95
1980	106.92	147.68	230.68	175.53	181.80	180.66	158.61	132.43	113.09	121.44	97.04	98.84	1744.72
1981	105.70	122.90	164.20	206.70	174.10	125.50	144.50	146.30	126.30	128.20	119.90	111.80	1672.10
1982	130.70	123.60	183.20	227.70	164.00	199.00	132.60	142.10	153.60	138.80	116.80	110.40	1826.50
1983	112.10	162.10	254.90	275.10	234.90	237.50	162.20	148.90	118.10	131.80	106.60	109.00	2053.20
1984	110.30	134.90	187.60	213.80	188.70	150.60	168.80	112.00	91.00	125.40	127.30	102.30	1712.70

EVAPORACION

ESTACION: KM 27+250

CLAVE: 15-041

Hoja 2/2

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	E.T.A.(mm)
1985	110.80	134.40	198.70	154.30	203.30	164.10	134.00	141.10	150.40	134.20	123.60	120.40	1769.30
1986	119.40	164.70	217.30	203.10	197.10	168.20	148.30	151.90	146.00	127.10	14.70	118.10	1775.90
1988	130.60	131.10	164.30	166.60	210.40	157.40	130.80	137.60	131.10	138.80	153.40	121.20	1773.30
1989	135.20	111.30	181.30	200.10	202.20	119.30	87.50			122.20	128.50	80.90	1368.50
1990	150.70	122.40	93.90	148.50	147.10	168.30	143.30	138.60	121.00	120.60			1354.40
1991	137.70	114.60	160.00	141.20		196.50	124.30	160.50	162.10	157.60	151.10		1505.60
1992				142.20					163.60	160.10	143.20		609.10
1993	140.10		155.30	150.70	156.80	130.70	159.30	138.00	150.40	152.00	150.70		1484.00
1994	150.70	139.10	155.90	147.00	162.10	147.90	202.30	139.30	152.20	146.70	151.10		1694.30
1995													0.00
1996						146.60	120.10	138.60	124.90	139.30	150.80	155.90	976.20
1997	154.30	140.80	129.60	136.10	114.40	124.80	130.80	129.70	130.90	144.70	160.10	153.30	1649.50
1998	145.00	139.50	156.20	143.50	152.00	124.70	137.70	137.10	103.10	121.30	150.20	155.80	1666.10
PROMEDIO	125.53	141.60	190.16	194.85	195.04	165.78	145.77	141.04	131.26	129.69	118.11	111.54	1537.18

Comisión Nacional del Agua.

Gerencia Regional de Aguas del Valle de México.

Datos de profundidad del nivel estático en el lapso comprendido entre 1974-2000, de cinco pozos ubicados en la periferia de la zona de estudio.

CLAVE DE POZOS (PROF. EN METROS)					
AÑO	E602	E598	BT63	BU73	DU32
1974		12.96			23.99
1975	12.60	13.54	13.20	17.10	24.65
1976	11.76	14.66	14.16	16.79	24.38
1977	13.14				
1978	15.70	15.79	16.36	20.45	27.12
1979	19.01	19.43	20.61	22.55	27.71
1980	19.29	21.25	21.74	24.27	31.01
1981	20.91	22.55	23.55	26.04	32.76
1982	22.51	24.70	25.11	27.64	34.45
1983	24.83	26.82	26.31	29.17	35.92
1984		27.94	28.29	31.00	37.64
1985	27.58	29.60	30.37	33.08	39.74
1986	30.10	32.06	31.84	33.62	40.97
1987	29.63	32.30	32.60	35.15	41.80
1988	31.71	34.37	34.34	37.12	44.02
1989		36.65	39.50	38.26	
1990	34.43	37.84	40.09	40.90	50.10
1991	39.68	39.98	41.48	42.90	
1992	35.01	41.64	44.57		
1993	36.27	43.65	45.08	44.36	
1994	42.40	46.00	48.07	48.43	
1995		47.66	50.29		
1996	44.93	49.21			
1997		50.25	51.64	52.86	
1998	44.37		45.52	52.31	
1999					
2000	52.16		56.85	57.58	

Clave de pozo: E602

Tepexpán Norte "El Calvario", carretera Lechería-Texcoco Km. 29+500
Municipio: Calvario de Acolman, Edo. De México.

Clave de pozo: E598

Barrio del charco camino a las bombas, Pueblo Santa María Chiconautla
Municipio: Ecatepec de Morelos, Edo. De México.

Clave de pozo: BT63

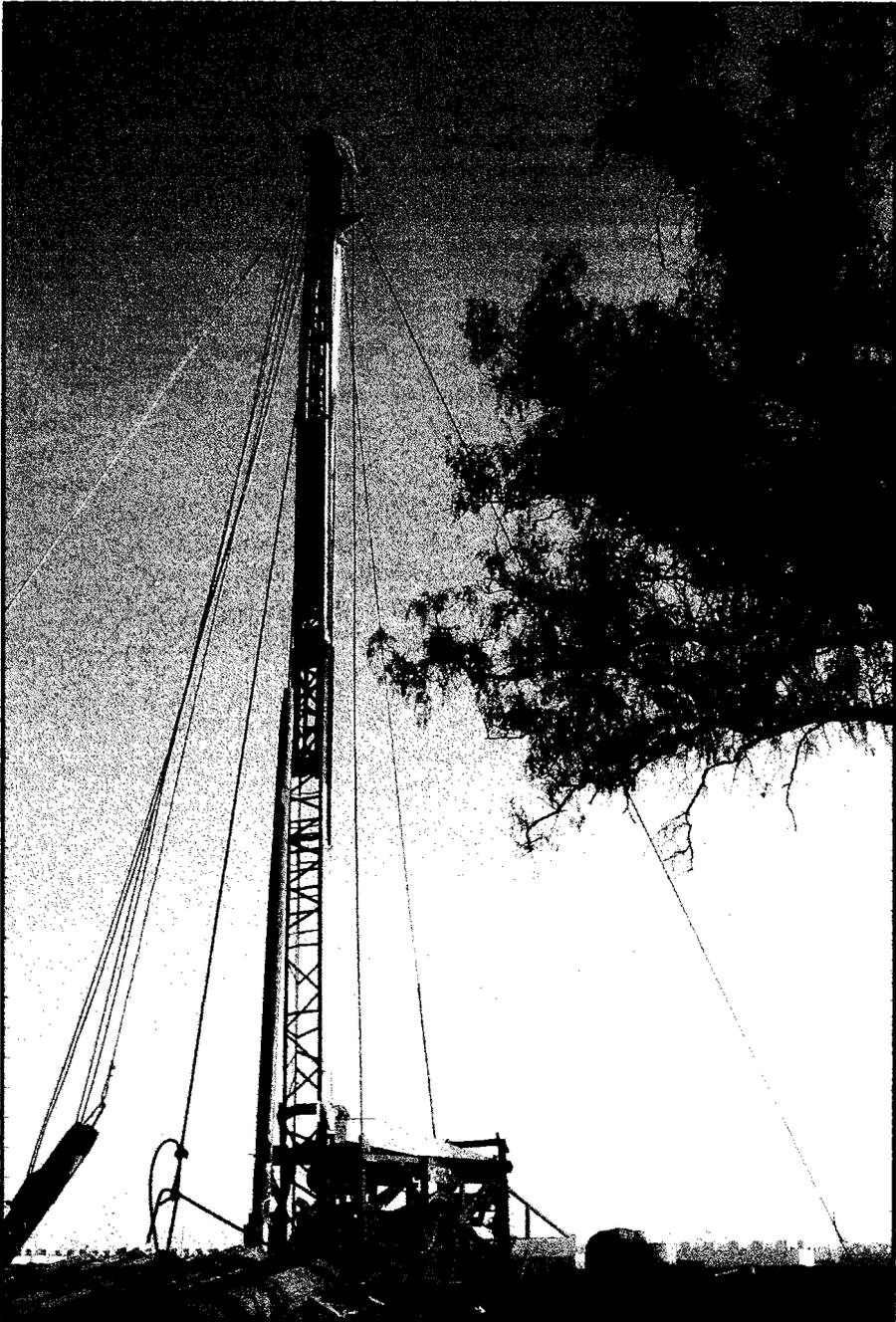
Camino la Venta Ojo de Agua, pueblo Santo Tomas Chiconautla
Municipio: Ecatepec de Morelos, Edo. De México.

Clave de pozo: DU32

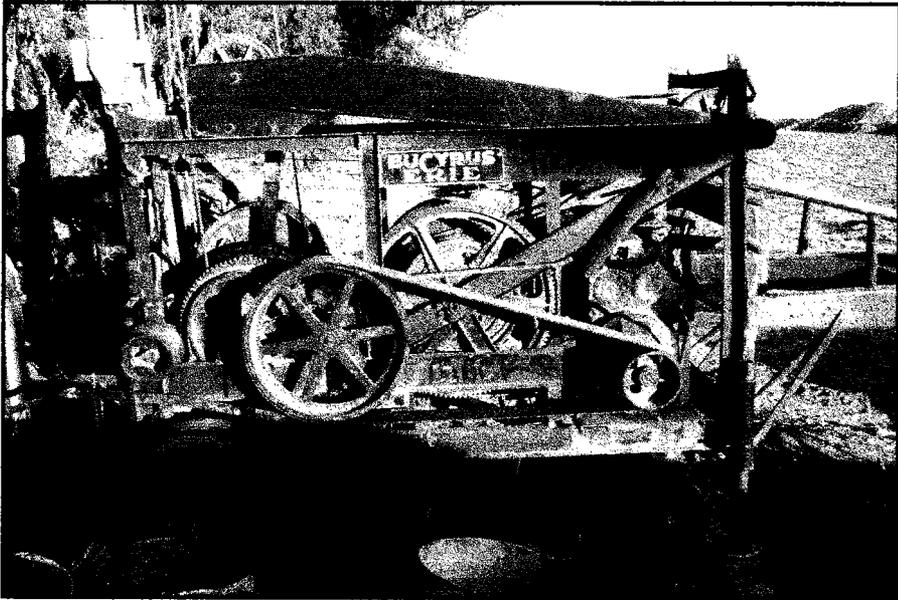
Camino la Venta- Ojo de Agua, Pueblo Ojo de Agua
Municipio: Ecatepec de Morelos, Edo. De México.

Clave de pozo: BU73

Sistema Chiconautla, Camino la Venta-Ojo de Agua
Municipio: Ecatepec de Morelos, Edo. De México.



Máquina de perforación BUCYRUS-ERIE de tipo percusión, llegando a perforar hasta 250 m



Vista general del diseño sencillo de la maquinaria de perforación anterior, en la cual se aprecian las dimensiones de la misma, por lo que la hacen de fácil operación y transportación.



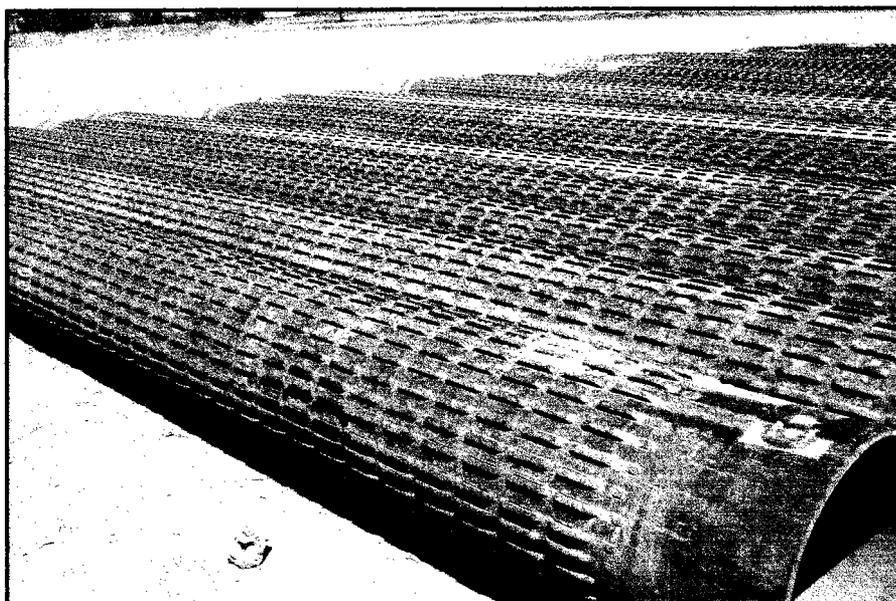
Barrena de perforación con un peso aproximado junto con la barra de perforación de 1.8 toneladas.



Cucharón sirve para extraer todo el material demolido durante la perforación.



Grava de rio de $\frac{1}{4}$ " a $\frac{1}{2}$ " a utilizar como filtro granular.



Tubería ranurada tipo canastilla, esta se utiliza más frecuentemente en pozos de extracción de agua.



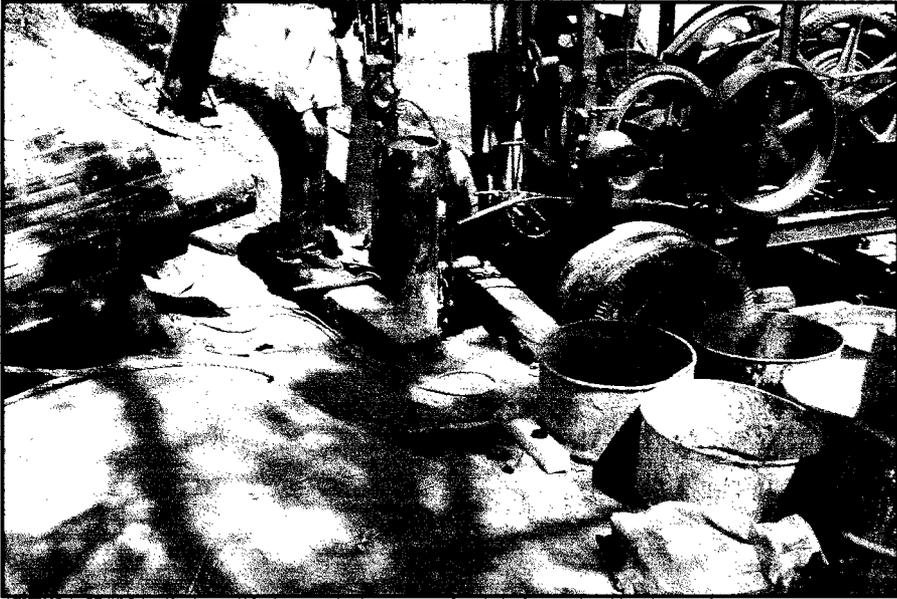
Tubería de acero ranurada de 12" de diámetro para ademe.



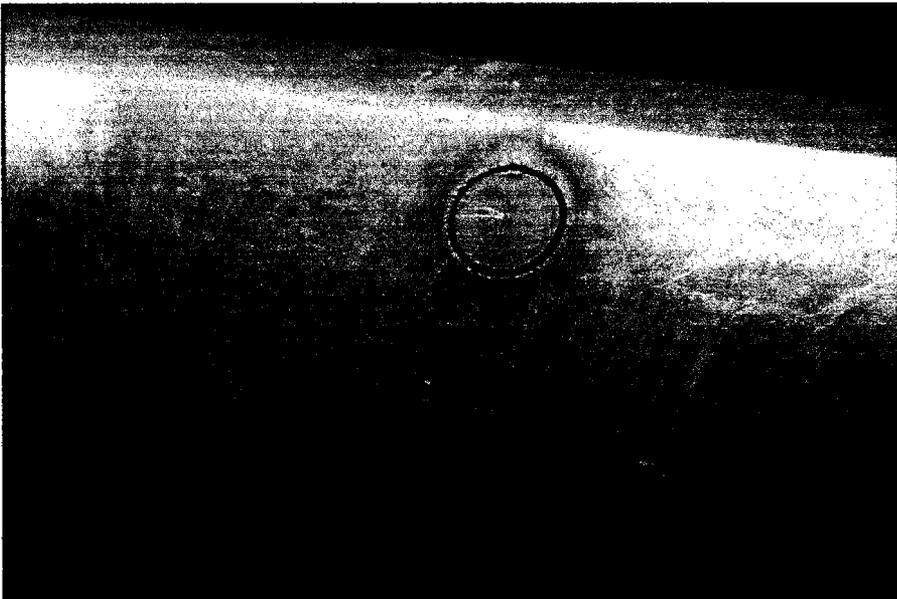
Tubería de acero lisa de 20" para contra ademe.



Trabajos de unión de tubería por medio de soldadura tipo E-7018 con doble cordón



La foto muestra la forma de sostener el último tramo de tubería a soldar, por medio de una barreta.



Perforación que se utiliza para colocar la barreta que sostendrá la tubería.