



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA  
DE MEXICO

ENEP ARAGON

FUNDAMENTOS PARA EL DISEÑO DE POZOS CAJA PARA  
COLECTORES DE GRAN TAMAÑO.

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 O B E R T O L E O N L O P E Z

GENERACION 1997 - 2001

ASESOR: ING. LUIS POMPOSO VIGUERAS MUÑOZ

MEXICO, D. F.

ENERO, 2004



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.

ESTA TESIS NO SALE  
DE LA BIBLIOTECA



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO  
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ARAGÓN  
SECRETARÍA ACADÉMICA

Ing. MARTÍN ORTIZ LEÓN  
Jefe de la Carrera de Ingeniería Civil,  
Presente.

En atención a la solicitud de fecha 18 de noviembre del año en curso, por la que se comunica que el alumno ROBERTO LEON LOPEZ, de la carrera de Ingeniero Civil, ha concluido su trabajo de investigación intitulado "FUNDAMENTOS PARA EL DISEÑO DE POZOS-CAJA PARA COLECTORES DE GRAN TAMAÑO", y como el mismo ha sido revisado y aprobado por usted, se autoriza su impresión; así como la iniciación de los trámites correspondientes para la celebración del Examen Profesional.

Sin otro particular, reitero a usted la seguridad de mi atenta consideración.

**Atentamente**  
**"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"**  
San Juan de Aragón, México, 21 de noviembre del 2003  
**EL SECRETARIO**

  
Lic. ALBERTO IBARRA ROSAS

C p Asesor de Tesis.  
C p Interesado.

AIR/



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
ARAGÓN  
DIRECCIÓN

ROBERTO LEON LOPEZ  
PRESENTE.


En contestación a la solicitud de fecha 8 de noviembre del año en curso, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, Ing. LUIS POMPOSO VIGUERAS MUÑOZ pueda dirigirle el trabajo de tesis denominado "FUNDAMENTOS PARA EL DISEÑO DE POZOS-CAJA PARA COLECTORES DE GRAN TAMAÑO", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"  
San Juan de Aragón, México, 22 de noviembre de 2002  
LA DIRECTORA

  
ARQ. LILIA TURCOTT GONZÁLEZ



  
C p Secretaría Académica.  
C p Jefatura de la Carrera de Ingeniería Civil.  
C p Asesor de Tesis.

LTG/AIR/IIa.



## **AGRADECIMIENTOS**

- A mis padres les agradezco infinitamente la oportunidad de vivir que me han dado, así como todo el amor, apoyo, comprensión y tolerancia brindados durante todos estos años que llevamos viviendo juntos, pero sobre todo la gran motivación que me han hecho sentir por poder seguir adelante y superarme día con día.
  
  - A mis hermanas les doy las gracias por la gran ayuda ofrecida en estos años de convivencia, por soportar mis malos momentos, por ser un gran soporte anímicamente y por el gran cariño que me han demostrado.
  
  - A mis amigos les digo gracias por que han formado una parte muy importante en mi desarrollo profesional y como ser humano al brindarme su amistad y motivación.
  
  - A la UNAM le agradezco la oportunidad que me brindo para poder estudiar, hacer deporte, conocer mucha gente y divertirme, entre muchas otras cosas que me han dado nuevos y mejores conocimientos.
-

**INDICE GENERAL**

INTRODUCCIÓN. ....	1
CAPÍTULO I. Antecedentes. ....	3
1.1. <i>Época prehispánica.</i> ....	3
1.2. <i>Época virreinal.</i> ....	6
1.2. <i>Época independiente.</i> ....	10
CAPÍTULO II. Descripción de la estructura y características. ....	28
2.1. <i>Descripción.</i> ....	28
2.2. <i>Características.</i> ....	30
CAPÍTULO III. Consideraciones de diseño. ....	38
3.1. <i>Diseño de cajas de conexión.</i> ....	43
3.2. <i>Cajas de deflexión.</i> ....	47
3.3. <i>Cajas de caída.</i> ....	49
3.4. <i>Separación entre cajas.</i> ....	50
CAPÍTULO IV. Métodos de análisis y diseño de la estructura. ....	53
4.1. <i>Presión de tierras sobre muros.</i> ....	53
4.2. <i>Fuerzas que intervienen en el cálculo de los muros.</i> ....	54
4.3. <i>Empuje de tierras en reposo.</i> ....	58
4.4. <i>Empuje activo de tierras.</i> ....	62
4.5. <i>Empuje pasivo de tierras.</i> ....	65
4.6. <i>Deformación y condiciones de frontera.</i> ....	67
4.7. <i>Elementos sujetos a flexión simple.</i> ....	70
4.8. <i>Losas apoyadas en su perímetro.</i> ....	76
4.9. <i>Ejemplo de cálculo de los elementos estructurales de un pozo-caja.</i> .....	80
CAPÍTULO V. Procedimientos constructivos. ....	118

---



5.1. Ademado de las excavaciones. ....	119
5.2. Sistemas de soporte del ademe. ....	123
5.3. Deformación y empuje. ....	124
5.4. Equipo de construcción. ....	128
5.5. Ejemplo de procedimiento constructivo mediante tablaestacado..... <i>metálico.</i> ....	130
5.6. Ejemplo de procedimiento constructivo mediante el hincado de vigas I.	138
CAPÍTULO VI. Conclusiones y recomendaciones. ....	150
6.1. Conclusiones. ....	150
6.2. Recomendaciones. ....	153
BIBLIOGRAFÍA.....	155

---





## INTRODUCCIÓN

La Cuenca del Valle de México cuenta con una gran infraestructura en lo que respecta al desalajo de las aguas pluviales y residuales generadas dentro de la misma, sin embargo, el proceso histórico que se ha tenido que vivir para llegar a este resultado ha sido en varias ocasiones muy accidentado, ya que desde la época prehispánica se presentaban graves inundaciones que originaron la necesidad de desarrollar sistemas de protección a la ciudad así como sistemas de alcantarillado para el desalajo de aguas pluviales, residuales y negras, lo que a su vez ha originado que todavía en nuestros días se siga tratando de mejorar el sistema de drenaje creando una nueva y mejor tecnología tanto para el proyecto, construcción y funcionalidad de la obra y por supuesto la economía; dentro de este tipo de mejoras se encuentran diversos tipos de estructuras como los pozos-caja que tiene diversas y muy importantes funciones dentro del sistema, por ello en este trabajo se da una breve descripción de este tipo de estructura así como de las características de las variantes existentes de los diversos tipos específicos de pozos-caja, ya que a pesar de ser muy sencillos tienen una gran importancia debido a que son utilizados principalmente para dar mantenimiento a la red de drenaje la cual sabemos históricamente que la falta de él acarrea consecuencias muy graves que constantemente se tratan de evitar, sin embargo en muchas ocasiones no se le da la debida importancia. También se utilizan para controlar el flujo como por ejemplo con estructuras de caída o compuertas y encauzarlo según sea el caso mediante deflexiones que la tubería no soporta y en estos casos estas estructuras cubren esa necesidad, por lo cual tienen varias aplicaciones para el mejor funcionamiento de las redes de drenaje.

En cuanto al proyecto de este tipo de estructuras se mencionan las más generales e importantes consideraciones para su diseño, ya que cada problema de ingeniería tiene sus particularidades y por lo tanto consideraciones específicas pero en esencia el diseño es muy similar y los métodos de análisis de la estructura también, por eso en este trabajo se dan algunas herramientas para facilitar todo lo que es el proyecto de pozos-caja incluyendo el procedimiento constructivo que como se sabe es muy importante debido a que una mala ejecución del mismo y



un procedimiento inadecuado nos puede llevar a tener una pérdida importante de vidas humanas, de tiempo y por consiguiente de dinero, es por ello que se hace énfasis en realizar un estudio adecuado de mecánica de suelos para así tener un panorama más completo para el proyecto desde la forma de la estructura, las características de los materiales, algunas características y condiciones particulares de cálculo y así poder dar una solución real y óptima al problema, su construcción, que implica tomar en cuenta si existen estructuras cercanas que puedan verse afectadas, así como las vialidades por que en la mayoría de los casos los colectores de diámetros mayores están localizados en las avenidas principales de la Ciudad que es donde antes se encontraban los cauces naturales y que por facilidad, necesidad y economía fueron encauzados a través de tuberías.

También se puede decir que continuamente se han ido incrementando tanto la capacidad como el número y longitud de las redes de drenaje para de esta manera disminuir las inundaciones y con ello también se ha aumentado el número de pozos-caja, su tamaño y también su profundidad, lo que hace necesario un cálculo correcto para no excederse en las dimensiones de los elementos estructurales o lo contrario que sería tener el riesgo de una falla en dichos elementos, lo cual se ha ido logrando gradualmente conforme ha transcurrido el tiempo ya que las herramientas que ha dado la experiencia y el avance de la ciencia son cada vez mayores y más completas.



## **CAPÍTULO I**

### **ANTECEDENTES**

El sistema de drenaje tiene como objetivos fundamentales: captar, conducir y desalojar en forma segura y oportuna las aguas pluviales y residuales generadas dentro de una determinada zona, en lo que respecta al Distrito Federal, su infraestructura está integrada por redes primarias y secundarias, el Sistema General de Desagüe y el Sistema de Drenaje Profundo con más de 137.2 km actualmente, la red primaria consta de más de 1,300 km, la red secundaria tiene más de 9,000 km. En su desarrollo, cuenta con 68 plantas de bombeo con capacidad conjunta de 510 m<sup>3</sup>/s, y otras 95 ubicadas en pasos a desnivel con capacidad conjunta de 14,300 l/s.

Sin embargo para llegar a tener esta infraestructura se ha tenido que tener un desarrollo histórico muy accidentado en algunas ocasiones y el cual explicaremos brevemente:

#### **1.1. Época prehispánica**

El hombre prehistórico de la cuenca de México habitaba una zona con características especiales básicamente en la formación geológica de la misma. Desde la Era Terciaria -cuando a partir de los mares emergió parte de la masa continental- se desarrolló la cuenca con muchas variantes, debido a la actividad tectónica y volcánica, lo que hizo cambiante la hidrografía: la de tener una salida pluvial al norte hasta otras al sur, para finalmente cerrarlas y convertirse en una cuenca endorreica, es decir, sin salida de agua pluvial, dejando lagos someros y una planicie lacustre producto del relleno con material de cenizas volcánicas y acarreos aluviales.



El cerramiento del relleno se convirtió en una capa de la típica arcilla de la Cuenca del Valle de México de naturaleza corpuscular que contiene, mezclada con material sólido, agua que fluctúa entre el 100 y 500%, constituyendo uno de los suelos más difíciles para cimentar en ellos edificaciones y, por tanto, motivo del avance de tecnologías para erigir construcciones con buena sustentación.

La cuenca fue a lo largo de siglos el escenario de múltiples inmigraciones que acabaron por establecerse en las riberas de los lagos, en las planicies o en la exuberante vegetación de lomeríos provistos de manantiales, uniéndose así tribus recolectoras, cazadoras, agricultoras y alfareras de cultura similar. A los agricultores se le debe el inicio de técnicas hidráulicas para controlar variaciones lacustres -quizá desde los toltecas- con canales o chinampas, según los periodos de sequías o de abundante lluvia. En cuanto al agua para su consumo individual, ésta fue acarreada en cántaros desde los manantiales o fuentes y almacenada en tinajas.

Hace más de siete siglos, aproximadamente en 1267, llegaron a la Cuenca del Valle de México los mexicas, quienes al intentar establecerse en la zona lacustre, recibieron de los pueblos que ahí se encontraban rechazos y ataques. Obedeciendo una profecía de su deidad Huitzilopochtli y guiados por su sacerdote Tenoch lograron encontrar y hacerse del sitio predestinado: un islote de poca extensión que apenas rebasaba el nivel del lago, sobre un peñasco sobresalía un tunal en el cual se posaba un águila devorando una serpiente, que identificaron como la señal dada por su dios para posesionarse del islote. Con carrizos, barro y hierba levantaron un templo y construyeron sus primeras chozas, ese fue el origen de la Gran Tenochtitlán, cuya fantástica presencia, siglos más tarde, que llegaba a lo irreal, dejó admirados a los conquistadores españoles. Sin embargo, después de medio siglo los mexicas aun aceptaban, para sobrevivir, la supremacía del señorío de Azcapotzalco, de la que no se liberarían sino hasta 1428.



En ese momento fue cuando decidieron edificar una ciudad que fuera la sede de su señorío, por lo que adquirieron de los pueblos ribereños maderos y piedras, trocándolos por el producto de su pesca. Con inigualable tenacidad ampliaron el islote acumulando lodo y piedras sobre balsas de junco, y hundirlas, una vez que la isla artificial sobresalió del espejo de agua formaron canales al hacer bordos paralelos dentro del lago, terraplenaron las orillas de la isla, y construyeron puentes y calzadas de las dispersas chozas entre tulares desarrollaron tiempo después Tenochtitlán. De la pictografía y descripción de la ciudad, algunos historiadores estiman 100,000 chinampas de tres a diez ocupantes cada una, calculándose así 300,000 habitantes, cifra imprecisa pero que revela la magnitud de la urbe azteca.

El abasto de agua, conforme aumentó la población, se tuvo que realizar de manantiales más lejanos mediante acarreo cada vez más problemáticos, desde tierra firme en chalupas o canoas, sistema que siguió hasta la época virreinal. Moctezuma Ilhuicamina mandó construir un acueducto, encargando de ello al señor de Texcoco, Netzhuacoyotl, eminente ingeniero y humanista; dicha vía funcionó a partir de 1466 para conducir el agua hasta el Templo Mayor. Hubo otros acueductos prehispánicos de los que se tienen noticia, como el de Churubusco y el de Azcapotzalco a Tlatelolco. Para completar el surtimiento hidráulico se construyó en tiempos de Ahuizotl, en 1499, el de Coyoacán a Tenochtitlán desde un manantial, el de Acuecuécatl.

Por motivo de las inundaciones, se construyeron obras de defensa consistentes en rellenos y bordos, pues la altitud no era suficiente para librar las crecidas del lago en tiempo de abundancia de lluvia. Cuando el nivel del lago de Texcoco bajaba, los aztecas desaguaban el agua sucia y de lluvia mediante acequias o canales especiales. A las heces se les daba utilidad, inclusive, en las calzadas construyeron chozas sanitarias, las excretas eran recogidas para su trueque y aprovechamiento como abono y los orines para curtir pieles. Una obra colosal en su tiempo fue la de Netzhuacoyotl para librar a la ciudad de la amenaza de inundaciones, se trata del ahora conocido como albarradón de Netzhuacoyotl, un dique de 16 km que arrancaba del cerro de Atzacolco en la sierra de Guadalupe y terminaba en el cerro de la Estrella en Iztapalapa. Por



medio de compuertas se regulaban los niveles de los dos lagos que por esa obra se habían formado: el de México, de agua dulce, y el de Texcoco, de agua salobre, a la vez que se permitía el paso de las embarcaciones que comerciaban con los pueblos ribeños.

### **1.2. Época Virreinal**

A la caída de la Gran Tenochtitlán el 13 de agosto de 1521 , solo quedaron ruinas y sobre ellas se erigió una nueva ciudad; con ello, con el afán de engrandecerla, continuó la lucha del hombre contra el agua, así como por el agua para su abastecimiento.

Para surtir de líquido al señorío recién conquistado los españoles se vieron precisados a reparar el acueducto que ellos mismos habían casi destruido, y aunque al principio cumplió su cometido, después de seis años empezó la preocupación por ser insuficiente el abasto, para lo que se planteó traer agua de Churubusco, lo cual no se realizó. En 1576 se adquirieron los manantiales de Santa Fe. Después, entre 1605 y 1607, se inició el acueducto de la Tlaxpana, con más de 900 arcos con longitud de 6 km, concluyéndose en 1620. Tenía dos conductos, uno para el agua gorda de Chapultepec, abajo, y otro para la de Santa Fe arriba, con agua delgada; descargaba primero en la Tlaxpana y después en la Fuente de la Mariscala.

Del agua que llegaba por los acueductos para el servicio doméstico, solamente las casas principales, algunos conventos y edificios públicos tenían ductos subterráneos para recibirla en volumen, de acuerdo con la capacidad de los mismos. La mayor parte de los habitantes que carecían de dicho sistema se proveían de los aguadores, quienes transportaban depósitos o tinajas de barro, en sus trajineras a lo largo de las acequias.

Entre 1702 y 1711 el acueducto de Santa Fe se había deteriorado, habiéndose mandado reparar por cuenta de los usuarios de agua para riego y molinos, con lo cual se inició en la ciudad



el cobro del servicio para obras colectivas. Por otro lado, la insuficiencia de agua obligó a evitar el desperdicio, el robo de ella, y la destrucción de las obras, a través de multar a los que eran sorprendidos en el hecho.

En 1714 se amplió la captación de los manantiales de Chapultepec para combatir la escasez del suministro. Para las poblaciones cercanas a la capital se construyeron de 1740 a 1770, acueductos especiales: Tlalpan (San Agustín de las Cuevas), San Ángel y Guadalupe (del río Tlanepantla). Años más tarde, en 1738 dio principio la construcción del acueducto de Belem para cubrir el sur y surponiente de la ciudad, se demolió el original, reconstruyéndose hasta después de 20 años, partía del manantial de Chapultepec y terminaba en el Salto del Agua; subsisten algunos arcos en la Av. Chapultepec.

Por su parte, el albarradón de Netzhuacoyotl permanecía sin reconstruir, inicialmente fue derruido por Cortés para dar entrada a sus naves en el ataque a la ciudad lacustre, por lo que en 1555, después de una prolongada sequía, una tremenda inundación destruyó muchas casas, razón por la que se ordenó la construcción del albarradón de San Lázaro, “desde la calzada de Guadalupe a la de San Antón y de allí a la calzada de San Juan”, para controlar el nivel del lago de Texcoco, pero esta obra apenas fue un paliativo.

Entre los nuevos diques construidos uno sirvió de camino al Tepeyac y dividió el lago de San Cristóbal, Formando el de Xaltocan (este dique es parte actualmente de la carretera a Pachuca). Posteriormente, en 1607, se planeó llevar a cabo el desagüe de los lagos desviando el río Cuautitlán que, por ser el más caudaloso significaba el mayor peligro por el aumento de nivel en los lagos. Muchos presentaron proyectos para el desagüe, sin embargo, uno de ellos, el de Enrico Martínez, consistente en un socavón entre Huehuetoca y Nochistongo -lugar ya Fuera de la cuenca-, fue el que se aprobó.



La orden del virrey Luis de Velasco de 23 de octubre de 1607 sobre la ejecución de la obra para el desagüe de la Cuenca del Valle de México fue la aceptación del proyecto de Enrico Martínez, quien propuso “que se hiciera el desagüe por la parte de la laguna de San Cristóbal Ecatepec, pueblo de Huehuetoca y el sitio nombrado de Nochistongo” mandando que el desagüe se hiciera de manera de recorrer el agua desde la laguna de Citlaltepec. Desde el extremo septentrional del socavón, llamado boca de San Gregorio, había dispuesto una reguera descubierta que conducía las aguas hasta el salto del río Tula por un trecho de 8,600 m, y desde éste hasta el Golfo de México, cerca de la barra de Tampico.

Según Humboldt, Enrico Martínez presentó dos proyectos: uno para agotar los tres lagos, de Texcoco, Xaltocan y San Cristóbal, y otro para el lago de Zumpango, en ambos proyectos el desagüe se efectuaba por una galería subterránea practicada en el cerro de Nochistongo.

Los trabajos los inauguró el virrey Luis de Velasco el 29 de noviembre de 1607, y el 17 de septiembre de 1608 el agua atravesó las obras desde el lago de Zumpango, a través de 13,332 m de longitud, de los cuales en socavón de 3.5 m de ancho y 4.2 m de altura fueron 6,411 m y en tajo 6,921 m. En su época -se derrumbó poco después- fue una obra hidráulica que admiró a todos y por mucho tiempo se consideró portentosa.

La causa de los derrumbes en el socavón fue porque no se le revistió, inicialmente se ademaron los muros pero las corrientes arrastraron la madera, razón por la cual como medida urgente se cubrieron los costados con mampostería, aunque la corriente siguió minando su parte inferior; para evitar la ruina se revistió con bóvedas de arco, pero ante la falta de continuidad en los trabajos por el cambio de virrey se siguió deteriorando la obra. Finalmente, por acuerdo se suspendieron los trabajos y las aguas se desviaron a su estado original.

Una vez transcurrido 1629, uno de los más terribles de la época virreinal, y durante el cual las lluvias cubrieron la ciudad y surgió la peste, con miles de enfermos y de muertos, el virrey





ordenó reanudar el desagüe, bajo el sistema de tajo abierto, el que se empezó el 20 de agosto de 1637, sin embargo, pese al entusiasmo la construcción se retrasó entre accidentes, falta de personal, limitaciones de erario, fraudes y oposición de los causantes al impuesto para financiar la obra.

Las catástrofes no abandonaban a la urbe, al respecto, nuevas inundaciones se presentaron en 1707 y 1714, y otras en 1747 y en 1764. En 1767 intervino el presbítero, escritor y científico José Antonio Alzate, recomendando abrir tajos al noreste y noroeste, y un socavón al sur o sureste de la Ciudad, además sugirió investigar los sumideros de los que desde siglos antes se tenían noticias.

Tras de 157 años de iniciada se terminó el tajo el 29 de octubre de 1788, pese a ello la capital volvió a cubrirse de agua por los aguaceros de 1792, culpándose al entubado de las acequias; en 1795 se repitió el problema por la misma causa, a eso contribuyó que el canal excavado por Enrico Martínez para desaguar la laguna de Coyotepec fue abandonada y cerrada, azolvándose la laguna; en ese año, en 1795 se derramó el agua sobre San Cristóbal y Texcoco, para lo que se ordenó abrir dos canales para desaguar dichas lagunas en el tajo de Huehuetoca; cuando estos se unieron formaron el lago de Guadalupe, que tampoco resultó satisfactorio.

La falta de drenaje y el insuficiente número de carros transportadores de excretas obligó a que durante siglos, las letrinas se convirtieran en el recurso sanitario más común. Las había en sitios públicos, en casas o en la orilla de las acequias, pero al llenarse se desparramaban, esparciendo la suciedad con su consecuente mal aspecto y peor olor. Por esto las autoridades prohibieron el servicio público, originando que se usaran directamente las acequias y baldíos, con desastrosos resultados; posteriormente se obligó a los propietarios de las casas conectaran sus letrinas a la red de albañales, que ya estaba en funciones para el siglo XVIII.



### **1.3. Época Independiente**

Durante los primeros años de vida independiente la seguridad contra las inundaciones se apoyaba en las obras del tajo que desaguaban al río Cuautitlán y los de Zumpango y San Cristóbal, así como en las calzadas y diques que entre otras funciones, era la de proteger a la urbe de los derrames de Texcoco, Xochimilco y Chalco. Sin embargo, una serie de lluvias extraordinarias hizo ver la necesidad de llevar a cabo la obra concebida por Enrico Martínez para desaguar el lago de Texcoco.

La erogación que se hizo durante la lucha por la independencia dejó vacías las arcas, y en los siguientes gobiernos los fondos destinados al mantenimiento del desagüe fueron dedicados a combatir los brotes de insurrección que surgían uno tras otro, por lo que lo único que puede citarse de esa época es la construcción de la llamada zanja cuadrada para proteger del lago de Texcoco, el norte y el oriente, pues la experiencia se tenía con la inundación de 1819 a causa de una lluvia extraordinaria que fue tan abundante que la ciudad se convirtió en un lago y el Tepeyac en una isla. De inmediato se reforzaron bordos, diques y calzadas, y se desazolvieron canales.

Lo cierto es que no había recursos ni organización para responder a los peligros; sin embargo, durante la presidencia de Anastasio Bustamante se encauzaron algunos esfuerzos a la conservación y mejoramiento de las obras, pretendiendo, para un futuro, bajar el fondo del tajo a fin de llegar a desaguar el lago de Texcoco.

Con motivo de la invasión estadounidense, en 1847, se intentó inundar el oriente de la ciudad para detener a los americanos, lo que sólo produjo deterioro de las obras. Una vez establecidos los norteamericanos en la Ciudad de México, las autoridades comisionaron a dos expertos hidráulicos, los ingenieros Francisco de Garay y M. L. Smith para dar una solución al desagüe total de la cuenca, sin embargo, ninguna acción nueva se emprendió, hasta 1853 cuando se creó el Ministerio de Fomento.



Era tal la cantidad de agua todavía en el siglo XIX que se buscó aprovechar los lagos y desarrollar una nueva actividad: la navegación lacustre y canalera, para lo cual se adaptaron el Canal Nacional y el de la Viga, pero los costos para el desazolve y compostura de bordos hicieron fracasar a las empresas de navegación, no obstante, todavía en 1890 estaba en servicio la última línea de vapor entre Chalco y México.

Por su parte, el desalojo de las aguas residuales siguió siendo la preocupación de las autoridades, para lo cual en el siglo XIX se puso en práctica trazar una red de atarjeas para desaguar lluvias y desechos líquidos, pero se habían construido sin ningún proyecto preconcebido, muchas de ellas trabajaban en contrapendiente, otras, a base de ladrillo y mortero de mala calidad, presentaban serias rugosidades o fuerte erosión en sus paredes, en general, los conductos no tenían capacidad suficiente para dar un servicio satisfactorio, cada tramo de atarjea tenía forma y dimensiones conforme los criterios de la persona que lo había mandado construir; el volumen de arrastre era incluso más deficiente al acercarse más al canal de descarga, ubicado al este de la ciudad, insalubre por su pestilencia y con peligro de contaminación en sus cercanías. Su poco nivel no impedía la descarga en el lago de Texcoco, aunque la única salida de las aguas era la evaporización y la infiltración, razón de las inundaciones por falta de desagüe en dicha cuenca.

Una respuesta de evacuación se aplicó en 1856 con la construcción del canal de Garay y una compuerta en Mexicaltzingo para operar los volúmenes de agua hacia el canal de la Viga. Así permanecieron las cosas hasta el Segundo Imperio, durante el cual los ingenieros Francisco Díaz Covarrubias y Ramón Almaraz fueron comisionados para levantar una carta hidrográfica y, con motivo de las inundaciones de 1865, se nombró a Francisco de Garay director General del desagüe de la Cuenca del Valle de México, quien presentó un proyecto que consistía principalmente en desaguar por Tequixquiac con un gran canal y un túnel para abrir la cuenca en un nuevo sitio. El proyecto se aceptó, por lo cual se iniciaron los trabajos en varios frentes: el canal del lago de Texcoco, las lumbreras del túnel y sus tajos de entrada y salida. Al mismo



tiempo, se comisionó al Ing. Miguel Iglesias para comprar en Europa la maquinaria, pero los trabajos fueron suspendidos en 1867, por la caída del Imperio.

Durante la República restaurada en 1868, se reanudaron las obras siendo ministro de Fomento Blas Balcárcel, y el Ing. Jesús P. Manzano director de las obras; se recibió la maquinaria adquirida en Europa y se creó un impuesto especial para sufragar gastos, nuevamente se consideró el proyecto del Ing. De Garay, y aunque tuvo detractores fue aceptado, aunque poco se avanzó debido a la revuelta de la Noria.

En 1875 se intensificaron las lluvias, inundándose muchas zonas de la ciudad, motivo por el cual resurgió el estudio y convocatorias de proyectos, aunque esto fue poco efectivo por la inseguridad del país, no siendo hasta 1877, con el Ing. De Garay como director de las obras que se reanudaron los trabajos, pero con tantos problemas, especialmente políticos, que se optó por concesionar las labores de desalojo masivo. Eso fue hasta cierto punto práctico al avanzar por programación, más aún que en 1884 se creó la Junta Directiva del Desagüe de la Cuenca del Valle de México.

EL 31 de Mayo de 1886 se puede considerar como fecha oficial del inicio de las obras de evacuación de la Ciudad de México, pues cuando la Junta Directiva del Desagüe de la Cuenca de México recibió la comunicación de que las obras (Túnel, canal y tajo) para el desagüe de la Cuenca del Valle de México, ya se habían aprobado por la Secretaría de Fomento. Aunque las obras adelantaron bastante, en 1889 se contrató a diversas empresas extranjeras, mismas que se retiraron en 1894, para dejar a la Junta la terminación del túnel, con longitud de 10 km, así como el canal de 47.5 km, faltando el tramo que serviría para el alcantarillado de la Ciudad. El Ing. Gayol planteó construir atarjeas con suficiente pendiente, aunque llegarán a desaguar a un nivel menor que el del Lago de Texcoco, por lo que resultó indispensable instalar bombas para la descarga, el lugar sugerido para ubicar las bombas era San Lázaro. El proyecto completo del alcantarillado y drenaje para las 1,700 ha que ocupaba a fines del siglo XIX la Ciudad de México.

## I. ANTECEDENTES.

---



Por primera vez en México, y como una novedad, se propuso un sistema de limpieza de atarjeas constituido por una red de tuberías de fierro que trabajaría con agua a presión por bombeo, conducida a las cabezas de las atarjeas, las bombas y calderas para el servicio de limpieza de las atarjeas se instalarían en la Av. Chapultepec, esquina con la Calzada de la Piedad. La energía que allí se desarrollaría podría transmitirse en forma de electricidad a San Lázaro para mover las bombas centrífugas ya existentes cerca del Gran Canal y las de nueva instalación. De esta manera se aprovecharía la vigilancia y operación diaria del personal encargado de la limpieza de las atarjeas, para controlar las bombas de auxilio que por tan poco tiempo estarían en servicio.

La originalidad del proyecto de alcantarillado urbano de Gayol es que consistía en un sistema combinado de cinco colectores que cruzaban la ciudad de poniente a oriente: dos al norte (el número 1 en la calle de Honduras y el 3 en las calles de Bocanegra y Matamoros); un central, localizado a lo largo de Tacuba y dos al sur (el número 2 en República de El Salvador y el 4 en Fray Servando Teresa de Mier); descargaban en el colector general del norte, en las calles de Imprenta y Av. del Taller, y en el colector general del sur en la calle de Morazán, para evacuar ambos por gravedad al Gran Canal. Los cinco primeros se conectaban a las atarjeas, las cuales tenían ruta en bayoneta, en cada una de las zonas de la ciudad en que se ubicaron, como innovación se proyectó un sistema de lavado durante los meses de secas y evitar azolves al escurrir gastos mínimos, siendo el primer sistema de este tipo propuesto en el mundo. El agua para el lavado se derivaba del canal de la Viga y llegaba a la planta de bombas -ubicada en el hoy cruce de Dr. Lavista con Av. Cuauhtémoc-, para impulsarla a  $2.5 \text{ m}^3/\text{s}$  al sistema de lavado a través de tuberías de fierro fundido. La descarga del colector general del norte tenía compuertas para -cuandó el lago subiera de nivel o el canal de descarga fuera insuficiente- cerrarlas y bombear al lago de Texcoco.

La propuesta se presentó en 1895 y se solicitó a la Comisión del Ayuntamiento, formada para su revisión, aceptará las modificaciones al proyecto de 1891. Para Diciembre de ese mismo año el Ing. Espinosa y sus colaboradores, los Ing. Manuel M. Contreras y Leandro Fernández

## **I. ANTECEDENTES.**

---



respondieron favorablemente al proyecto. El 24 de Marzo de 1893 se creó una junta para administrar todo lo relativo a las obras, a la cual llamaron Junta Directiva del Saneamiento de la Ciudad de México, misma que funcionó desde Mayo de 1896 a Septiembre de 1903.

Respecto al lavado de las atarjeas, con los datos que se tenían en ese tiempo se podía suponer que en promedio la longitud de una atarjea era de 600 m, y que el recorrido del agua sería de aproximadamente 10 min. La bomba tendría una capacidad de 600 l/s, suficiente para introducir un caudal de 150 l/s a cuatro atarjeas simultáneamente. Con el tiempo de recorrido supuesto, en una hora se lavarían 24 atarjeas. La bomba que se suministro para tal fin duró en servicio 15 años hasta que fue sustituida por una centrífuga impulsada por electricidad; a fin de examinar los tubos distribuidores de agua y limpiarlos en caso de necesidad se construyeron sobre todas las depresiones pozos de visita.

Hasta Agosto de 1898 estaban construidos 670 m del Colector General del Sur, de 2.50 m de diámetro; 2,520 m del Colector 2 y 34.70 m del Colector 4, ambos con diámetro de 1.75 m. El 15 de Septiembre de 1899 se hizo la primera descarga de los colectores al Gran Canal del Desagüe. Se abrieron las compuertas a las 12:30 h, dejándose pasar las aguas de los colectores y del canal de la merced. El gran canal ya estaba terminado, pero se aplazó su inauguración hasta el 17 de Marzo de 1900.

Respecto al abasto de aguas su volumen presentó una merma progresiva debido en gran parte al deterioro de los acueductos; inclusive, durante las primeras décadas de la Independencia se atendió su reparación, se impusieron multas y se aumentó la vigilancia para evitar daños a las obras o robo del agua. Más tarde, ante las ventajas de las tuberías de fierro fundido, las autoridades propusieron la sustitución de los arcos por ductos subterráneos, para lo cual se demolió el acueducto y la caja de agua del acueducto de la Mariscalá en 1852, y la instalación de tubería de Fierro se terminó en 1899. El acueducto de Belem también fue derruido, se suplió con tuberías de Fierro y se instaló una bomba para distribución, pero no fue suficiente.



En realidad esas obras de modernismo en nada aumentó el abasto hidráulico, pues el problema estaba en que el volumen era cada vez más escaso; al respecto, ante la escasez que se presentó en 1878 hubo necesidad de recurrir al aprovechamiento de los manantiales del Desierto de los Leones que, con motivo de la Ley de Expropiación de Agua, el Ayuntamiento pagó para calmar las reclamaciones de los anteriores usuarios.

La razón de la disminución fue la excesiva deforestación, así como la proliferación de los pozos domésticos urbanos. Al seguir aumentando la demanda se optó por adquirir agua de ranchos circunvecinos como el de Molino Blanco, Olivar de Vidal, Prieto y Atoto; se siguió adquiriendo más agua de Tlaxtilaco, San Alvaro y Pallares, San Lucas, Textitla, Patolco, Villares, Casa Blanca, Santo Tomás, Merced de las Huertas, Los Morales, San Isidro y Clavería. Llegó también a captarse agua de los llanos de Salazar (manantiales de Ajolotes), lo que significó una de las primeras importaciones de agua de otra cuenca. Los caudales disponibles resultaron insuficientes para la demanda ciudadana, por lo que se decidió nombrar una comisión técnica en 1889, para estudiar varios proyectos presentados.

Con la construcción y operación de los colectores, en 1900 se iniciaron ciegas de zanjas y trámites para que los propietarios en sus colindancias adquirieran la superficie que les correspondía, así, el 2 de Marzo de 1900 avisó la Junta de Saneamiento que al terminarse las atarjeas respectivas se utilizara el canal de la Merced por lo que debía cegarse inmediatamente, así como el tramo del canal de la Escobillería, y sustituirlo por una atarjea con bastante pendiente y con ello atender la queja de los vecinos. Posteriormente se realizó un levantamiento detallado de las zanjas que todavía se encontraban en la Ciudad, indicando la dirección de su escurrimiento y su anchura media.

El 17 de Marzo de 1900 se celebró la terminación del desagüe de la Cuenca del Valle de México, una obra que había durado cuatro siglos, en la ciudad hubo grandes demostraciones de alegría por haber llegado a su término una de las más notables obras de ingeniería de todos los



tiempos y que solucionó en parte el problema de las inundaciones en México. Para 1901 los colectores en los que descargaban las atarjeas estaban terminados así como el sistema de lavado, la red incluía algunas compuertas como las de Santo Tomás, que al abrirse dejaban pasar agua de los ríos a los colectores; sin embargo su manejo, sin previsión, causó inundaciones a lo largo de los colectores que no habían sido proyectados para recibir grandes caudales.

En cuanto al alcantarillado, todavía en la época independiente se mantenía la práctica virreinal de cegar acequias y sustituirlas por ductos a base de mampostería de piedra y tabique, con curso de poniente a oriente, para concentrarse en San Lázaro y descargar al lago de Texcoco.

En 1902 quedó totalmente concluida una obra, que resolvió el peligro de las grandes inundaciones ocasionadas por las lluvias extraordinarias que hacían derramar los lagos.

La expansión de la ciudad, principalmente por la parte occidental, hacia 1904 hizo ver la falta de previsión de las compañías constructoras que no se preocuparon por trazar colectores de la longitud necesaria para desalojar los desechos líquidos hasta el Gran Canal del Desagüe de la Cuenca, sino que únicamente, a causa de las dificultades que entrañaba, se limitaron a construir atarjeas laterales y los colectores zonales 4, 6, 8 y 10 en la parte alta, acumulando los caudales en el colector 4. En ese mismo año se hicieron numerosas compras de casas y terrenos para abrir la Av. Veinticuatro donde debía alojarse el quinto colector.

En 1906 se construyeron 3,300 m de colector, 20,000 de atarjeas y 20,600 de albañales; para 1908 se construyeron 2,225 m de colectores, 7,583 de atarjeas y 3,760 de albañales; para 1909 la mancha urbana empezó a ser un problema al haberse formado colonias sin planeación alrededor de la ciudad que con el tiempo llegaron a ser focos de infección por contener caños abiertos, acumulación de basura en las calles y abundancia de materia fecal sobre la tierra.





Las condiciones topográficas y geológicas de la Cuenca del Valle de México impusieron la construcción del Gran Canal del Desagüe con una pendiente muy pequeña (0.000187) y baja velocidad, lo que con el tiempo provocó azolvamientos graves en los sitios de descarga de los colectores. Por esa razón se realizaba el dragado en forma anual después de la época de lluvias. La idea de descender el fondo del Gran Canal del Desagüe se empezó a volver realidad para lo cual se empezaron los trabajos de su prolongación hacia el sur, llegando hasta el Canal Nacional, con un cauce provisional de un metro de ancho en el fondo, también los de la compuerta final del Canal Nacional, que regularía sus aguas.

Las obras de la cuenca del antiguo lago de Texcoco tenían por objeto rescatar una gran extensión de terrenos que después de ser fertilizados serían divididos, y al mismo tiempo aprovechar las aguas, antes desperdiciadas dentro de la misma Cuenca de México, para suprimir el polvo que procedente de dicha región invadía la capital.

Al restablecerse en la capital el gobierno constitucionalista, en 1917, se encontraban en pésimo estado los ríos y canales de la Cuenca, pues los campamentos encargados de su conservación estuvieron abandonados y enteramente desprovistos para aquel efecto. En ese año se continuó con el estudio para el descenso del Gran Canal, el que cada vez era de suma importancia para el saneamiento de la capital, pues por el hundimiento de la ciudad los colectores no descargaban libremente. Se ejecutaron trabajos de desazolve y limpia en los ríos de la Cuenca del Valle de México, además se reforzaron los bordos de los mismos.

Durante 1919 el sistema hidrológico de la Cuenca se mejoró considerablemente con la ampliación y regulación del río desagugador de Tultitlán, las aguas del río Cuautitlán se desviaron hacia el lago de Zumpango, se alejaron las corrientes de los ríos de los Remedios, Tlanepantla y Consulado de los centros poblados que atravesaban para evitar inundaciones. Asimismo se abrió un canal entre Mixquic y Tulyehualco que, además de conducir el agua de los manantiales de



Tetelco y Tezompa hasta el lago de Xochimilco para el lavado de las atarjeas de la capital, sirvió de comunicación fluvial para el transporte de mercancías.

En 1924 el Gran Canal tenía el nivel de agua a una cota tal que ahogaba la salida del colector central y casi sucedía lo mismo con los colectores del norte y del sur, en parte se debía a que durante varios años no se desazolvió en toda su longitud, lo que al remansar el agua 3 km dentro de los colectores, se impedía su correcto funcionamiento hidráulico.

Respecto a las bombas de San Lázaro, a pesar de ser instaladas desde 1888, prestaron sus servicios durante muchos años sin necesidad de reparación alguna, pero dejaron de ser funcionales porque el entarquitamiento del fondo del lago de Texcoco entorpecía la descarga del canal de San Lázaro, cuyo fondo estaba ya más bajo que el del lago. Algunas obras complementarias como canalizaciones y modificaciones a las bombas, al electrificarlas y cambiar el diámetro de los discos impulsores hicieron que se nulificara su acción, dando motivo a una nueva instalación que resulto muy costosa y poco útil en su operación. Lo peor fue que se destruyó todo el equipo e implementos, que no tenían por que haberse sustituido, cuando bastaba con colocar motores de la potencia necesaria, resolviéndose así la falla inicial.

Hacia 1928 el proyecto de construcción del río de la Compañía, en las cercanías de la Ciudad de México, quedo prácticamente terminado; se continuó con la construcción de las presas escalonadas que, en combinación con la de Dolores, ya terminada, formaban parte de los estudios y proyectos programados en beneficio del sistema.

Se hicieron trabajos de conservación y mejoramiento en todos los ríos de la Cuenca, con objeto de obtener un funcionamiento que asegurara el escurrimiento hacia el vaso de Texcoco, y posteriormente hacia afuera de la cuenca. Hubo labores de importancia para la regulación de todo el sistema hidrológico, consistentes en la reforestación de las partes altas de las cuencas, y en la construcción de presas escalonadas para modificar la pendiente torrencial de los ríos a fin de



disminuir su acción erosionante, además se desarrollaron presas de retención para el control de las avenidas. Asimismo, y con igual objeto, se estudiaron proyectos de desviación de algunos ríos. Continuó el dragado del Gran Canal con la intención de desazolvar y bajar el fondo, dándole así mejores condiciones hidráulicas.

Por motivos económicos se optó que el Gran Canal y el túnel de Tequixquiac tuvieran solamente capacidad de 17.5 m<sup>3</sup>/s, previendo el almacenamiento en el vaso del lago de Texcoco del agua de los ríos, arroyos y torrentes de las cuencas oriente, sur y poniente, hasta la sierra de Guadalupe. Al norte de esta cordillera, el río Cuautitlán y el Tajo de Nochistongo permitirían la salida de esas aguas de la Cuenca. Respecto al túnel de Tequixquiac, su capacidad era de 17.5 m<sup>3</sup>/s, por lo que podía desalojar en cinco meses toda el agua retenida en el vaso de Texcoco, sin embargo, como previsión a la disminución de la capacidad reguladora del vaso y algunas dificultades en el funcionamiento del Gran Canal, se propuso la construcción de un nuevo túnel que desembocara en la barranca de Ametlac, así como la apertura de un canal para conducir los caudales de los ríos y arroyos que descargaban en el lago de Texcoco.

Como consecuencia de la demanda de agua potable se inició la perforación de pozos profundos en la ciudad, acción que tendría una fuerte repercusión en el sistema de alcantarillado al ser la principal causa del hundimiento del suelo.

En 1933, con objeto de atender el servicio de agua potable y el de saneamiento, se creó en septiembre por decreto presidencial, la Dirección de Aguas y Saneamiento (DAS).

La inundación de la colonia Hidalgo y de la zona del Hospital General, agravada por el fallido colector 8, justificó la idea de mantener extremo cuidado con las bombas que desviarían del Gran Canal del Desagüe y su prolongación sur los máximos volúmenes que debían pasar por los colectores. Durante este año se expuso la tesis de que el desagüe no debería mantenerse por



simple gravedad, por lo que era necesario contar con estaciones de bombeo que aliviaran las descargas en caso de precipitaciones altas.

Conjuntamente con las obras materiales se hicieron intensas labores de reforestación para defensa de las cuencas del valle, que eran destruidas por la erosión que a su vez favorecía las tolvaneras que tanto molestaban a la ciudad y perjudicaban la sanidad pública. Para poner a salvo a la ciudad de posibles inundaciones, se proyectó e inició en 1937 la construcción, misma que se terminaría en 1954, del nuevo túnel de Tequixquiac, con una longitud de 11 km y un gasto de 60 m<sup>3</sup>/s, así como el estudio de una planta de tratamiento de aguas residuales.

En 1942 la superficie que ocupaba la ciudad seguía en continua expansión, lo que se reflejaba en la pavimentación y en las deficiencias del alcantarillado, que ante precipitaciones más arriba de la media se inundaban amplias zonas. Los ríos que atravesaban la ciudad llegaron a convertirse en una seria amenaza por los caudales que aportaban en época de lluvia, y por las descargas de aguas residuales que se vertían en ellos, de ahí que comenzaron a ser objeto de estudios hidrológicos y al mismo tiempo viales a fin de entubarlos, evitando de esa manera su deterioro por exposición al ambiente. Respecto al desquiciamiento del sistema de alcantarillado a causa del hundimiento continuo del suelo, el Dr. Nabor Carrillo aplicó la teoría de la consolidación de la mecánica de suelos para evaluar el fenómeno.

En 1950 durante la época de lluvias ocurrió una de las peores inundaciones que haya padecido la ciudad, semejante a la de 1944 y superando ambas a las de 1941 y 1942, gran parte del centro de la capital permaneció inundado por varios días con tirantes de hasta tres metros, se derrumbaron casas y los automóviles eran arrastrados por el agua.

En 1951 la pendiente media del Gran Canal del Desagüe era de 11.7 cm/km, cuando la de proyecto, ya castigada, fue de 18.7. Este problema y las lluvias, en extremo intensas, produjeron una terrible inundación lo que contribuyó al hundimiento del subsuelo de algunas zonas, la

## **I. ANTECEDENTES.**

---



insuficiencia y las roturas de la vieja red de colectores y atarjeas, y la disminución de la pendiente del Canal del Desagüe, que en conjunto obstruían la salida de las aguas durante las lluvias, con grave perjuicio de los habitantes de las zonas aledañas; una de las primeras medidas fue la instalación de siete estaciones con 91 bombas que descargarían todos los colectores hacia el Gran Canal, lo que requirió diseñar estructuras para la desviación de los colectores, fosas o cárcamos de almacenamiento y bombeo, casetas de operación y subestaciones de energía eléctrica, con una planta generadora de emergencia de 2,000 kw. Para evitar inundaciones locales producidas por los columpios del drenaje, en algunas zonas de la ciudad se instalaron ocho plantas con 40 bombas fijas, y para aliviar las inundaciones momentáneas de calles y edificios, 54 unidades móviles.

Con objeto de evitar el hundimiento del subsuelo se retiraron del servicio 1,200 pozos particulares y solo se perforaron seis nuevos para atención de colonias populares. En seis años la red de colectores y subcolectores se amplió en 52 km, se realizó el entubado de una parte de los ríos Tacuara y Becerra para formar el Viaducto Miguel Alemán, así como otro tramo del río de la Piedad; se entubaron 1,200 m del río Consulado con tres líneas de 1.83 m de diámetro, 240 m del río Los Morales y 542 m del río San Joaquín. Se amplió la red de atarjeas en 125 km y se hicieron 68,297 conexiones a predios.

Uno de los principales problemas que confrontaba el Distrito Federal en 1952 era el relativo a las inundaciones, el centro de la urbe era el más afectado, tenía atarjeas y colectores dislocados y con grandes tramos en contrapendiente, lo que impedía el escurrimiento de las aguas pluviales ocasionando inundaciones. Para resolver esa grave situación, se emprendieron en forma urgente obras que consistieron en plantas de bombeo para elevar el agua de los colectores y descargarla al Gran Canal, el desazolve de éste, el establecimiento de nuevas unidades de bombeo en diversas zonas para salvar los columpios que se formaban en las tuberías de drenaje, además de varios tanques subterráneos de tormenta para retener las aguas y evitar inundaciones locales. También se construyeron once presas, con capacidad de 541,000 m<sup>3</sup>, en las corrientes de la región oeste de la



ciudad y que ahora descargan al Interceptor del Poniente, con objeto de abatir los máximos caudales de las avenidas, así como detener la gran cantidad de azolve que era arrastrado durante las lluvias. El problema hidrológico del Distrito Federal exigió en 1953, planes a largo plazo y una cuantiosa inversión; en ese sentido siguió interviniendo la Comisión Hidrológica de la Cuenca del Valle de México, auxiliada por geólogos de la más alta reputación.

En Octubre de 1953 el jefe del Departamento Central del Distrito Federal creó la Dirección General de Obras Hidráulicas (DGOH) a cuyo cargo quedó estudiar, proyectar y construir las obras necesarias para el abastecimiento de la ciudad, el drenaje de la misma y el control de los hundimientos. Entre sus primeras acciones fue presentar en Mayo de 1954 el “Plan general para resolver los problemas de inundaciones y el abastecimiento de agua potable de la ciudad de México”, con los datos hasta entonces disponibles, Programando la ejecución de obras definitivas para los siguientes 25 años.

El Gran Canal y su prolongación Sur eran las estructuras claves del drenaje en 1955, ya que recibían las aportaciones de todos los colectores de aguas negras y pluviales, así como de los ríos Consulado y de la Piedad. A su vez, el hundimiento irregular del subsuelo motivó que el Gran Canal y su prolongación Sur quedaran más altos que las zonas que antiguamente drenaban por gravedad, lo que obligó a instalar estaciones de bombeo en el extremo de casi todos los colectores. En algunas zonas urbanas, drenadas por colectores de capacidad insuficiente, se instalaron tanques reguladores que permitieran almacenar agua durante la temporada de lluvias para descargarla a los colectores después de los aguaceros; se construyó la primera planta de tratamiento de aguas negras de la ciudad, aprovechando el drenaje de las Lomas de Chapultepec para el riego del Bosque, y así liberar el agua potable que se utilizaba para tal fin; inició su operación en 1956, con un efluente de 60 l/s. Posteriormente se instalaron 12 estaciones pluviométricas más en la ciudad para determinar intensidades de precipitación y después poder elaborar los proyectos correspondientes de alcantarillado.



Con objeto de asegurar la vida del lago de Xochimilco y aliviar el desagüe de aguas negras de la ciudad, empezó la construcción de la planta de tratamiento de aguas negras de Xochimilco, con capacidad de 400 l/s, tomados de la prolongación Sur del Gran Canal, y se proyectó la ampliación de la planta de Chapultepec para una capacidad total de 160 l/s. También en 1957 se construyó la planta de tratamiento de aguas negras de la Ciudad Deportiva para riego de áreas verdes con agua obtenida de la prolongación Sur del Gran Canal para un gasto de 100 l/s.

Otra medida para hacer efectiva la entrada del agua pluvial en las vías con pendiente pronunciada fue la de instalar rejillas de fierro a todo lo ancho de las calles en diversas colonias, que actualmente son conocidas como bocas de tormenta. En 1963 se inició la construcción del interceptor del Poniente, llamado emisor del poniente con 30 km de desarrollo, 12 de ellos estaban entubados con capacidad creciente de 30 a 80 m<sup>3</sup>/s y los 18 km restantes con canal abierto y capacidad de 80 a 130 m<sup>3</sup>/s. El conducto permitió acarrear aguas negras y pluviales con descargas en el tajo de Nochistongo y en los túneles de Tequixquiac, esta obra se concluyó en 1964. En este mismo año se terminó también la planta de tratamiento de aguas residuales de San Juan de Aragón con una capacidad de proyecto de 500 l/s, para riego de áreas verdes.

De 1952 a 1966 se instalaron 29 plantas de bombeo en diversas zonas de la Ciudad para elevar el agua hasta el nivel del Gran Canal; se hizo necesario ampliar considerablemente la red de colectores en 520 km y la de atarjeas en 2,900 km. Entre los km 0+000 al 7+000 del Gran Canal del Desagüe se construyeron varias plantas de bombeo y se ampliaron las existentes con una capacidad de 173 m<sup>3</sup>/s. Los ríos y canales entubados, con un total de 80 km fueron: Churubusco, La Magdalena, Barranca del muerto, Mixcoac, La Piedad, Becerra, Tacuara, Consulado, San Joaquín y Miramontes.

En 1967 se instaló la planta de Cerro de la Estrella, debido a la grave situación que se podía presentar en la Ciudad a causa de las inundaciones se vio la necesidad de construir un sistema de desagüe lo suficientemente seguro para que, por más que se hundiera la Ciudad, jamás dejara de



funcionar. Con el nombre de sistema de Drenaje Profundo, el plan definitivo de esa gigantesca obra fue aprobado en el mismo 1967, iniciándose los trabajos en Abril. El departamento del Distrito Federal, a través de la Dirección General de Obras Hidráulicas (DGOH), se hizo cargo de ella.

Se programo en dos interceptores, el Central (8 km de longitud) y el Oriente (10 km) que confluían en el Emisor Central (50 km ), que en total conforman un túnel de 68 km. El diámetro interior de los interceptores era de 5 m, capacidad máxima de conducción de 100 m<sup>3</sup>/s y profundidad de tendido de entre 30 y 50 m. Ambos atravesaban la Ciudad en dirección Sur - Norte; el central iniciaba de un punto cercano al monumento a La Raza, en la Avenida Insurgentes Norte, y el Oriente de la calle Oriente 157 en la Colonia Díaz Mirón, a la altura del km 7+000 del Gran Canal. Se unían al Emisor Central, en la Lumbreira 0, Delegación Gustavo A. Madero. El diámetro interior del Emisor es de 6.50 m, con capacidad máxima de 220 m<sup>3</sup>/s, profundidad mínima de 48 m (Localizada en la Lumbreira 0) y máxima (Localizada en la Lumbreira 15) de 237 m.

Tras varios años de difícil y costoso trabajo, por su misma naturaleza no visible, culminó en 1975 la realización del Sistema de Drenaje Profundo, en beneficio de la vasta zona Metropolitana, y de la Cuenca del Valle de México; la obra constituye una de las más extraordinarias muestras de Ingeniería Civil ejecutadas en México y fuera de él, con la cual se dio respuesta al problema ancestral del desagüe de una cuenca cerrada de 9,600 km<sup>2</sup>.

El primer paso hacia la integración del sistema hidráulico del Distrito Federal se dio al unir la DAS y la DGOH, para crear la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica, DGCOH, mediante acuerdo 236 publicado en la Gaceta Oficial del DDF el 15 de Agosto de 1978. Para 1988 se alcanzaron 1,626 km de red primaria y 12,312 km de red secundaria; la ampliación de la planta Ejército de Oriente se elevó a 6m<sup>3</sup>/s, por lo que para regular su gasto, se construyó la Laguna menor, de 3 ha y capacidad de 60 millones de litros.





Se continuó con la construcción del Sistema de Drenaje Profundo. Debido a los diferentes tipos de materiales del subsuelo, desde roca sólida poco permeable hasta arcillas blandas de baja cohesión y alto contenido de agua, se recurrió al empleo de modernas herramientas excavadoras, denominadas escudos, ideales para construir túneles en suelos conflictivos. Esa tecnología ha ido variando, por ejemplo, para túneles en suelos blandos, se utilizaba un escudo a base de aire comprimido; este método incrementaba considerablemente los costos y tiempo de construcción, por lo cual técnicos mexicanos se dedicaron a la búsqueda y desarrollo de nuevas tecnologías que suplieran esas dos desventajas, lográndose diseñar y construir el escudo excavador de frente presurizado con el apoyo de tecnología japonesa, el cual se ha venido empleando a partir de 1987 permitiendo avances diarios de hasta cuatro veces más que el proceso convencional empleado anteriormente.

Se alcanzó un 80% en la planta San Luis Tlaxialtemalco, Delegación Xochimilco, como antecedente de beneficio a los pueblos del sur de la delegación, y lo más importante, evitar la contaminación de la zona lacustre y mejorar la calidad de las aguas en el área chinampera. Con el efluente de esta planta, agua de gran calidad, se inició la recarga artificial en forma permanente y segura del acuífero, así como la alimentación del nivel de los canales en Xochimilco, y riego de cultivos.

De 1983 a 1988 operaron 13,538 km de redes secundarias, 66 plantas de bombeo con una capacidad instalada de 508 m<sup>3</sup>/s, además de ríos entubados como el Churubusco, La Piedad y Consulado; cauces a cielo abierto, como el Gran Canal del Desagüe, el río de Los Remedios, el río Tlanepantla, el río San Buenaventura y el Canal Nacional, tanques de tormenta, lagunas de regulación, y 99 km del Sistema de Drenaje Profundo, además se aplicaron anualmente programas de desazolve en presas, ríos, canales, cauces y en las redes de drenaje, se operaron de manera continua nueve plantas de tratamiento.



Durante 1991 se ampliaron las redes primaria y secundaria de drenaje en 90 y 14.5 km respectivamente; el avance del Sistema de Drenaje Profundo representó la excavación de 4,067 m de túneles y del revestimiento de otros 1,866 m. Paralelamente se excavaron 2,101 m del interceptor al Canal Nacional-Canal de Chalco, y 1,793 m de revestimiento.

Finalmente, el Sistema de Drenaje Profundo, obra cuya primera etapa concluyó en 1975, se convirtió en el componente más importante del Sistema de Drenaje de la Cuenca del Valle de México; tiene ya más de 137.2 km de túneles en servicio, divididos en los interceptores Poniente, Centro-Poniente, Central, Oriente, Oriente-Sur, Iztapalapa, Obrero Mundial y Canal Nacional-Canal de Chalco, así como el Emisor central. Por lo que respecta al tratamiento y reúso, para 1991 tenía una infraestructura de trece plantas de tratamiento con una capacidad de operación de más de 2.5 m<sup>3</sup>/s, 739 km de redes de distribución, 17 tanques de almacenamiento con capacidad conjunta de 41,600 m<sup>3</sup> y trece plantas de bombeo con capacidad conjunta de 2.65 m<sup>3</sup>/s.

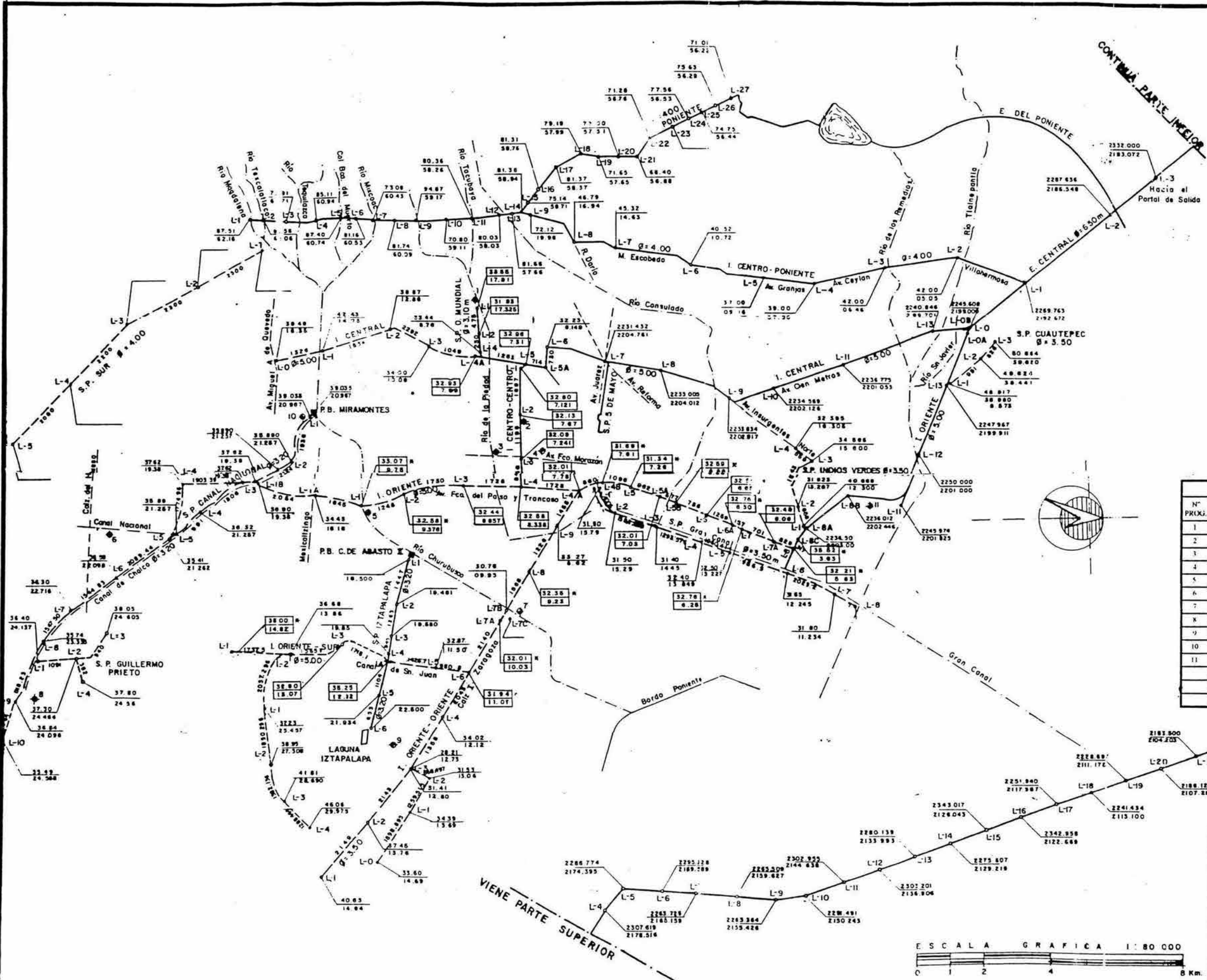
Las plantas de tratamiento del Rosario, Iztacalco, Cerro de la Estrella y San Luis Tlaxiátemalco son para proceso terciario. Las unidades restantes son del tipo secundario y emplean el proceso biológico de lodos activados y cloro para la desinfección del efluente; el volumen residual tratado se destina para áreas verdes, la industria, el riego agrícola, sector comercial (Lavado de autos) y mantenimiento de los lagos recreativos de Chapultepec, Xochimilco y Aragón, así como en la recarga artificial del acuífero.

Durante 1994 se inició la recarga del acuífero mediante lagunas de infiltración, con 1,000 l/s, con agua de excelente calidad proveniente de la planta de tratamiento Cerro de la Estrella.

**Objetivo.-** Con esta reseña histórica se trata de mostrar la importancia del sistema de alcantarillado, así como de las estructuras que forman parte de él, como son los pozos-caja los cuales tienen varias y muy importantes funciones dentro de dicho sistema, para lo cual daremos algunas herramientas para facilitar la realización del diseño de estas estructuras.

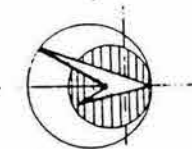
**SIMBOLOGIA**

- VIALIDAD
- RIO O CANAL
- 100.00 ELEVACION DE BOCAL
- 60.00 ELEVACION DE PLANTILLA
- PLANTA DE BOMBEO
- BANCO DE NIVEL PROFUNDO
- LUMBRERA EXISTENTE
- LUMBRERA EN CONSTRUCCION
- LUMBRERA DE PROYECTO
- ==== INTERCEPTOR EXISTENTE
- ==== INTERCEPTOR EN CONSTRUCCION
- ==== INTERCEPTOR DE PROYECTO
- M 100.00 ELEVACION DE TERRENO
- 33.55 ELEVACIONES REFERIDAS A UN BANCO DE NIVEL PROFUNDO
- 7.96
- 33.11 ELEVACION DE PROYECTO ORIGINAL
- 17.35
- 1500 LONGITUD ENTRE LUMBRERAS (m.)
- S PENDIENTE DEL TRAMO EN MILLESIMAS



**ELEVACIONES DE BANCOS DE NIVEL PROFUNDOS**

Nº PROJ.	CLAVE	ELEVACION (m) (JUL-AGO 87)	UBICACION
1	M(S03-W02)5	2232.673	P.B. TONALA
2	M(S03-E02)6	2233.412	VIADUCTO Y EJ. 3 ORIENTE
4	M(S02-E01)4	2230.856	P.B. ZOUQUIPA
5	M(S05-E02)4	2232.495	P.B. ESCUADRON 201
6	M(S10-E03)3	2236.337	BORDO MARGEN DE CANAL NAC.
7	M(S02-E04)6	2232.639	P.B. Km 6 - 500
8	M(S13-E07)1	2237.075	P.B. GUILLERMO PRIETO
9	M(S05-E07)2	2229.667	P.B. EJERCITO DE ORIENTE
10	M(S06-E01)4	2239.980	P.B. MIRAMONTES
11	(00)	2245.008	ATZACOALCO



Universidad Nacional Autónoma de México

**ENEP Aragón**

Ingeniería Civil

---

Alumno: Roberto Luis Lopez      Asesor: Ing. Luis Pomposo y Juan Sandoz

---

Sistema General de la Red de Drenaje Profundo de la Ciudad de México

Fecha: Marzo 2011

Hoja: 27





## **CAPÍTULO II**

### **DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA Y CARACTERÍSTICAS**

#### **2.1. Descripción**

En el Alcantarillado las estructuras son aquellas obras o dispositivos complementarios de las tuberías o conductos, que son esenciales para que funcione el sistema de saneamiento, o que facilitan tal funcionamiento. Dentro de este tipo de estructuras o dispositivos se incluyen los registros o pozos de visita común, pozos especiales, pozos caja, estructuras de caída y sifones invertidos, principalmente. A continuación se describen cada uno de estos elementos para destacar su función en el sistema:

Pozo de visita.- Estructura que permite la inspección, limpieza y ventilación de la red de alcantarillado. Se utiliza para la unión de dos o varias tuberías y en todos los cambios de diámetro, dirección y pendiente.

Pozos comunes.- Son pozos de visita que tienen forma cilíndrica en la parte inferior y troncocónica en la parte superior. Tienen un diámetro interior de 1.2 m y se utilizan en tuberías de hasta 0.61 m de diámetro.

Pozos especiales.- Al igual que los pozos de visita comunes, tienen forma cilíndrica en la parte inferior y troncocónica en la parte superior. Presentan un diámetro interior de 1.5 m para tuberías de 0.61 m a 1.07 m de diámetro, y 2.0 m de diámetro interior para tuberías con diámetro de 1.22 m.

## II. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA Y CARACTERÍSTICAS.

---



Pozos caja.- Los pozos caja están formados por el conjunto de una caja de concreto reforzado y una chimenea de tabique idéntica a la de los pozos comunes y especiales. Generalmente a los pozos caja cuya sección horizontal es rectangular, se les llama simplemente pozos caja y se utilizan en tuberías con diámetro de 1.52 m en adelante.

Pozos caja de unión.- Son pozos caja de sección horizontal en forma de polígono irregular que se utilizan para unir tuberías de 0.91 m en adelante con tuberías de diámetros mayores a 1.52 m.

Pozos caja de deflexión.- Son pozos caja que se utilizan para dar deflexiones máximas de 45° en tuberías de diámetros a partir de 1.52m.

Estructuras de caída.- Son estructuras que permiten efectuar en su interior los cambios bruscos de nivel, por condiciones topográficas o por tenerse elevaciones obligadas para las plantillas de algunas tuberías. Las estructuras de caída que se utilizan son: caídas libres, pozos con caída adosada, pozos con caída y estructuras de caída escalonada.

Caída libre.- Es la caída permisible en los pozos de visita hasta de 0.50 m sin la necesidad de utilizar alguna estructura especial (No se considera en este caso la unión a claves de las tuberías).

Pozos con caída adosada.- Son pozos de visita comunes, especiales o pozos caja a los cuales lateralmente se les construye una estructura que permite una caída en tuberías de 20 y 25 cm de diámetro con un desnivel hasta de 2.0 m.

Pozos con caída.- Son pozos constituidos también por una caja y una chimenea a los cuales, en su interior se les construye una pantalla que funciona como deflector del caudal que cae. Se construyen para tuberías de 30 a 76 cm de diámetro y con un desnivel de hasta 1.50 m.



Estructuras de caída escalonada.- Son estructuras con caída escalonada cuya variación es de 50 en 50 cm hasta 2.50 m como máximo; están provistas de una chimenea a la entrada de la tubería con mayor elevación de plantilla y otra a la salida de la tubería con la menor elevación de la plantilla. Se emplean en tuberías con diámetros de 0.91 m en adelante.

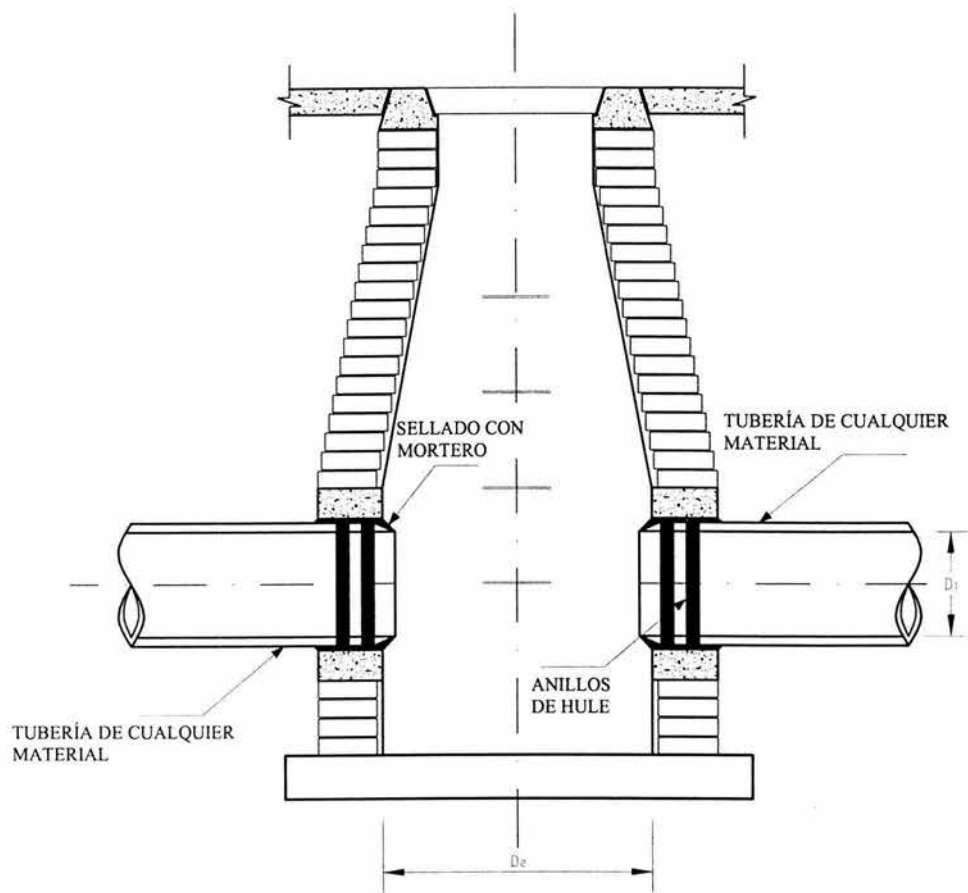
### 2.2. Características.

Pozos de visita.- Los materiales utilizados en la fabricación de los pozos de visita, deben asegurar la hermeticidad de la estructura y de la conexión con la tubería.

Los pozos de visita comúnmente se construyen de tabique, concreto reforzado o mampostería de piedra. Cuando se usa tabique el espesor mínimo será de 28 cm a cualquier profundidad.

Este tipo de pozos de visita se debe de aplanar y pulir exteriormente e interiormente con mortero cemento-arena mezclado con impermeabilizante, para evitar la contaminación y la entrada de aguas freáticas; el espesor del aplanado debe ser como mínimo de 1 cm. Además se debe garantizar la hermeticidad de la conexión del pozo con la tubería, utilizando anillos de hule (Ver figura 2.1).

Pozos comunes.- Los pozos de visita comunes están formados por una chimenea de tabique de forma cilíndrica en la parte inferior y troncocónica en la parte superior. La cimentación de estos pozos puede ser de mampostería o de concreto. En terrenos suaves se construye de concreto armado aunque la chimenea sea de tabique. En cualquier caso las banquetas del pozo pueden ser de tabique o de piedra. Todos estos elementos se juntan con mortero cemento-arena. Son suficientemente amplios para darle paso a una persona y permitirle maniobrar en su interior. Un brocal de concreto o de fierro fundido, cubre la boca. El piso de los pozos de visita comunes, es una plataforma en la cual se localizan canales (Medias cañas) que prolongan los conductos. Una



$D_1 = 1.22 \text{ M EN ADELANTE}$

1.20 M PARA POZOS DE VISITA COMÚNES  
 $D_2 = 1.50 \text{ M PARA POZOS DE VISITA ESPECIALES TIPO 1}$   
2.00 M PARA POZOS DE VISITA ESPECIALES TIPO 2

FIGURA No. 2.1

## II. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA Y CARACTERÍSTICAS.

---



escalera de peldaños de fierro fundido empotrados en las paredes del pozo, permite el descenso y el ascenso al personal encargado de la operación y mantenimiento del sistema.

Los pozos de visita comunes tienen un diámetro interior de 1.2 m, se utilizan con tubería de hasta 0.61 cm de diámetro, con entronques de hasta 0.45 cm de diámetro y permiten una deflexión máxima en la tubería de 90 grados.

Pozos especiales.- Este tipo de pozos son de forma similar a los pozos de visita comunes (son construidos de tabique y tienen forma cilíndrica en la parte inferior y troncocónica en la parte superior), pero son de dimensiones mayores.

Existen dos tipos de pozos especiales: el tipo 1, presenta un diámetro interior de 1.5 m, se utiliza con tuberías de 0.76 a 1.07 m de diámetro con entronques a 90 grados de tuberías de hasta 0.3 m y permite una deflexión máxima en la tubería de 45 grados; y el tipo 2, el cual presenta 2.0 m de diámetro interior, se usa con diámetros de 1.22 m y entronques a 90 grados de tuberías de hasta 0.3 m y permite una deflexión máxima en la tubería de 45 grados (Ver figura No.2.1).

Pozos caja.- Los pozos caja están formados por el conjunto de una caja de concreto reforzado y una chimenea de tabique similar a la de los pozos comunes y especiales. Su sección transversal horizontal tiene forma rectangular o de un polígono irregular. Sus muros así como el piso y el techo son de concreto reforzado, arrancando de éste último la chimenea que al nivel de la superficie del terreno, termina con un brocal y su tapa, ambos de fierro fundido o de concreto reforzado. Generalmente a los pozos cuya sección horizontal es rectangular, se les llama simplemente pozos-caja. Estos pozos no permiten deflexiones en las tuberías.

Existen tres tipos de pozos caja: el tipo 1, que se utiliza en tuberías de 0.76 a 1.07 m de diámetro con entronques a 45 grados hasta de 0.60 m de diámetro; el tipo 2, que se usa en tuberías de 0.76 a 1.22 m de diámetro con entronques a 45 grados hasta de 0.76 m de diámetro; y



## II. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA Y CARACTERÍSTICAS.



el tipo 3, el cual se utiliza en diámetros de 1.52 a 1.83 m con entronques a 45 grados hasta de 0.76 m de diámetro (Ver figura No. 2.2).

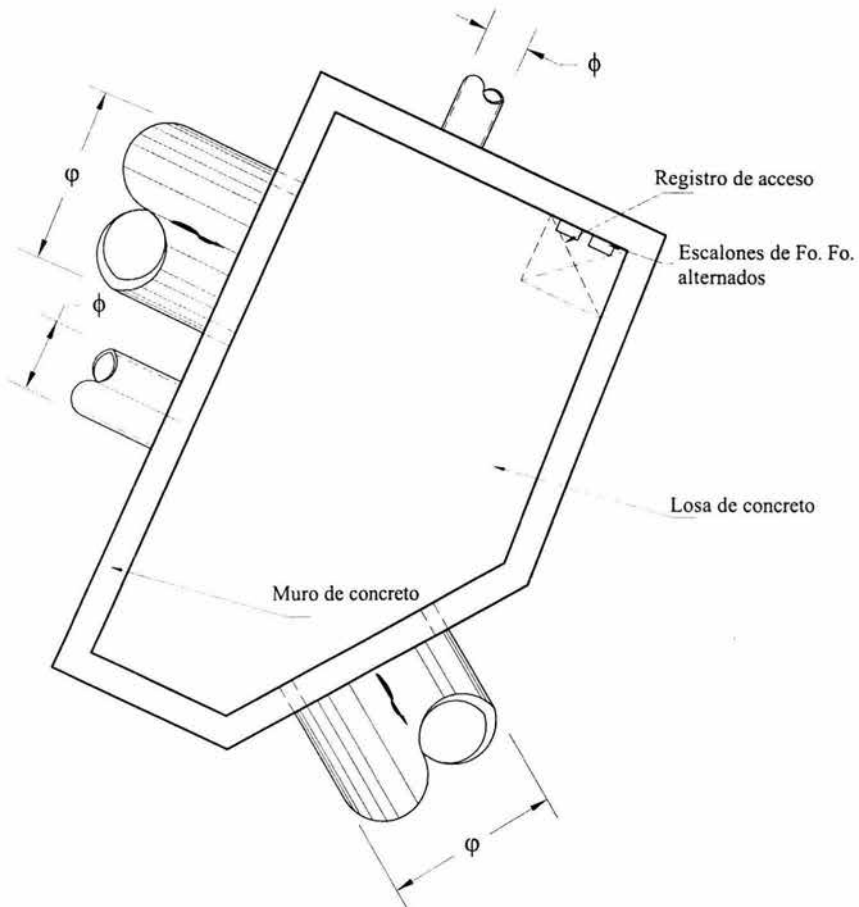


FIGURA No. 2.2. PLANTA POZO-CAJA

## II. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA Y CARACTERÍSTICAS.



Pozos-caja de unión.- Se les denomina así a los pozos caja de sección horizontal en forma de polígono irregular. Estos pozos no permiten deflexiones en las tuberías.

Existen dos tipos de pozos caja unión: el tipo 1, se utiliza en tuberías de hasta 1.52 m de diámetro con entronques a 45 grados de tuberías hasta de 1.22 m de diámetro; y el tipo 2, el cual se usa en diámetros de hasta 2.13 m con entronques a 45 grados de tuberías hasta de 1.52 m de diámetro (Ver figura No. 2.3).

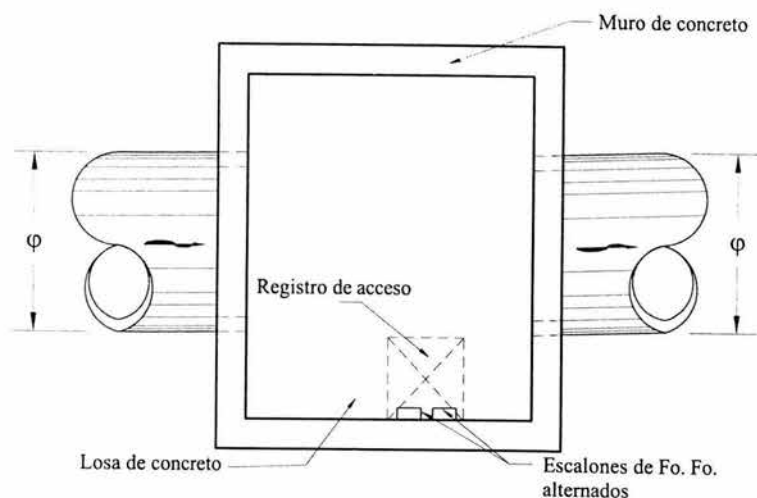


FIGURA No. 2.3. PLANTA POZO-CAJA DE UNIÓN

## II. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA Y CARACTERÍSTICAS.



Pozos caja de deflexión.- Se les nombra de esta forma a los pozos caja a los que concurre una tubería de entrada y tienen sólo una de salida con un ángulo de 45 grados como máximo. Se utilizan en tuberías de 1.52 a 3.05 m de diámetro (Ver figura No. 2.4).

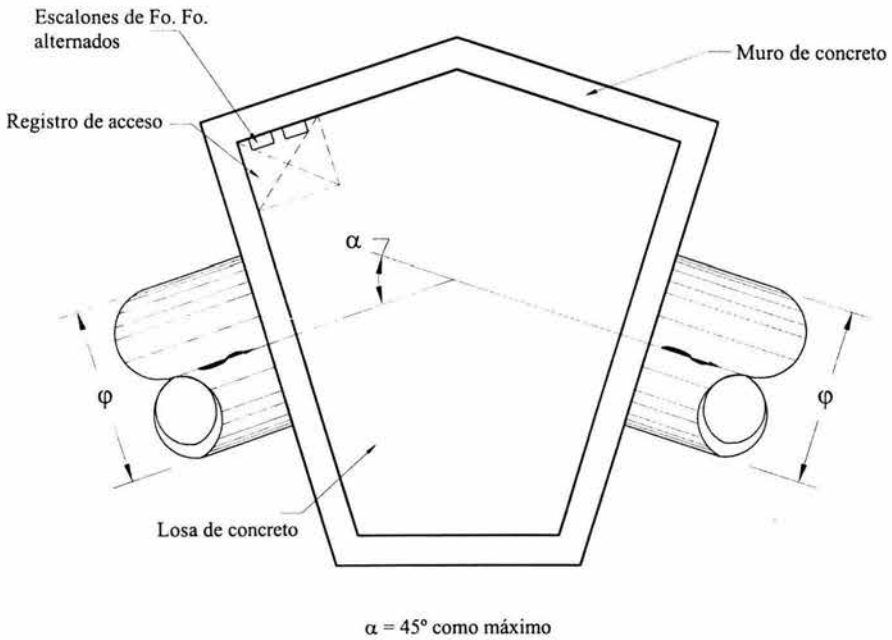


FIGURA No. 2.4. PLANTA POZO-CAJA DE DEFLEXIÓN

## II. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA Y CARACTERÍSTICAS.

---



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

Las estructuras de caída que se utilizan son:

- Caídas libres.- Se permiten caídas hasta de 0.50 m dentro del pozo de visita sin la necesidad de utilizar alguna estructura especial.

- Pozos-caja con caída.- Son pozos constituidos también por una caja y una chimenea de tabique, a los cuales en su interior se les construye una pantalla que funciona como deflector del caudal que cae. Se construyen para tuberías de 0.30 a 0.76 m de diámetro y con un desnivel hasta de 1.50 m (Ver figura No. 2.5).

- Estructuras de caída escalonada.- Son estructuras con caída escalonada cuya variación es de 0.50 en 0.50 m hasta llegar a 2.50 m (cinco tramos) como máximo, que están provistas de dos pozos de visita en los extremos, entre los cuales se construye la caída escalonada; en el primer pozo, se localiza la plantilla de entrada de la tubería, mientras que en el segundo pozo se ubica su plantilla de salida. Este tipo de estructuras se emplean en tuberías con diámetros desde 0.91 hasta de 2.44 m.

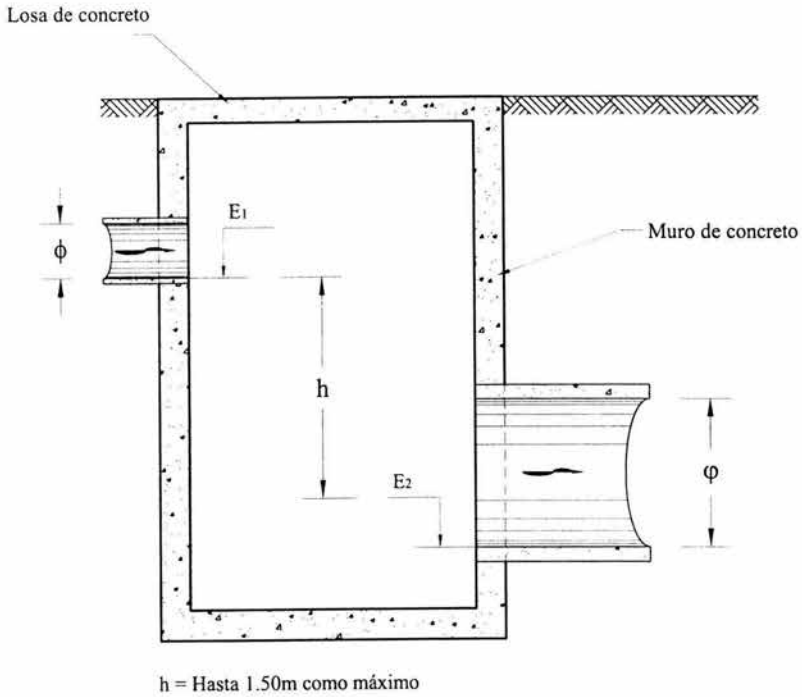


FIGURA No. 2.5. CORTE POZO-CAJA  
CON CAÍDA



## CAPÍTULO III

### CONSIDERACIONES PARA SU DISEÑO

Cuando se pretenda derivar un escurrimiento hacia la red primaria será conveniente seguir algunas recomendaciones, como sigue:

- Las tuberías de conexión proyectadas deberán tener un diámetro igual o mayor que el de los conductos por aliviar.
- Cuando las tuberías sean menores de 1.22 m de diámetro, se podrán utilizar los pozos de visita convencionales y, para diámetros iguales o mayores de 1.22 m, se tendrá que recurrir a pozos-caja de concreto.
- Cuando se quiera realizar un alivio perpendicular a la tubería existente, se deberá provocar que el agua tenga una caída, con lo cual el cambio de dirección hacia la nueva tubería se podrá lograr con mayor eficiencia.
- En este tipo de alivios será necesario construir un pozo-caja de concreto para abrazar la tubería existente; la plantilla de esta obra deberá quedar a una elevación de por lo menos medio diámetro por debajo de la plantilla del tubo por aliviar, figura 3.1.

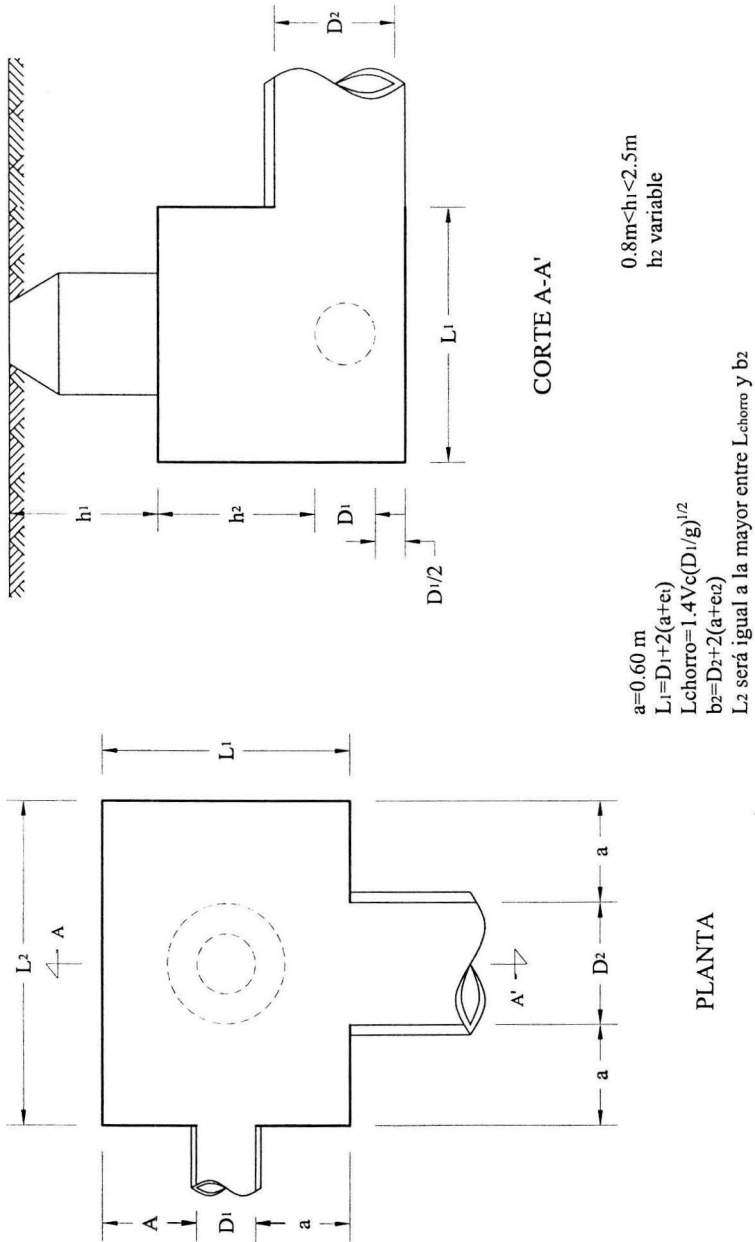


FIGURA No. 3.1. DIMENSIONES PROPUESTAS PARA CAJAS DE DESVÍO

### III. CONSIDERACIONES PARA SU DISEÑO.

---



En el caso descrito en la recomendación que antecede, la tubería existente podrá seguir trabajando, como sería el caso de alivios hacia el drenaje profundo. Durante la época de estiaje, los escurrimientos deberán continuar sus trayectorias originales.

Para el caso de tener una conexión a una tubería existente donde se pretenda hacer un libramiento, y que un tramo del conducto original quede fuera de circulación, se podrá realizar la conexión sin tener que recurrir a una caída del agua y buscar preferentemente ángulos de deflexión de 45°. Se deberá tratar de usar los planos tipo autorizados por la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica (DGCOH).

Como se ha mencionado anteriormente, cuando se tenga un alivio a 90°, se deberá provocar una caída, con una profundidad de por lo menos la mitad del diámetro del tubo por aliviar; sin embargo, el ancho de la caja quedará definida por la condición más desfavorable entre los requerimientos constructivos y la máxima distancia que alcance el chorro de agua al caer a la caja.

Por requerimientos constructivos, el ancho de la caja deberá ser al diámetro de salida más 1.20 m. Para un chorro descargando en la caja, se calculará el alcance con la fórmula del tiro parabólico:

$$L = 1.4V_c \left[ \frac{D_E}{g} \right]^{1/2}$$

donde:

- |                |  |
|----------------|--|
| g              | aceleración de la gravedad, en m/s <sup>2</sup>      |
| D <sub>E</sub> | Diámetro del tubo de llegada, en m                   |
| L              | Distancia máxima al chorro, en m                     |
| V <sub>c</sub> | Velocidad crítica en el conducto de llegada, en m/s. |



### III. CONSIDERACIONES PARA SU DISEÑO.

---



Para definir el ancho de la caja, se seleccionará la distancia mayor entre el alcance máximo del chorro L o la distancia por requerimiento constructivo ( $D_E + 1.20 \text{ m} + (2 \times \text{espesor del tubo})$ ).

Con las recomendaciones sobre diseño geométrico sólo se pretende dejar constancia de los aspectos que el ingeniero proyectista deberá tomar en cuenta para definir los tipos de estructuras que conviene diseñar, de acuerdo con las restricciones constructivas que se pueden presentar.

Debido a que la gran mayoría de las tuberías de la red primaria del DF se ubican en zonas planas, frecuentemente se presentan diferentes alternativas, como son: seleccionar entre tuberías prefabricadas y tuberías coladas en sitio, escoger entre procedimientos de excavación a cielo abierto o la construcción de túneles semiprofundos y, finalmente, diseñar cajas de conexión y deflexión de sección prismática o circular.

En los siguientes párrafos se sugieren recomendaciones que respondan a las alternativas anteriores.

En general se deben utilizar tuberías prefabricadas, de diámetro comercial concreto reforzado.

En el mercado existen tuberías de 3.15 m de diámetro que se fabrican sobre pedido; sin embargo, tanto para este diámetro de tubería como para el de 2.44 m, los costos de transportación son altos y se deberá analizar el importe de éstos costos contra los del colado en el sitio.

Cuando por los requerimientos de proyecto, las tuberías se tengan que ubicar a profundidades mayores de ocho metros, se deberán analizar los costos de instalación convencional, consistentes en excavaciones a cielo abierto e hincado de rieles, ademe de madera, colocación de troqueles de apuntalamiento e instalación de tuberías, contra la construcción de túneles semiprofundos en los

### III. CONSIDERACIONES PARA SU DISEÑO.

---



que se requiera la utilización de escudos de excavación, con lumbreras aproximadamente a cada 1,200 metros, la utilización de dovelas y la colocación de revestimiento definitivo.

Además de los costos de las obras, existen diferentes aspectos que se deberán tomar en cuenta en la selección del conducto más adecuado, como son: el avance de la obra con túnel es mucho más rápido que el de colocación de tuberías prefabricadas. Al construir túneles solamente se afecta la zona cercana a la lumbrera, mientras que con el sistema de tuberías prefabricadas, durante la construcción se provocan conflictos de vialidad y molestias al público a lo largo de todo el colector. Algunos problemas en la construcción de túneles semiprofundos consisten en la disponibilidad de los escudos de excavación y los pocos diámetros disponibles (generalmente 3.50 m de diámetro de túnel terminado). También se requiere dejar una profundidad mínima de suelo, entre la clave del túnel y el nivel de terreno natural, de dos diámetros de excavación (generalmente 8 metros).

De acuerdo a lo anterior será necesario, además del análisis de costos, tomar en cuenta las circunstancias, tanto de tiempo como del lugar, para seleccionar la mejor alternativa entre túnel semiprofundo y tubería prefabricada.

Con respecto a las cajas prismáticas analizadas en otros incisos, o la utilización de pequeñas lumbreras de sección circular, para profundidades menores de 7.0 m se seleccionarán las cajas prismáticas y para profundidades mayores se requerirá el uso de las lumbreras. Lo anterior obedece a que, con profundidades grandes, el empuje del suelo sobre la caja es importante; además, en las cajas prismáticas sus muros trabajan a flexión resultando estructuras demasiado robustas, mientras que las lumbreras, al trabajar siempre a compresión, resultan con espesores menores de pared.

Es importante señalar que lo anterior es una recomendación general, que puede ser modificada en función de la información con que se cuente sobre la mecánica del suelo.



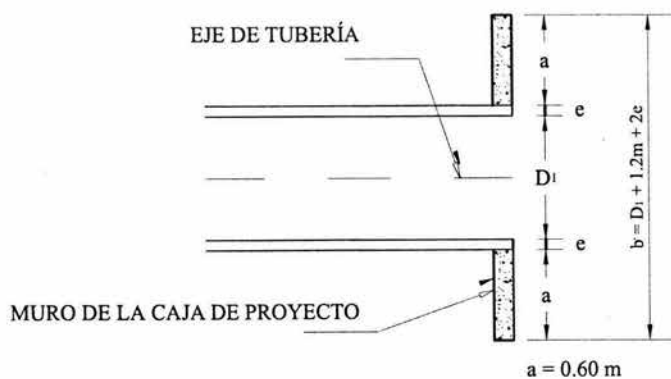
### Aspectos generales sobre tubos prefabricados.

En la tabla 3.1 se presentan algunas características que el proyectista requiere para la elaboración de sus proyectos de redes primarias.

#### 3.1. Diseño de cajas de conexión.

Cuando se requiera el diseño de cajas de conexión, con ángulos de salida diferentes a los contenidos en los planos tipo, será necesario cumplir con las condiciones que siguen:

- Entre el eje de la tubería y el muro de la caja se deberá tener un ángulo de  $90^\circ$  y la longitud del muro será igual al diámetro exterior más 60 cm a cada lado, más 2 espesores de tubo. Este requerimiento tiene por objeto disponer del espacio suficiente para empotrar el tubo y facilitar el armado, cimbrado y colado del concreto. Lo anterior se deberá cumplir, tanto para la tubería existente como para la proyectada, figura 3.2.



PLANTA

FIGURA No. 3.2. DIMENSIONES EN MUROS PARA CAJAS DE CONEXIÓN

III. CONSIDERACIONES PARA SU DISEÑO.



Tabla 3.1. Aspectos generales sobre tubos prefabricados.

CATALOGO DE TUBERIAS. CAMAS, PENDIENTES EXTREMAS Y GASTOS MÍNIMOS												
DIAMETRO (M)	ESP. TUBO (M)	ESP. CAMA CTRL (M)	ESP. CAMA (M)	PEND. MIN. (MILESIMAS)		PEND. MAXIMAS (MILESIMAS)		EXCEP.	EXCEP.	EXTRAOR.	GASTO MIN. (L/S)	
				NORM.	EXCEP.	NORM.	EXCEP.					
0.61	0.05	0.03	0.14	0.90	0.80	19.10	38.90			80.90	7.50	
0.76	0.07	0.04	0.17	0.70	0.60	13.90	28.40			60.40	12.00	
0.91	0.08	0.03	0.19	0.50	0.40	11.00	22.30			47.50	18.00	
1.07	0.09	0.04	0.22	0.40	0.30	8.80	18.00			38.30	25.50	
1.22	0.10	0.04	0.25	0.40	0.30	4.40	15.10			32.10	34.50	
1.52	0.13	0.04	0.30	0.30	0.20	5.50	11.30			24.00	45.00	
1.83	0.15	0.04	0.36	0.20	0.20	4.30	8.80			18.70	57.00	
2.13	0.18	0.05	0.41	0.20	0.20	3.50	7.20			15.30	70.50	
2.44	0.20	0.04	0.46	0.20	0.20	3.00	6.00			12.70	85.50	

ANCHO DE ZANJAS SEGUN PROFUNDIDAD Y DIÁMETRO DE TUBERÍAS												
DIAMETRO (M)	PROFUNDIDAD DE ZANJAS, EN METROS											
	0.61	1.25	1.75	2.25	2.75	3.25	3.75	4.25	4.75	5.25	5.75	6.25
0.76	0.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
0.91	0.00	0.00	1.55	1.55	1.55	1.55	1.55	1.55	1.55	1.55	1.55	1.55
1.07	0.00	0.00	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75
1.22	0.00	0.00	0.00	1.90	1.90	1.90	1.90	1.90	1.90	1.90	1.90	1.90
1.52	0.00	0.00	0.00	2.10	2.10	2.10	2.10	2.10	2.10	2.10	2.10	2.10
1.83	0.00	0.00	0.00	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45
2.13	0.00	0.00	0.00	0.00	2.80	2.80	2.80	2.80	2.80	2.80	2.80	2.80
2.44	0.00	0.00	0.00	0.00	3.20	3.20	3.20	3.20	3.20	3.20	3.20	3.20
					3.60	3.60	3.60	3.60	3.60	3.60	3.60	3.60

COLCHONES MÍNIMOS, MÁXIMOS, SEPARACIÓN ENTRE POZOS DE VISITA

COLCHONES (M)	SEPARACIÓN ENTRE POZOS (M)
D = 61	PARA D ≤ 0.45
1.20	60
5.00	80
	D > 0.45 m



La elevación del fondo de la caja quedará definida por el nivel de la rasante hidráulica de la tubería más baja.

- Para diseñar la geometría de la losa de tapa será necesario contar con un colchón mínimo de 80 cm de suelo, entre el nivel de rodamiento o piso terminado de la vialidad y la parte superior de losa. Con ello se pretenden absorber los hundimientos que se pudieran presentar en la zona, y evitar que la losa de concreto muy superficial provoque un brinco en la vialidad figura 3.3.

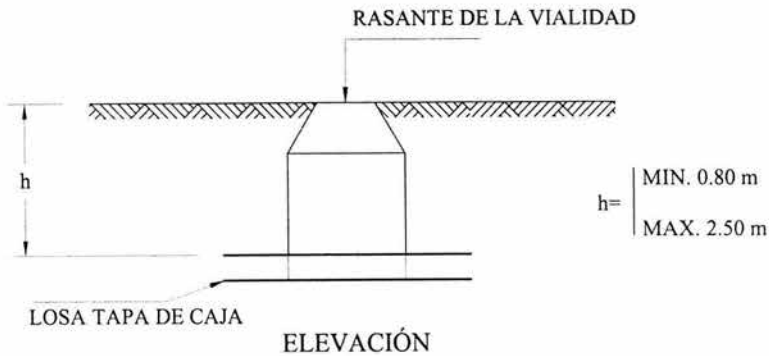


FIGURA No. 3.3. DIMENSIONES DEL COLCHÓN DE SUELO ENTRE EL NIVEL DE RODAMIENTO DE LA VIALIDAD Y LA LOSA TAPA DE LA CAJA DE CONEXIÓN.

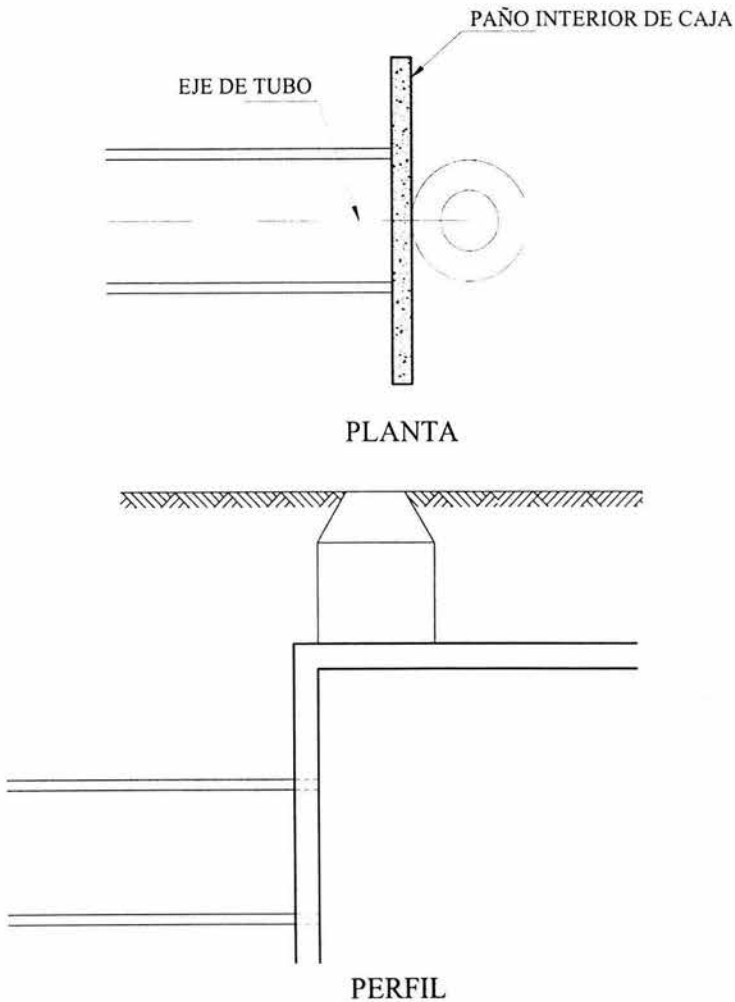
En el caso de cajas profundas el espesor del colchón de suelo podrá ser hasta de 2.50 m. lo cual ha sido limitado con base al procedimiento constructivo de los accesos para visita y ventilación. Estos tienen forma de cilindro en la parte inferior y de conos truncados en la superior (botella) y se construyen con tabique recocado figura 3.3.

En todas las cajas, los pozos para acceso y ventilación requieren de una adecuada ubicación a fin de facilitar las labores de mantenimiento.



Por cada tubería de llegada o salida a una caja se requerirá un pozo de mantenimiento, el cual deberá diseñarse alineándolo con el eje del conducto en el sitio más cercano al umbral de entrada o salida de esa tubería figura 3.4.

FIGURA No. 3.4. UBICACIÓN DE POZOS DE MANTENIMIENTO





En toda caja de la red primaria será necesario considerar accesos, para los cuales se tendrá que utilizar un pozo distinto a los mencionados anteriormente, toda vez que los accesos, por estar alineados con los tubos, presentarían una discontinuidad en la escalera en una profundidad igual al diámetro. Por tanto, el pozo de acceso se deberá ubicar cerca de una de las paredes de la caja, en la cual se pueden colocar escalones desde el fondo hasta la parte superior del pozo de acceso. Los escalones o huellas que se utilicen en los accesos a las cajas deberán ser de fierro fundido, con objeto de resistir el ataque de los gases que desprenden las aguas residuales.

#### 3.2. Cajas de deflexión.

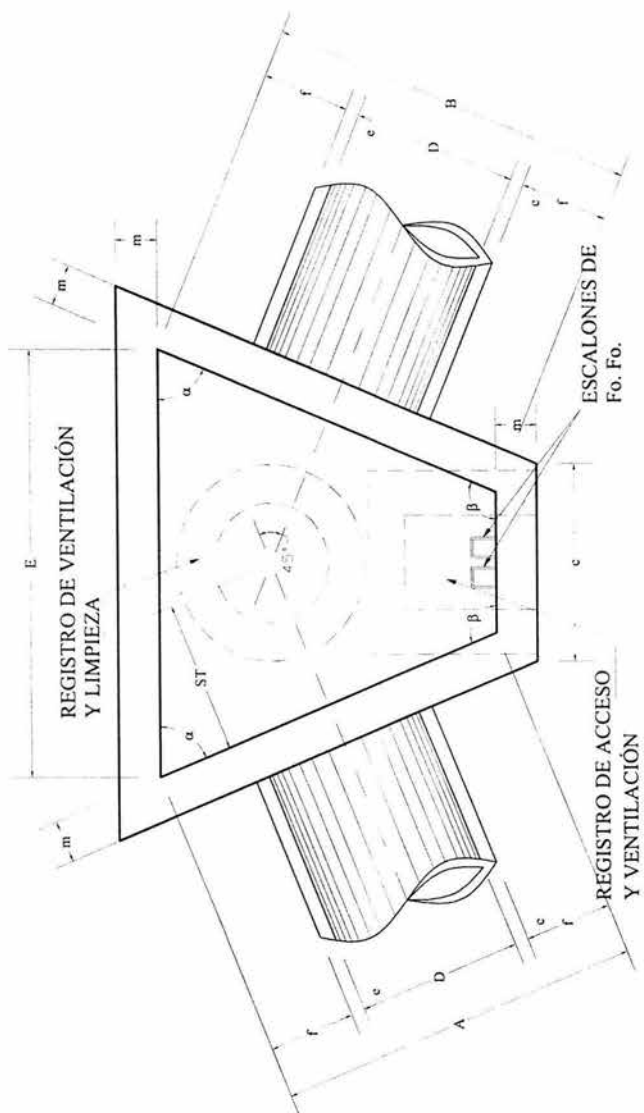
Las cajas de deflexión, en general, deberán cumplir con los requerimientos señalados en el inciso anterior, debiendo considerarse, además, que no se permiten deflexiones mayores de  $90^\circ$ . La tendencia es proyectar deflexiones de  $90^\circ$  con dos cajas de  $45^\circ$  con lo cual se mejora la operación y el mantenimiento de la red figura 3.5.

Estas cajas deberán tener en el fondo un relleno de concreto, formando un medio tubo que encauce las aguas en la dirección de salida.

El diámetro del medio tubo que se labrará en el concreto deberá ser igual a la de las tuberías de llegada y salida.

La DGCOH cuenta con planos tipo para diferentes diámetros y deflexiones, que deberán tratar de usarse antes de proponer nuevas geometrías.

Para deflexiones de  $20^\circ$  y menores se podrá colocar un solo pozo de mantenimiento; para ángulos mayores se deberán colocar dos pozos, cada uno de ellos sobre la losa superior y en el punto más cercano a los umbrales de los tubos.



PLANTA

VER TABLA No. 3.2.

FIGURA No. 3.5. CAJA DE DEFLEXIÓN DE 45°





**Tabla 3.2. Dimensiones de cajas de deflexión a 45°**

DIAMETRO	DIMENSIONES DE CAJAS DE DEFLEXION A 45°									
	D	e	f	A	B	ST.	C	E	h	$\alpha$
91	10.2	60	231	231	102	100	277	80	67°30'	112°30'
107	11.5	60	250	250	106	100	291	80	67°30'	112°30'
122	12.7	60	267	267	109	100	304	80	67°30'	112°30'

Como en el caso de las cajas de conexión, se deberá incluir un pozo de acceso a la caja, el cual estará ubicado tangente a una de las paredes perpendiculares a los tubos de llegada o de salida, y los escalones o huellas deberán ser de fierro fundido.

### **3.3. Cajas de caída**

En algunos proyectos se requiere dejar cajas de caída que permitan vencer fuertes desniveles del terreno. Para ello será necesario cumplir con las recomendaciones que a continuación se indican:

- La altura de caída entre la plantilla del tubo de entrada y el fondo de la caja no podrá ser mayor de tres metros.
- La altura entre el fondo de la caja y la plantilla del tubo de salida deberá ser de un metro, con objeto de amortiguar el golpe y formar un volumen para sedimentación.
- El ancho de la caja será igual al diámetro de la tubería, más 1.20 m, y más dos veces su espesor. Su longitud estará definida por el alcance máximo del chorro, calculado con la fórmula del tiro parabólico.



### **3.4. Separación entre cajas.**

La separación máxima entre cajas de red primaria deberá ser de 80 m, entendiendo que el diámetro de los conductos sea mayor de 0.60 m. La separación entre cajas depende del procedimiento usual de limpieza de las tuberías. Para diámetros mayores de 1.22 m, se utilizan otros equipos mecánicos cuya operación no depende de la separación entre cajas; sin embargo, para facilitar su localización y seguimiento no se podrán tener distancias mayores a la señalada.

Pozos de visita.-

El número máximo de tuberías que pueden descargar en un pozo de visita son tres y debe existir una tubería de salida.

a) Separación entre pozos de visita.

La separación máxima entre los pozos de visita según la Comisión Nacional del Agua (CNA) debe ser la adecuada para facilitar las operaciones de inspección y limpieza. Se recomiendan las siguientes distancias de acuerdo con el diámetro.

- En tramos de 20 hasta 61 cm de diámetro, 125 m.
- En tramos de diámetro mayor a 61 cm y menor ó igual a 122 cm, 150 m.
- En tramos de diámetro mayor a 122 cm y menor ó igual a 305 cm, 175 m.

Estas separaciones pueden incrementarse de acuerdo con las distancias de los cruceros de las calles, como máximo un 10%.

b) Cambios de dirección.

Para los cambios de dirección, las deflexiones necesarias en los diferentes tramos de tubería

### III. CONSIDERACIONES PARA SU DISEÑO.

---



se efectúan como se indica a continuación:

Si el diámetro de la tubería es de 61 cm o menor, los cambios de dirección son hasta de 90 grados, y deben hacerse con un solo pozo común.

Si el diámetro es mayor de 61 cm y menor o igual que 91 cm, los cambios de dirección son hasta 45 grados, y deben hacerse con un pozo especial.

Si el diámetro es mayor de 91 cm y menor o igual a 305 cm, los cambios de dirección son hasta 45 grados, y deben hacerse en un pozo caja de deflexión.

Si se requieren dar deflexiones mas grandes que las permitidas, deberán emplearse el número de pozos que sean necesarios, respetando el rango de deflexión permisible para el tipo de pozo.

Estructuras de caída.

a) Caídas libres.

En pozos de visita común, especial 1 o especial 2, la caída libre es hasta de 50 cm para tuberías hasta de 25 cm de diámetro. En éste caso, la caída libre se mide de la plantilla del tubo de llegada a la clave del tubo de salida.

En pozos común o especial 1, con tuberías de entrada y salida de 30 a 76 cm de diámetro, la caída libre es de hasta un diámetro ( el mayor). En éste caso la caída libre se mide de la plantilla del tubo de entrada a la plantilla del tubo de salida.

b) Caídas adosadas ( CA).

Esta estructura se construye sobre tuberías de entrada hasta de 25 cm de diámetro, con caídas hasta 200 cm, y se adosa a pozos común, especial 1 o especial 2. En éste caso, la caída se mide de la clave del tubo de entrada a la clave del tubo de salida.

### III. CONSIDERACIONES PARA SU DISEÑO.

---



c) Pozos con caída (CP).

Se construyen sobre tuberías de entrada y salida de 30 a 76 cm de diámetro; no admiten entronques y la caída es hasta de 300 cm. En éste caso, la caída se mide de la plantilla del tubo de entrada a la plantilla del tubo de salida.

d) Caída escalonada (CE).

Se construyen sobre tuberías de entrada y salida mayores de 76 cm de diámetro; no admiten entronques y la caída es hasta de 250 cm. En éste caso, la caída se mide de la plantilla del tubo de entrada a la plantilla del tubo de salida.



## **CAPÍTULO IV**

### **MÉTODOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA**

#### **4.1. Presión de tierras sobre muros**

En esta primera etapa se trata el importante tema de las presiones que ejerce el suelo sobre los muros de los pozos-caja, estos muros al mantener una diferencia en los niveles del suelo trabajan en forma similar a los muros de retención. Con la interpretación actual referente a los parámetros de resistencia, muchas de las teorías de presión de tierras clásicas permanecen hoy en la aplicación de la Mecánica de Suelos a los problemas prácticos. Así es frecuente en la actualidad ver estructuras de soporte que han sido diseñadas a partir de las teorías expuestas por Rankine. Tales teorías distan de ser óptimas y están afectadas de hipótesis que están lejos de representar un ideal de perfección, en lo que se refiere al acercamiento con la realidad, pero, en muchos casos, son las de más fácil aplicación y su manejo, en principio, resulta animador para los ingenieros, en el sentido de que parecen no exigir un criterio de especialista muy desarrollado.

Los verdaderos problemas de empuje de tierras son algo más que las meras cargas producidas por el suelo contra un muro de sostenimiento. El empuje de tierra no es una propiedad que dependa únicamente del suelo o de la roca, si no que es una función del material de la estructura de sostenimiento, de las cargas aplicadas al suelo situado detrás de la estructura de sostenimiento, de las condiciones del agua subterránea y de la magnitud de la flecha que inevitablemente se produce en la estructura de sostenimiento.



#### 4.2. Fuerzas que intervienen en el cálculo de los muros.

En general, las fuerzas actuantes contra los muros en los cuales la sección estructural se mantenga constante a lo largo de un trecho considerable, pueden calcularse para un segmento unitario de muro en la dirección normal al plano del papel, generalmente un metro.

Las diferentes fuerzas que deben tomarse en cuenta en el cálculo de un muro son:

- a) El peso propio del muro. Esta fuerza, que actúa en el centro de gravedad de la sección, puede calcularse cómodamente subdividiendo dicha sección en áreas parciales de cálculo sencillo.
- b) La presión del relleno contra el respaldo del muro, con su correspondiente intensidad y distribución.
- c) La componente normal de las presiones en la cimentación (figura No. 4.1). Usualmente se considera a la presión en la cimentación como linealmente distribuida a lo largo de la línea AC dando lugar a un diagrama trapecial. La resultante vertical de estas presiones ( $\Sigma V$ ) actúa en el centro de gravedad de tal diagrama.
- d) La componente horizontal de las presiones en la cimentación. La resultante de estos efectos horizontales se representa en la figura No. 4.1 como  $\Sigma H$ . La distribución de estas presiones horizontales, no dibujada en la mencionada figura, se supone análoga a la de las presiones normales en arenas y uniforme en suelos plásticos.
- e) La presión de la tierra contra el frente del muro. El nivel de desplante de un muro de retención debe colocarse bajo la zona de influencia de las heladas y a nivel que garantice la adecuada capacidad de carga del terreno. Así, la tierra colocada en el

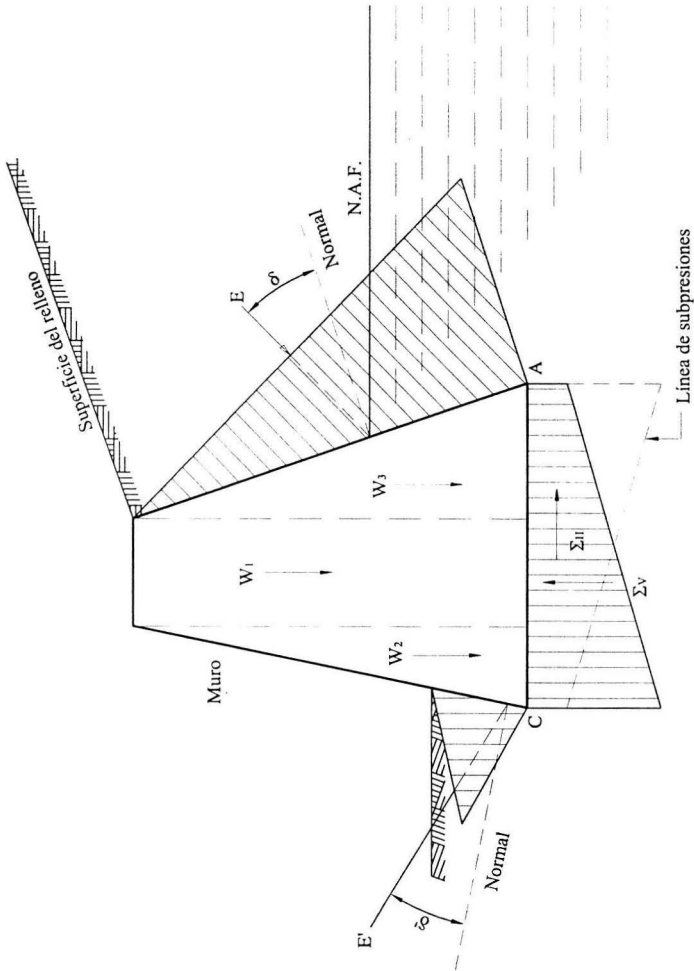
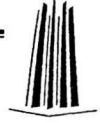


FIGURA No. 4.1. ESQUEMA QUE MUESTRA LAS FUERZAS PRINCIPALES QUE ACTÚAN SOBRE UN MURO



frente del muro ejerce una resistencia, indicada en la figura multicitada por  $E'$ ; sin embargo, esta fuerza suele omitirse en los cálculos en algunas ocasiones, a causa de ciertas incertidumbres que pudieran existir en lo relativo a su magnitud en un caso práctico.

- f) Las sobrecargas actuantes sobre el relleno, usualmente uniformemente distribuidas o lineales.
- g) Las fuerzas de filtración y otras debidas al agua. Si se permite la acumulación de agua tras el muro generará presiones hidrostáticas sobre él, independientes de la calidad del relleno, pero en este caso, por otra parte, se reduce la presión debida a la tierra por efecto del peso específico sumergido. Sin embargo, esta condición debe siempre ser evitada, instalando en el muro el drenaje adecuado que garantice la eliminación eficiente de las aguas. Si en un relleno arcilloso existen grietas cercanas al muro y el agua las llena, podrá ejercer, en la correspondiente profundidad, empujes hidrostáticos contra el muro. Si a través del relleno se establece un flujo, por ejemplo por lluvia, la condición de presiones contra el muro puede hacerse más desfavorable, por lo que será preciso analizar la condición de flujo, tomando en cuenta la presencia de fuerzas de filtración.
- h) Las subpresiones. Cuando el drenaje bajo el muro no es correcto o ha sufrido desperfecto, puede almacenarse agua en aquella zona. Si la cimentación es impermeable, el agua puede fluir a lo largo de ella emergiendo a la superficie del suelo en el frente del muro; en estas condiciones puede haber riesgo de tubificación. En cimentaciones permeables, el agua que sale a la superficie puede ser poca, pero en todo caso se producirán presiones de agua contra los materiales constituyentes del muro (subpresiones): la distribución de estas subpresiones aparece en la figura No. 4.1.





- i) La vibración. Las vibraciones producidas por el paso del tráfico sobre caminos o ferrocarriles, máquinas u otras causas, pueden incrementar las presiones contra muros cercanos. Ello no obstante no es frecuente introducir estos efectos en los cálculos comunes por lo pequeños. A veces puede convenir tomar en cuenta la vibración haciendo  $\delta = 0$ .
- j) El impacto de fuerzas. Ciertas causas externas, tales como movimiento de vehículos y otras pueden producir impacto sobre el relleno de un muro. Estos efectos tienden a ser rápidamente amortiguados por el propio relleno y no suelen tomarse en cuenta.
- k) Los temblores. El efecto de los movimientos sísmicos puede ser el aumentar momentáneamente la presión lateral contra un muro. El efecto no suele ser de gran consideración, pero en zonas críticas puede tomarse en cuenta incrementando los empujes calculados en un 10%.
- l) La acción de las heladas. Cuando el drenaje de los rellenos no es adecuado, la parte superior del mismo puede saturarse y en condiciones climáticas apropiadas el agua puede helarse. Esto puede producir expansiones de cierta importancia en el relleno sobre el muro y este efecto puede hacerse notable cuando se repite frecuentemente. Estos efectos se evitan con drenaje apropiado.
- m) Las expansiones debidas a cambios de humedad en el relleno. Estos problemas son frecuentes en rellenos arcillosos en los que la expansión produce un aumento en las presiones laterales sobre el muro; este aumento de las presiones está limitado por las condiciones de fluencia del muro.

Cuando el suelo se seca, se contrae y la presión disminuye correspondientemente. La reiteración de estos procesos puede ser perjudicial. El efecto suele presentarse más



intensamente en la superficie del relleno, decreciendo con la profundidad, de modo que rara vez se manifiesta abajo de 1.5 m aproximadamente. bajo la superficie del relleno.

No hay ningún método seguro para calcular los incrementos de presión producidos por estos fenómenos, que pueden evitarse en gran parte con estratos horizontales de material grueso, que actúe como dren.

Por lo anteriormente mencionado solo se van a calcular los empujes laterales que puedan ejercerse entre el relleno y el muro sin considerar otras fuerzas.

La teoría general del empuje de tierras se puede desarrollar partiendo de los esfuerzos en una masa de suelo extremadamente y a nivel. El esfuerzo vertical total en una masa de suelo a la profundidad  $z$  es igual al peso de la tierra hasta esa profundidad. Cuando hay agua subterránea, el esfuerzo vertical se puede separar en dos componentes: esfuerzo neutro y esfuerzo efectivo.

$$\sigma_v = \gamma z \quad (4.1)$$

$$\sigma_v' = \gamma z - u \quad (4.2)$$

#### 4.3. Empuje de tierras en reposo

Las condiciones de los esfuerzos en un elemento de suelo en la profundidad  $z$  en una masa a nivel se muestran en la figura No. 4.2. El elemento se puede deformar verticalmente por efecto de la carga pero, no se puede expansionar lateralmente porque está constreñido o confinado por el mismo suelo bajo las mismas condiciones de carga. Esto es equivalente a que el suelo estuviera colocado contra un muro inmóvil y sin fricción, que mantuviera la misma dimensión lateral del suelo y sin tener en que cuenta o prescindiendo de carga vertical. El suelo está en un estado de



equilibrio elástico y los esfuerzos en la dirección lateral se pueden calcular por la relación esfuerzo-deformación del suelo. La relación entre las deformaciones lateral y vertical es el módulo de Poisson y para la condición de cero deformación lateral, los esfuerzos principales están relacionados por:

$$\Delta\sigma_x = \left(\frac{\nu}{1-\nu}\right)\Delta\sigma_z \quad (4.3)$$

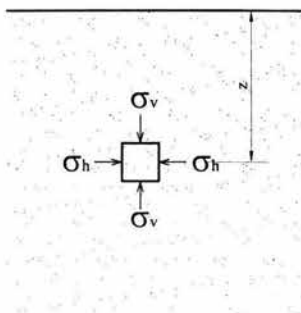


FIGURA No. 4.2. ESFUERZOS HORIZONTAL Y VERTICAL EN UNA MASA DE SUELO A LA PROFUNDIDAD Z

El empuje que ejerce la tierra en estado de reposo se representa por el símbolo  $p_0$  y se puede calcular conociendo el esfuerzo vertical  $\sigma_v$  en un suelo seco, por la ecuación:

$$\sigma_x = \sigma_h = \sigma_v \left(\frac{\nu}{1-\nu}\right) = p_0,$$

$$p_0 = \gamma z \left(\frac{\nu}{1-\nu}\right) = k_0 \gamma z \quad (\text{suelo seco}) \quad (4.4)$$

Por debajo del nivel freático el empuje se halla conociendo los esfuerzos componentes, efectivo y neutro:

$$p_0' = (\gamma z - u)k_0 \quad (\text{suelo húmedo, efectivo}) \quad (4.5)$$

$$p_0 = (\gamma z - u)k_0 + u \quad (\text{suelo húmedo, total}) \quad (4.6)$$



$k_0$  es el coeficiente de tierras en reposo y se halla por el módulo de Poisson. El valor de  $k_0$  para las arcillas saturadas sometidas a carga y sin drenaje o a carga rápida, también se expresa algunas veces como esfuerzo total, que incluye el esfuerzo neutro, en cuyo caso debe usarse la ecuación (4.4).

Tabla 4.1. Valores de  $k_0$ \*

Suelo	$K_0$ efectivo, drenado	$K_0$ total, sin drenaje
Arcilla blanda	0.6	1.0
Arcilla dura	0.5	0.8
Arena suelta, grava	0.6	
Arena compacta, grava	0.4	

\*El empuje total a cualquier profundidad es la suma de los esfuerzos efectivo y neutro (Excepto cuando se use el  $k_0$  total sin drenaje en arcillas saturadas).

La fuerza o empuje resultante por unidad de longitud de muro,  $P_0$ , que actúa en un muro de altura  $H$ , se puede hallar por la ecuación No. 4.4 o por el diagrama de empujes figura No. 4.3. Para un suelo seco (o arcilla cargada saturada sin drenaje), el diagrama es triangular y el empuje resultante es:

$$P_0 = \frac{k_0 \gamma H^2}{2}, \quad (4.7)$$

$$z = \frac{2H}{3} \quad (4.8)$$

Cuando haya agua subterránea se deben hacer separadamente los diagramas del empuje efectivo y del neutro, y la magnitud y punto de aplicación del empuje resultante se halla por los métodos normales de la mecánica.

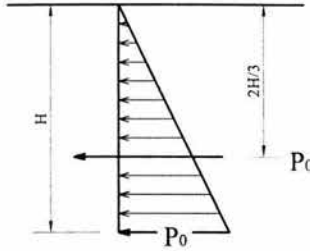


FIGURA No. 4.3. DISTRIBUCIÓN DEL EMPUJE Y FUERZA RESULTANTE  $P_0$ , SOBRE UNA SUPERFICIE VERTICAL DE ALTURA  $H$

Los esfuerzos en la masa de suelo están muy lejos de la falla, como se puede ver en la figura No. 4.4. Los esfuerzos en una dirección oblicua se pueden hallar por la circunferencia de Mohr.

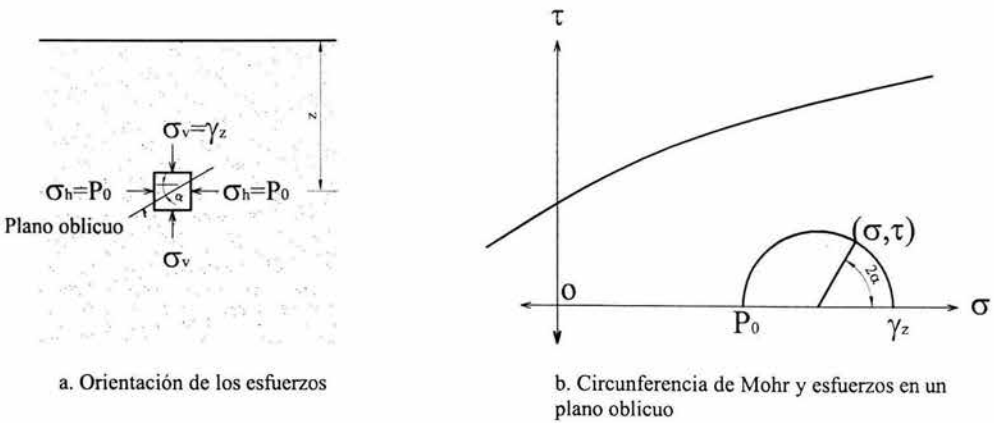


FIGURA No. 4.4. CIRCUNFERENCIA DE MOHR PARA EMPUJE DE TIERRAS EN REPOSO



#### 4.4. Empuje activo de tierras.

Si al muro vertical sin movimiento y sin fricción, a que se refiere la condición de reposo, se le permite mover alejándose del suelo, cada elemento de suelo adyacente al muro se podrá expandir lateralmente. El esfuerzo vertical permanece constante, pero el esfuerzo lateral o empuje de tierras se reduce; de la misma manera que el esfuerzo en un muelle comprimido se hace menor a medida que el muelle se estira. Inicialmente la reducción del esfuerzo es elástica y proporcional a la deformación, pero a medida que la diferencia entre los esfuerzos principales mayor y menor aumente, debido a la reducción del esfuerzo lateral, el diámetro de la circunferencia de Mohr crece hasta llegar a tocar la envolvente de falla. El empuje ha alcanzado un mínimo en ese punto; Las condiciones de los esfuerzos ya no son elásticas; la masa de suelo detrás del muro está en estado de falla por cortante o en equilibrio plástico y un movimiento adicional del muro hará que continúe la falla, con poco cambio en el empuje.

El empuje mínimo horizontal  $p_A$  a cualquier profundidad  $z$  para arenas y gravas secas, se puede hallar por el diagrama de Mohr en la falla (figura No. 4.5.), y es:

$$p_A = \frac{\gamma z}{\tan^2[45 + (\varphi / 2)]}, \quad (4.10)$$

$$p_A = \gamma z \tan^2[45 - (\varphi / 2)] \quad (4.11)$$

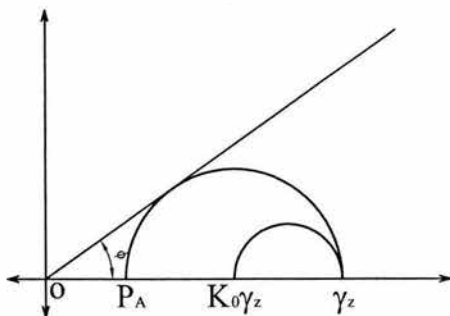


FIGURA No. 4.5. EMPUJE ACTIVO EN SUELOS NO COHESIVOS, ARENAS Y GRAVAS  
CIRCUNFERENCIA DE MOHR



La expresión  $\tan^2[45 - (\varphi/2)]$  se llama coeficiente de empuje activo de tierras y se representa por el símbolo  $k_A$ . El estado de falla por cortante que acompaña al empuje mínimo se llama estado activo. La fuerza o empuje resultante  $p_A$  por unidad de longitud de muro, para arena seca, se puede hallar por la expresión de empuje activo o por el área del diagrama de empujes:

$$P_A = \frac{\gamma H^2 k_A}{2} \quad (4.12)$$

La línea de acción está en el centroide a la profundidad  $2H/3$  (figura No. 4.6).

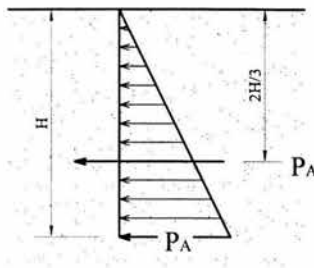


FIGURA No. 4.6. DISTRIBUCIÓN DEL EMPUJE HORIZONTAL Y PUNTO DE APLICACIÓN DE LA RESULTANTE,  $P_A$

Si la arena está bajo el agua hay que considerar el esfuerzo neutro. El empuje activo efectivo se calcula por la presión vertical efectiva y  $k_A$ . El total es la suma de los esfuerzos efectivo y neutro:

$$p'_A = (\gamma z - u)k_A \quad (4.13)$$

$$p_A = (\gamma z - u)k_A + u \quad (4.14)$$

Cuando un suelo seco no cohesivo se inunda, porque se eleva el nivel freático, el empuje efectivo se reduce a cerca de la mitad de su valor original; sin embargo, el empuje total se triplica, aproximadamente. La magnitud y punto de aplicación de la resultante, para suelos no cohesivos bajo el agua, se halla combinando los diagramas de empujes efectivo y neutro.



Un análisis semejante para la arcilla saturada con carga y sin drenaje, usando la circunferencia de Mohr, da la siguiente fórmula para el empuje activo:

$$p_A = \gamma z - 2c \tag{4.15}$$

La fuerza o empuje total por metro de longitud de muro,  $P_A$ , está dada por la siguiente expresión:

$$p_A = \frac{\gamma H^2}{2} - 2cH \tag{4.16}$$

De acuerdo con esta fórmula la resultante del empuje de tierras será igual a cero cuando la altura del muro sea igual a  $4c/\gamma$ , aunque el suelo está en equilibrio plástico. Esto explica por qué las arcillas se mantienen, frecuentemente, en altos taludes verticales. El diagrama de empujes (figura No. 4.7.) indica que la arcilla está en tensión hasta la profundidad  $2c/\gamma$ . La tensión produce grietas verticales y hace que la arcilla se separe del muro. La parte en tracción del diagrama de empujes desaparece por el agrietamiento del suelo, quedando solo un empuje positivo en la parte inferior del muro; por consiguiente, un muro de escasa altura hasta la profundidad  $2c/\gamma$ , soportaría técnicamente la arcilla a pesar del agrietamiento. Sin embargo, el agua que se acumula en las grietas aumentará el empuje horizontal, necesitándose, por tanto, mayor soporte. La formación de estas grietas de tensión explica por qué los cortes en arcilla muchas veces fallan sin aviso, después de semanas de haber sido hechos y por qué muchas de estas fallas ocurren en tiempos de lluvia.

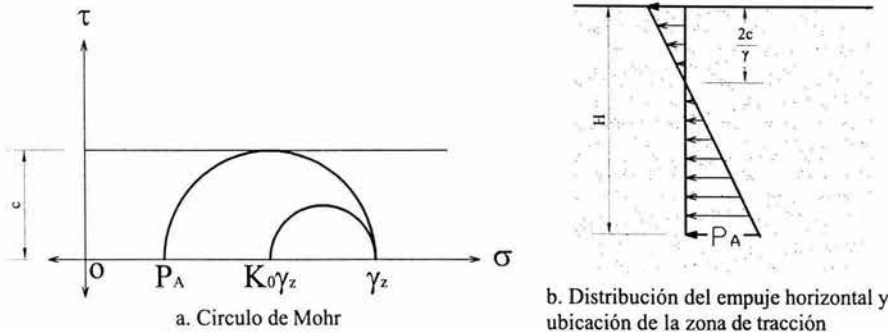


FIGURA No. 4.7. EMPUJE EN SUELOS COHESIVOS SATURADOS: ARCILLAS SUJETAS A ESFUERZO CORTANTE SIN DRENAJE





#### 4.5. Empuje pasivo de tierras.

Sin en vez de moverse el muro alejándose del suelo se mueve hacia el suelo, el empuje contra el muro aumenta. Las circunferencias de esfuerzos aumentan a la derecha del esfuerzo vertical  $\gamma z$ , que ahora es el esfuerzo principal menor. El empuje máximo contra el muro se alcanza cuando se produce la falla por esfuerzo cortante, la que también ocurre en el suelo situado detrás del muro.

Para suelos no cohesivos secos el empuje a cualquier profundidad se puede hallar por el diagrama de Mohr (figura No. 4.8.) y es:

$$p_p = \gamma z \tan^2 [45 + (\varphi / 2)] \quad (4.17)$$

siendo  $p_p$  el valor máximo o el empuje pasivo. La expresión  $\tan^2 [45 + (\varphi / 2)]$  se llama frecuentemente coeficiente de empuje pasivo de tierras y se representa por el símbolo  $k_p$ .

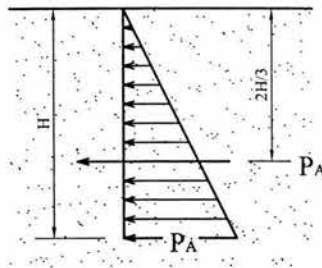


FIGURA No. 4.6. DISTRIBUCIÓN DEL EMPUJE HORIZONTAL Y PUNTO DE APLICACIÓN DE LA RESULTANTE,  $P_A$

La fuerza o empuje total por metro de longitud de muro de altura  $H$  se halla por el diagrama de empujes (figura No. 4.9.):

$$p_p = \frac{\gamma H^2}{2} k_p \quad (4.18)$$

La línea de acción del empuje es horizontal y está aplicada a la profundidad  $2/3H$ .

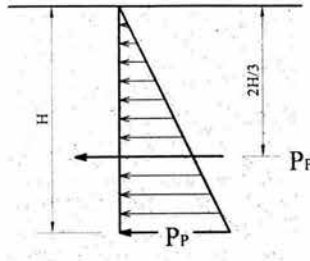


FIGURA No. 4.9. DISTRIBUCIÓN DEL EMPUJE HORIZONTAL Y PUNTO DE APLICACIÓN DE LA RESULTANTE,  $P_p$

Por debajo del nivel freático el efecto del esfuerzo neutro se trata en la misma forma que para el estado activo.

Para arcillas saturadas cargadas, sin drenaje, el empuje pasivo se halla por la circunferencia de Mohr (figura No. 4.10.) y es:

$$p_p = \frac{\gamma H^2}{2} + 2cH \quad (4.19)$$

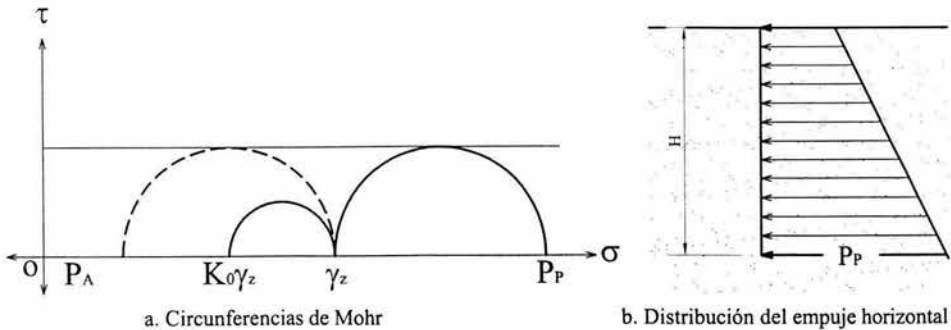


FIGURA 4.10. EMPUJE PASIVO EN SUELOS COHESIVOS SATURADOS: ARCILLAS SUJETAS A ESFUERZO CORTANTE SIN DRENAJE

Para suelos como las arcillas parcialmente saturadas, cuya resistencia a esfuerzo cortante está dada por la fórmula  $s = c' + p \tan \phi'$ , se puede deducir la fórmula siguiente con la ayuda de los diagramas de Mohr.



Para el estado activo:

$$p_A = \gamma z \tan^2 \left( 45 - \frac{\varphi'}{2} \right) - 2c' \tan \left( 45 - \frac{\varphi'}{2} \right) \quad (4.20)$$

$$P_A = \frac{\gamma H^2}{2} \tan^2 \left( 45 - \frac{\varphi'}{2} \right) - 2c' H \tan \left( 45 - \frac{\varphi'}{2} \right) \quad (4.21)$$

Para el estado pasivo:

$$p_A = \gamma z \tan^2 \left( 45 + \frac{\varphi'}{2} \right) + 2c' \tan \left( 45 + \frac{\varphi'}{2} \right) \quad (4.22)$$

$$P_A = \frac{\gamma H^2}{2} \tan^2 \left( 45 + \frac{\varphi'}{2} \right) + 2c' H \tan \left( 45 + \frac{\varphi'}{2} \right) \quad (4.23)$$

Los diagramas de empujes para estas condiciones son similares a los de las arcillas saturadas.

El planteamiento analítico para determinar el empuje de tierras se denomina método de Rankine, debido a que fue el Ingeniero escocés W. J. M. Rankine el primero que aplicó este razonamiento a las masas de suelo.

#### 4.6. Deformación y condiciones de frontera

Tanto en el estado activo como en el pasivo las zonas de suelo adyacentes a un muro sin fricción, que están en estado de falla por cortante o equilibrio plástico, forman cuñas planas (figura No. 4.11). Como el ángulo entre el plano de falla y el plano principal mayor es  $\alpha = [45 + (\varphi / 2)]$ , la cuña está limitada en el estado activo por un plano que forma el ángulo  $\alpha$  con el plano horizontal y en el estado pasivo por un plano que forma el ángulo  $\alpha$  con el plano vertical. En ambos casos existe dentro de las cuñas un infinito número de planos de falla que forman ángulos  $\alpha$  con el plano principal mayor.

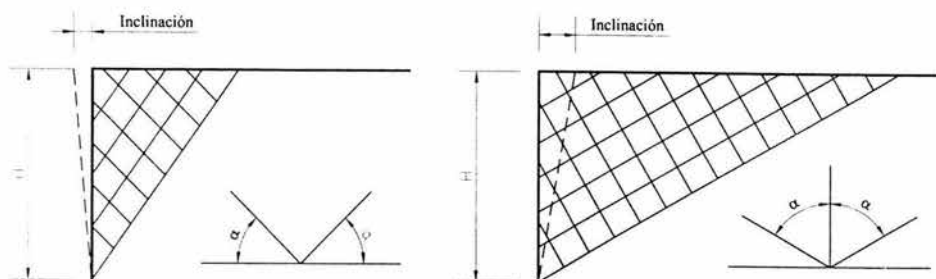


FIGURA No. 4.11. CUÑAS DE FALLA POR CORTANTE

El movimiento horizontal de cualquier parte del muro que es necesario para que se produzca el estado activo o el pasivo es proporcional al ancho de la zona de esfuerzo cortante adyacente a ese punto. Como se puede ver por la figura No. 4.11., el movimiento mínimo consiste en un giro del muro sobre su base. El giro es pequeño y depende de la rigidez del suelo y de la altura  $H$  del muro, como se indica en la tabla No. 4.2.

Tabla 4.2. Inclinación típica mínima necesaria para producir los estados activo y pasivo.

Suelo	Estado activo	Estado pasivo
No cohesivo compacto	$0.0005H$	$0.005H$
No cohesivo suelto	$0.002H$	$0.01H$
Cohesivo duro	$0.01H$	$0.02H$
Cohesivo blando	$0.02H$	$0.04H$

Los suelos cohesivos blandos no permanecen en el estado activo o pasivo por largo tiempo. Una deformación lenta del suelo (frecuentemente llamada fluencia) tiende a retornar la masa de suelo al estado de "reposo". En el caso de muros que soportan rellenos de arcilla blanda esto significa que el muro tendrá un movimiento lento y continuo hacia fuera, si fue proyectado para resistir el empuje activo solamente. Sin embargo, después de unos meses, el cambio del empuje debido a la fluencia es generalmente insignificante.



### Efecto de la fricción en el respaldo del muro

El análisis de Rankine considera una extensa zona en equilibrio en la que la forma de distribución de los esfuerzos cortantes no ha sido distorsionada por la obra de ingeniería. Esto equivale a suponer que no se produce esfuerzo cortante entre el muro y el suelo o dicho de otra manera que el muro no ofrece resistencia a la fricción.

### Efecto de las sobrecargas

Si una sobrecarga uniforme,  $q'$ , actúa en el suelo situado detrás del muro, como se muestra en la figura No. 4.12, produce un empuje adicional en el muro. En el estado activo la resultante de este empuje  $P_s$ , en kilogramos por metro de longitud de muro, es:

$$P_s = q' H \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

Este empuje actúa a la mitad de la distancia entre la parte superior y la base del muro.

Las sobrecargas con pendientes, como pilas de materiales colocadas sobre un relleno horizontal, se pueden aproximar a una sobrecarga uniforme equivalente que tuviera una altura igual al promedio de alturas del material dentro de la zona de esfuerzo cortante.

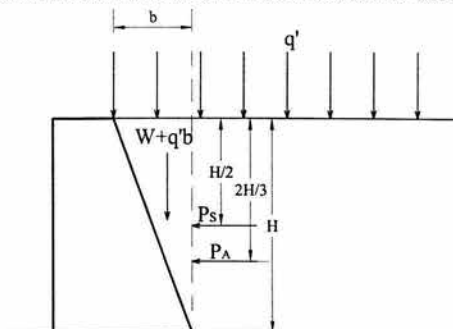


FIGURA No. 4.12. MURO CON CARGA UNIFORME  $Q'$  APLICADA SOBRE EL RELLENO



#### 4.7. Elementos sujetos a flexión simple

En la práctica vemos que son frecuentes los elementos estructurales sujetos a flexión, tales como vigas o losas que trabajan en una sola dirección. Generalmente, la flexión se presenta acompañada de fuerza cortante. Sin embargo, la resistencia a flexión puede estimarse con suficiente precisión despreciando el efecto de la fuerza cortante.

Al empezar a cargar, el comportamiento de la pieza es esencialmente elástico y toda la sección contribuye a resistir el momento exterior. Cuando la tensión en la fibra más esforzada de alguna sección excede la resistencia del concreto a la tensión empiezan a aparecer grietas.

Según la cantidad de acero longitudinal con que está reforzada la pieza, éste puede fluir o no antes de que se alcance la carga máxima. Cuando el hacer fluye, el comportamiento del miembro es dúctil; es decir, se producen deflexiones considerables antes del colapso final, en este caso se dice que el elemento es subreforzado. Por otra parte si la cantidad de acero longitudinal de tensión es grande, éste no fluye antes del aplastamiento y se dice entonces que el elemento es sobrerreforzado. Puede suceder que el elemento alcance su resistencia precisamente cuando el acero comienza a fluir, en este caso se dice que el elemento es balanceado.

#### Hipótesis generales

La resistencia de elementos sujetos a flexión simple puede determinarse a través de una serie de hipótesis simplificadoras ligadas al comportamiento básico y al mecanismo acción-respuesta. Las hipótesis que se hacen comúnmente son las siguientes:

- a) La distribución de deformaciones unitarias en la sección transversal de un elemento es plana. Esta hipótesis ha sido verificada mediante mediciones y es correcta, excepto



para longitudes de medición muy pequeñas y en la rama descendente de la gráfica carga-deflexión.

- b) Existe adherencia entre el concreto y el acero de tal manera que la deformación unitaria del acero es igual a la del concreto adyacente.
- c) El concreto no resiste esfuerzos de tensión.
- d) La deformación unitaria del concreto en compresión cuando se alcanza la resistencia de la sección es 0.003.
- e) La distribución de esfuerzos de compresión en el concreto cuando se alcanza la resistencia es uniforme en una zona cuya profundidad es 0.80 veces la del eje neutro, definido éste de acuerdo con las hipótesis anteriores. El esfuerzo uniforme se tomará igual a  $0.85 f^*c$  si

$$f^*c \leq 250 \text{ kg/cm}^2$$

e igual a

$$\left(1.05 - \frac{f^*c}{1250}\right) f^*c \quad \text{si } f^*c > 250 \text{ kg/cm}^2$$

En la figura No. 4.13 se muestran los estados de deformaciones y esfuerzos en la sección transversal de una viga sujeta a flexión. Se puede aplicar que la forma del diagrama de esfuerzos de compresión es similar a la curva esfuerzo-deformación de un espécimen ensayado a compresión. El área del diagrama de esfuerzos de compresión y la posición de la resultante de compresión puede determinarse a partir de tres parámetros adimensionales,  $\beta_1$ ,  $\beta_2$  y  $\beta_3$ . El parámetro  $\beta_3$  relaciona el esfuerzo máximo en flexión con la resistencia de los cilindros de control. El parámetro  $\beta_1$  indica la relación entre el esfuerzo promedio y el esfuerzo máximo en la zona de compresión, y el parámetro  $\beta_2$  indica la posición de la resultante de compresión. El área del diagrama de compresiones y la posición de la resultante pueden definirse también estableciendo expresiones matemáticas que permiten idealizar el diagrama de esfuerzos de compresión.

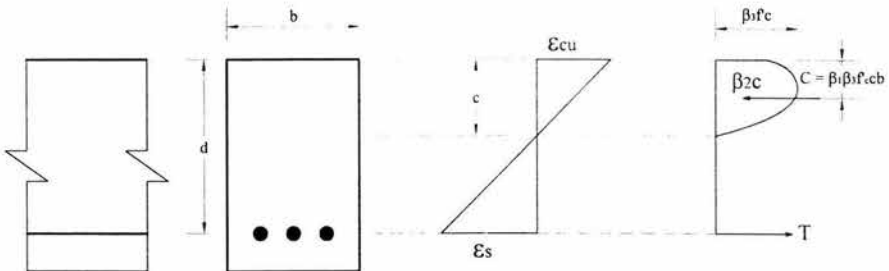


FIGURA No. 4.13. DISTRIBUCIONES DE DEFORMACIONES Y ESFUERZOS EN UNA SECCIÓN SUJETA A FLEXIÓN

Se han propuesto numerosos valores para los parámetros  $\beta_1$ ,  $\beta_2$  y  $\beta_3$ , así como diversa configuraciones para del diagrama de esfuerzos de compresión. Con el objeto de desarrollar métodos sencillos de cálculo, los reglamentos de construcción recurren a hipótesis simplificadoras en las cuales se fija un valor de la deformación unitaria máxima útil del concreto,  $\epsilon_{cu}$ , y donde se definen diagramas idealizados de los esfuerzos de compresión, de tal manera que el área del diagrama de esfuerzos y la posición de la resultante de compresión sean semejantes a las que corresponderían a una distribución real.

Hipótesis de las Normas Técnicas Complementarias (NTC-87) del reglamento del Distrito Federal.- Las NTC-87 recomiendan una distribución rectangular, figura No. 4.14, de esfuerzos ligeramente diferente a la del ACI. La reducción en el volumen del bloque de esfuerzos correspondientes a concretos de alta resistencia, se hace disminuyendo el valor del esfuerzo máximo,  $\beta_3 f^*c$  y no reduciendo la profundidad del bloque, como lo hace el ACI. Esto tiene ventajas en la preparación de gráficas y diagramas de dimensionamiento.

Para el bloque propuesto,  $\beta_1 = 0.80$ ,  $\beta_2 = 0.40$  para secciones rectangulares y  $\beta_3 = (1.05 - f^*c/1250) \leq 0.85$ ,  $f^*c = 0.8 f'c$  ( $f^*c$  en  $kg/cm^2$ ).

$f'c$  y  $f^*c$  en  $kg/cm^2$ , si se expresan en Mpa, sustituir 1250 por 120.



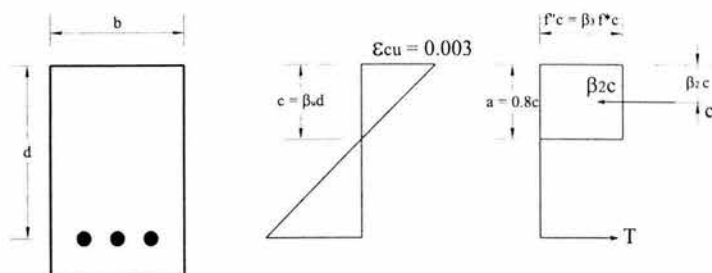


FIGURA No. 4.14. HIPÓTESIS DE LAS NTC-87 SOBRE LA DISTRIBUCIÓN DE DEFORMACIONES Y ESFUERZOS EN LA ZONA DE COMPRESIÓN

### Refuerzo mínimo

El refuerzo mínimo de tensión en secciones de concreto reforzado, excepto en losas perimetralmente apoyadas, será el requerido para que el momento resistente de la sección sea por lo menos 1.5 veces el momento de agrietamiento de la sección transformada no agrietada.

El área mínima de refuerzo de secciones rectangulares de concreto reforzado de peso normal, puede calcularse con la siguiente expresión aproximada:

$$A_s \text{ mín} = \frac{0.7 \sqrt{f'c}}{f_y} bd$$

donde b y d son el ancho y el peralte efectivo, no reducidos, de la sección.

### Refuerzo máximo

El área máxima de acero de tensión en secciones de concreto reforzado que no deben resistir fuerzas sísmicas será la que corresponde a la falla balanceada de la sección considerada. La falla balanceada ocurre cuando simultáneamente el acero llega a su esfuerzo de fluencia y el concreto alcanza su deformación máxima de 0.003 en compresión. Este criterio es general y se aplica a



secciones de cualquier forma sin acero de compresión o con él.

Las secciones rectangulares sin acero de compresión tienen falla balanceada cuando su área es igual a:

$$\frac{f''c}{f_y} \frac{4800}{f_y + 6000} bd$$

donde

$$f''c = 0.85 f^*c \quad \text{si } f^*c \leq 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''c = \left(1.05 - \frac{f^*c}{1250}\right) f^*c \quad \text{si } f^*c > 250 \text{ kg/cm}^2$$

b y d son el ancho y el peralte efectivo de la sección, reducidos. El peralte efectivo, d, de una sección es la distancia del centroide del acero de tensión a la fibra extrema de compresión.

### Fórmulas para calcular resistencias

Las condiciones de equilibrio y las hipótesis generales mencionadas anteriormente conducen a las siguientes expresiones para resistencia a flexión,  $M_R$ . En dichas expresiones  $F_R=0.9$ .

Secciones rectangulares sin acero de compresión

$$M_R = F_R b d^2 f''c q (1 - 0.5q)$$

o bien

$$M_R = F_R A_s f_y d (1 - 0.5q)$$

donde

b ancho de la sección

d peralte efectivo



$$f''c = \left(1.05 - \frac{f^*c}{1250}\right) f^*c \leq 0.85 f^*c$$

$$q = \frac{pf_y}{f''c}$$

$$p = \frac{A_s}{bd}$$

$A_s$  Área del refuerzo de tensión

Secciones rectangulares con acero de compresión

$$M_R = F_R \left[ (A_s - A'_s) f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) + A'_s f_y (d - d') \right]$$

donde

$$a = \frac{(A_s - A'_s) f_y}{f''cb}$$

$A_s$  área del acero de tensión

$A'_s$  área del acero de compresión

$d'$  distancia entre el centroide del acero a compresión y la fibra extrema a compresión

La ecuación del momento resistente es válida sólo si el acero de compresión fluye cuando se alcanza la resistencia de la sección. Esto se cumple si

$$(p - p') \geq \frac{4800}{6000 - f_y} \frac{d' f''c}{d f_y}$$

donde

$$p' = \frac{A'_s}{bd}$$



#### **4.8. Losas apoyadas en su perímetro**

##### **Momentos flexionantes debidos a cargas uniformemente distribuidas**

Los momentos flexionantes en losas perimetralmente apoyadas se calcularán con los coeficientes de la tabla No. 4.3 si se satisfacen las siguientes limitaciones:

1. Los tableros son aproximadamente rectangulares.
2. La distribución de las cargas es aproximadamente uniforme en cada tablero.
3. Los momentos negativos en el apoyo común de dos tableros adyacentes difieren entre sí en una cantidad no mayor que 50% del menor de ellos.
4. La relación entre carga viva y muerta no es mayor que 2.5 para losas monolíticas con sus apoyos, ni mayor de 1.5 en otros casos.

Para valores intermedios de la relación,  $m$ , entre el claro corto,  $a_1$ , y el claro largo,  $a_2$ , se interpolará linealmente.

##### **Secciones críticas y franjas de refuerzo**

Para momento negativo, las secciones críticas se tomarán en los bordes del tablero, y para positivo, en las líneas medias.

Para colocación del refuerzo la losa se considerará dividida, en cada dirección, en dos franjas extremas y una central. Para relaciones de claro corto a largo mayores de 0.5, las franjas centrales tendrán un ancho igual a la mitad del claro perpendicular a ellas, y cada franja extrema, igual a la cuarta parte del mismo. Para relaciones  $a_1/a_2$ , menores de 0.5, la franja central perpendicular al



Tabla 4.3. Coeficientes de momentos para tableros rectangulares, franjas centrales.  
Para las franjas multiplíquense los coeficientes por 0.60.

Tablero	Momento	Claro	Relación de lados corto a largo $m = a_1/a_2$													
			0		0.5		0.6		0.7		0.8		0.9		1.0	
			I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II
Interior Todos los bordes continuos	Neg. en bordes interiores positivo	corto	998	1018	553	565	489	498	432	438	381	387	333	338	288	292
		largo	516	544	409	431	391	412	371	388	347	361	320	330	288	292
		corto	630	668	312	322	268	276	228	236	192	199	158	164	126	130
De borde Un lado corto discontinuo	Neg. en bordes interiores	corto	998	1018	568	594	506	533	451	478	403	431	357	388	315	346
		largo	516	544	409	431	391	412	372	392	350	369	326	341	297	311
		largo	326	0	258	0	248	0	236	0	222	0	206	0	190	0
De borde Un lado largo discontinuo	Neg. en bordes interiores	corto	630	668	329	356	292	306	240	261	202	219	167	181	133	144
		largo	179	187	142	149	137	143	133	140	131	137	129	136	129	135
		corto	1060	1143	583	624	514	548	453	481	397	420	346	364	297	311
De esquina Dos lados adyacentes discontinuos	Neg. en bordes interiores	corto	587	687	465	545	442	513	411	470	379	426	347	384	315	346
		largo	651	0	362	0	321	0	283	0	250	0	219	0	190	0
		corto	751	912	334	366	285	312	241	263	202	218	164	175	129	135
Aislado Cuatro lados discontinuos	Neg. en bordes interiores	corto	185	200	147	158	142	153	138	149	135	146	134	145	133	144
		largo	1060	1143	598	653	530	582	471	520	419	464	371	412	324	364
		largo	600	713	475	564	455	541	429	506	394	457	360	410	324	364
Aislado Cuatro lados discontinuos	Neg. en bordes interiores	corto	651	0	362	0	321	0	277	0	250	0	219	0	190	0
		largo	326	0	258	0	248	0	236	0	222	0	206	0	190	0
		corto	751	912	358	416	306	354	259	298	216	247	176	199	137	153
Aislado Cuatro lados discontinuos	Neg. en bordes interiores	corto	191	212	152	168	146	163	142	158	140	156	143	154	137	153
		largo	570	0	550	0	530	0	470	0	430	0	380	0	330	0
		largo	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0
Aislado Cuatro lados discontinuos	Neg. en bordes interiores	corto	1100	1670	830	1380	800	1330	720	1190	640	1070	570	950	500	830
		largo	200	250	500	830	500	830	500	830	500	830	500	830	500	830
		largo	200	250	500	830	500	830	500	830	500	830	500	830	500	830

Caso I. Losa colada monolíticamente con sus apoyos.

Caso II. Losa no colada monolíticamente con sus apoyos.

Los coeficientes multiplicados por  $10^4 wa_1^2$  dan momentos por unidad de ancho.

Para el caso I,  $a_1$  y  $a_2$  pueden tomarse como los claros libres entre paños de vigas; para el caso II se tomarán como los claros entre ejes, pero sin exceder del claro libre más dos veces el espesor de la losa.



lado largo, tendrá un ancho igual a  $a_2 - a_1$ , y cada franja extrema, igual a  $a_1/2$ .

Para doblar varillas y aplicar los requisitos de anclaje del acero se supondrán líneas de inflexión a un sexto del claro corto desde los bordes del tablero para momento positivo, y a un quinto del claro corto desde los bordes del tablero para momento negativo.

### **Distribución de momentos entre tableros adyacentes**

Cuando los momentos obtenidos en el borde común de dos tableros adyacentes sean distintos, se distribuirán dos tercios del momento desequilibrado entre los dos tableros si éstos son monolíticos con sus apoyos, o la totalidad de dicho momento si no lo son. Para la distribución se supondrá que la rigidez del tablero es proporcional a  $d^3/a_1$ .

### **Peralte mínimo**

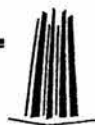
Cuando sea aplicable la tabla No. 4.3 podrá omitirse el cálculo de deflexiones si el peralte efectivo no es menor que el perímetro del tablero entre 300. Para este cálculo, la longitud de lados discontinuos se incrementarán 50% si los apoyos de la losa no son monolíticos con ella, y 25% cuando lo sean. En losas alargadas no es necesario tomar un peralte mayor que el que corresponde a un tablero con  $a_2 = 2a_1$ .

La limitación que dispone el párrafo anterior es aplicable a losas en que

$$f_s = 2000 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{y} \quad w \leq 380 \text{ kg/cm}^2,$$

para otras combinaciones de  $f_s$  y  $w$ , el peralte efectivo mínimo se obtendrá multiplicando por el

$$0.034^4 \sqrt{f_s w}$$



valor obtenido según el párrafo anterior. En esta expresión  $f_s$  es el refuerzo en el acero en condiciones de servicio, en  $\text{kg}/\text{cm}^2$  (puede suponerse igual a  $0.6 f_y$ ) y  $w$  es la carga en condiciones de servicio, en  $\text{kg}/\text{cm}^2$ .

#### **Revisión de la resistencia a fuerza cortante**

Se supondrá que la sección crítica se encuentra a un peralte efectivo del paño. La fuerza cortante que actúa en un ancho unitario se calculará con la expresión

$$V = (a_1 / 2 - d)w / \left[ 1 + \left( \frac{a_1}{a_2} \right)^6 \right]$$

a menos que se haga un análisis más preciso. Cuando haya bordes continuos y bordes discontinuos,  $V$  se incrementará en 15%. La resistencia de la losa a fuerza cortante se supondrá igual a

$$0.5F_R bd \sqrt{f^* c}$$

**ESTA TESIS NO SALE  
DE LA BIBLIOTECA**



#### 4.9. Ejemplo de cálculo de los elementos estructurales de un pozo-caja

I.- Geometría. La geometría de la caja será determinada de acuerdo con los lineamientos y especificaciones del organismo contratante y también considerando las condiciones específicas del sitio donde se realizarán los trabajos, en este ejemplo se consideraron las normas estipuladas por la DGCOH y que se describieron en el capítulo III de este trabajo.

II.- La estructuración del pozo-caja se determinará al mismo tiempo que se va realizando el diseño geométrico, por lo cual se encuentra implícita en la geometría, sección I.

#### III.- Especificaciones.

Según las Normas Técnicas Complementarias (NTC) se podrá utilizar un concreto estructural clase 1 o 2 ya que la estructura se clasifica como tipo B2, sin embargo, para este ejemplo se propuso un concreto con  $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$  para los elementos estructurales; el acero de refuerzo será como es indica en las NTC, se utilizarán barras de acero corrugadas y únicamente se permitirá el uso de barras lisas de acero de 6.4 mm de diámetro en los estribos, este acero de refuerzo deberá tener un  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ ; el concreto para las plantillas será de un  $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$  y el concreto para rellenos tendrá un  $f'c = 150 \text{ kg/cm}^2$ .

El suelo en sitio tiene un  $\gamma = 1.7 \text{ ton/m}^3$ ,  $q = 1.6 \text{ ton/m}^2$  y  $\phi = 22^\circ$  obtenidos de las pruebas respectivas de laboratorio, para el relleno tenemos que  $\gamma = 1.8 \text{ ton/m}^3$  y  $\phi = 30^\circ$ .

En resumen tenemos los siguientes datos:

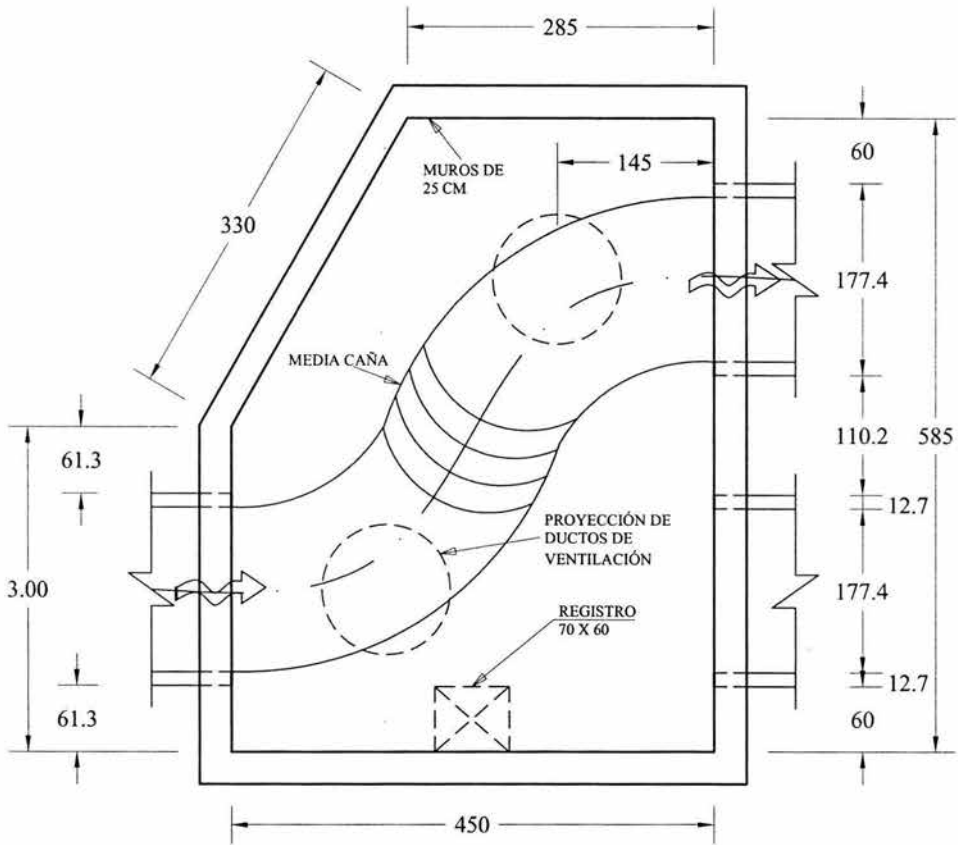
Concreto estructural

$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$





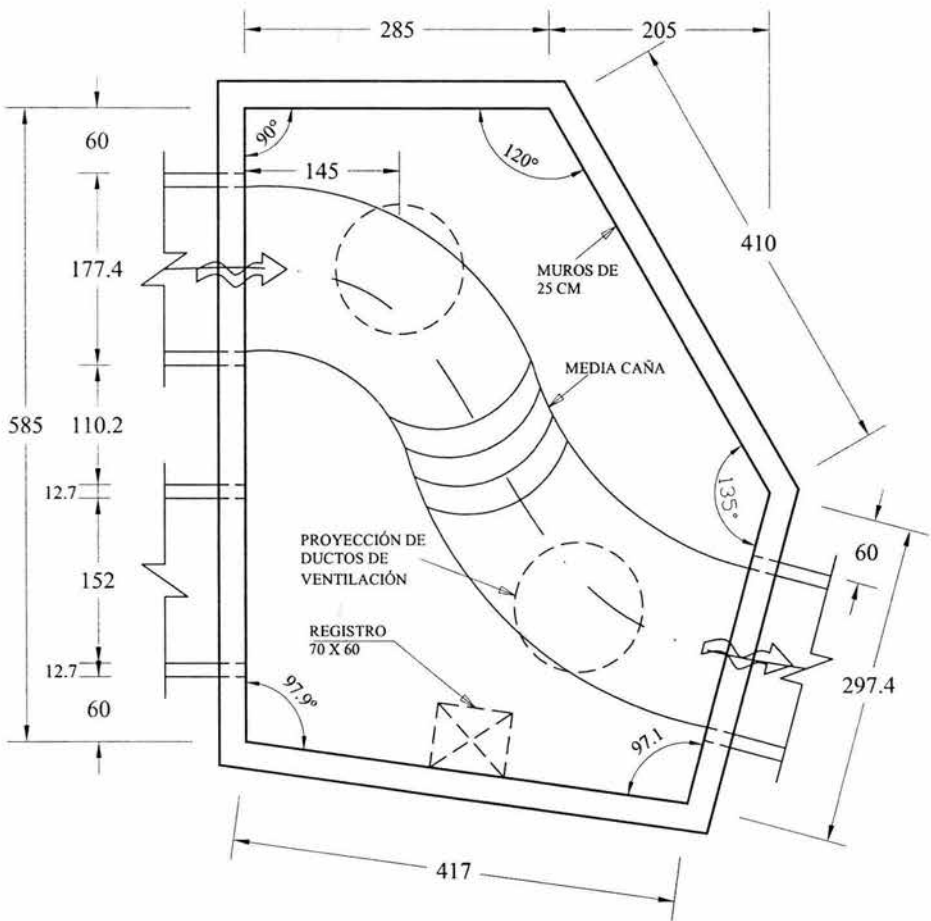
I. GEOMETRÍA



CAJA No. 1



I. GEOMETRÍA



CAJA No. 2



Acero de refuerzo	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Plantillas	$f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$
Concreto para relleno	$f'c = 150 \text{ kg/cm}^2$
Suelo (en sitio)	$\gamma = 1.7 \text{ ton/m}^3$
	$q = 1.6 \text{ ton/m}^2$
	$\phi = 22^\circ$
Suelo (para rellenos)	$\gamma = 1.8 \text{ ton/m}^3$
	$\phi = 30^\circ$

IV. Cargas. La combinación de cargas más desfavorable es la de la carga muerta más la carga viva, ya que en cuanto a las cargas accidentales no habrá viento y el sismo no tendrá un efecto importante en la estructura.

#### IV.1.- Empujes del terreno.

Se toma como condición más desfavorable, cuando el cajón se encuentra vacío.

Considerando que el suelo que soportan las paredes es cohesivo-friccionante, despreciando su cohesión, se obtienen los empujes por medio de la teoría de Rankine, donde:

$ka = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$  y sustituyendo valores se obtiene

$$ka = \tan^2\left(45 - \frac{30}{2}\right) = 0.333$$

La presión del suelo sobre la estructura está dada por la siguiente fórmula

$$p = k\gamma h$$

Ahora con ayuda del diagrama de empujes de la figura No. 4.15 se puede calcular la presión por ancho unitario del empuje a diferentes niveles:



$$p_0 = kaScv = 0.333(1.0) = 0.333 \text{ ton/m}$$

$$p_1 = p_0 + kah\gamma = 0.333 + [0.333(3.60)(1.8)] = 2.493 \text{ ton/m}$$

$$p_2 = p_1 + kah\gamma = 2.493 + [0.333(1.48)(1.8)] = 3.381 \text{ ton/m}$$

$$p_3 = p_2 + kah(\gamma - 1) + h\gamma_{agua} = 3.381 + [0.333(2.5)(1.8 - 1)] + [2.5(1)] = 3.35 + 0.66 + 2.50 = 6.548 \text{ ton/m}$$

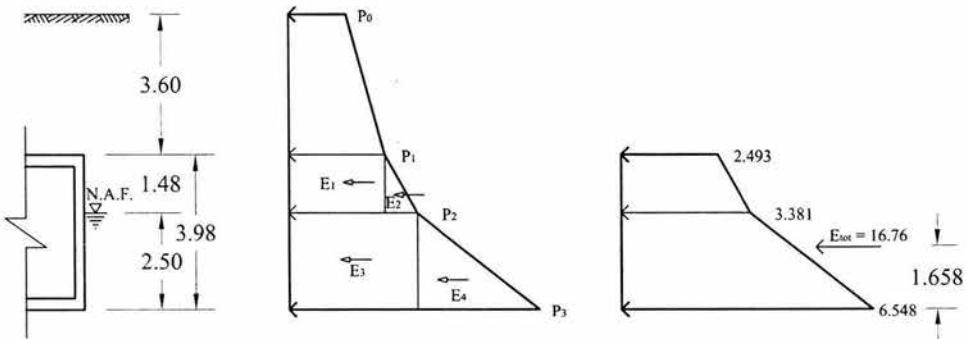


Figura 4.15. Diagrama de presiones del terreno.

El empuje total sobre los muros está dado por la sumatoria de los empujes parciales como se muestra a continuación:

$$E_{tot} = \sum_{i=1}^{i=n} E_i \text{ sustituyendo valores obtenemos lo siguiente}$$

$$E_{tot} = 3.69 + 0.657 + 8.543 + 3.96 = 16.76 \text{ ton/m}$$

La altura en la que se aplicará dicho empuje es la que se calcula a continuación

$$h = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} E_i h_i}{\sum_{i=1}^{i=n} E_i} \text{ sustituyendo valores obtenemos lo siguiente}$$

$$h = \frac{3.69(3.24) + 0.657(2.993) + 8.453(1.25) + 3.96(0.833)}{3.69 + 0.657 + 8.453 + 3.96} = 1.658 \text{ m}$$



## IV.2.- Pesos totales.

a) Caja No.1

$$\text{Área del registro de acceso} = 0.6(0.7) = 0.42m^2$$

$$\text{Área del hueco para pozo de visita} = \frac{\pi(1.20^2)}{4} = 1.131m^2$$

$$\text{Área de la losa tapa} = 29.09 - 2(1.131) - 0.42 = 26.408m^2$$

$$\text{Peso de la losa tapa} = 26.408(0.25)(2.40) = 15.845ton$$

$$\text{Volumen de tubo en el muro} = \frac{\pi(1.52^2)}{4}(0.25) = 0.454m^3$$

$$\text{Volumen de muros} = 5.12(3.43) - 2(0.454) = 16.654m^3$$

$$\text{Peso de muros} = 16.654(2.40) = 39.97ton$$

$$\text{Área de losa de fondo} = 29.09m^2$$

$$\text{Peso de losa de fondo} = 29.09(0.3)(2.40) = 20.945ton$$

$$\text{Peso de la trabe} = 0.30(0.40)(4.5)(2.40) = 1.296ton$$

El peso de la contratrabe estará incluido en este caso en el peso de la media caña

$$\text{Área de espesor continuo} = 6.40 + 8.81 = 15.21m^2$$

$$\text{Peso correspondiente a esta área} = 15.21(1.287)(2.40) = 46.981ton$$

$$\text{Área bajo la media caña} = 0.251 + 0.801 = 1.052m^2$$

$$\text{Peso correspondiente a esta área} = 1.052(5.763)(2.40) = 14.55ton$$

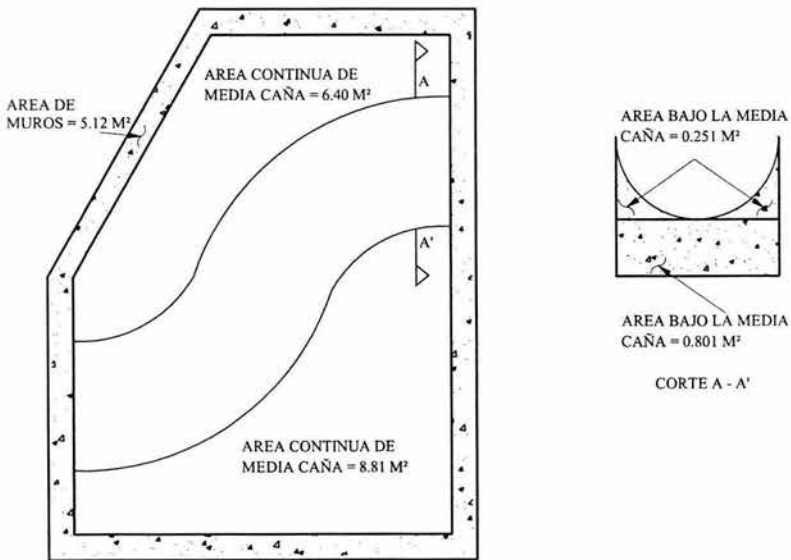
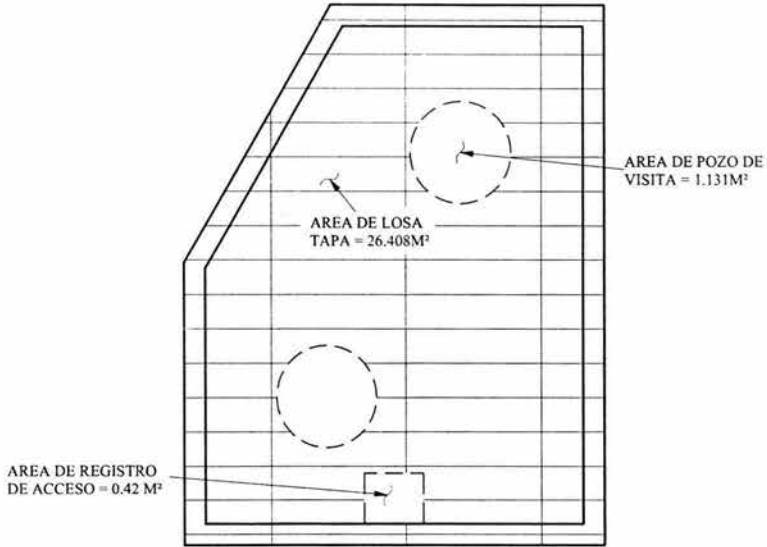
$$\text{Peso total de la media caña} = 46.981 + 14.55 = 61.531ton$$

$$\text{Área promedio de pozo de visita} = \frac{\pi(0.60^2 + 1.20^2)}{8} = 0.707m^2$$

$$\text{Volumen de relleno} = 3.60[29.09 - 2(0.707) - 0.42] = 98.122m^3$$

$$\text{Peso del relleno de tepetate} = 10.667(1.80) = 176.619ton$$

Por lo tanto el peso total por carga muerta y viva de la caja No. 1 serán



CROQUIS DE AREAS CAJA No. 1



$$W_{CM} = 176.619 + 15.845 + 39.97 + 20.945 + 1.296 + 61.531 = 316.206 \text{ ton}$$

$$W_{CV} = 1.00(29.09) = 29.09 \text{ ton}$$

b) Caja No.2

$$\text{Área del registro de acceso} = 0.6(0.7) = 0.42 \text{ m}^2$$

$$\text{Área del hueco para pozo de visita} = \frac{\pi(1.20^2)}{4} = 1.131 \text{ m}^2$$

$$\text{Área de la losa tapa} = 30.81 - 2(1.131) - 0.42 = 28.128 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso de la losa tapa} = 28.128(0.25)(2.40) = 16.877 \text{ ton}$$

$$\text{Volumen de tubo en el muro} = \frac{\pi(1.52^2)}{4}(0.25) = 0.454 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen de muros} = 5.26(3.43) - 2(0.454) = 17.134 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso de muros} = 17.134(2.40) = 41.122 \text{ ton}$$

$$\text{Área de losa de fondo} = 30.81 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso de losa de fondo} = 30.81(0.3)(2.40) = 22.183 \text{ ton}$$

$$\text{Peso de la trabe} = 0.30(0.40)(4.7)(2.40) = 1.354 \text{ ton}$$

El peso de la contratrabe estará incluido en este caso en el peso de la media caña

$$\text{Área de espesor continuo} = 7.54 + 8.91 = 16.45 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso correspondiente a esta área} = 16.45(1.287)(2.40) = 50.81 \text{ ton}$$

$$\text{Área bajo la media caña} = 0.251 + 0.801 = 1.052 \text{ m}^2$$

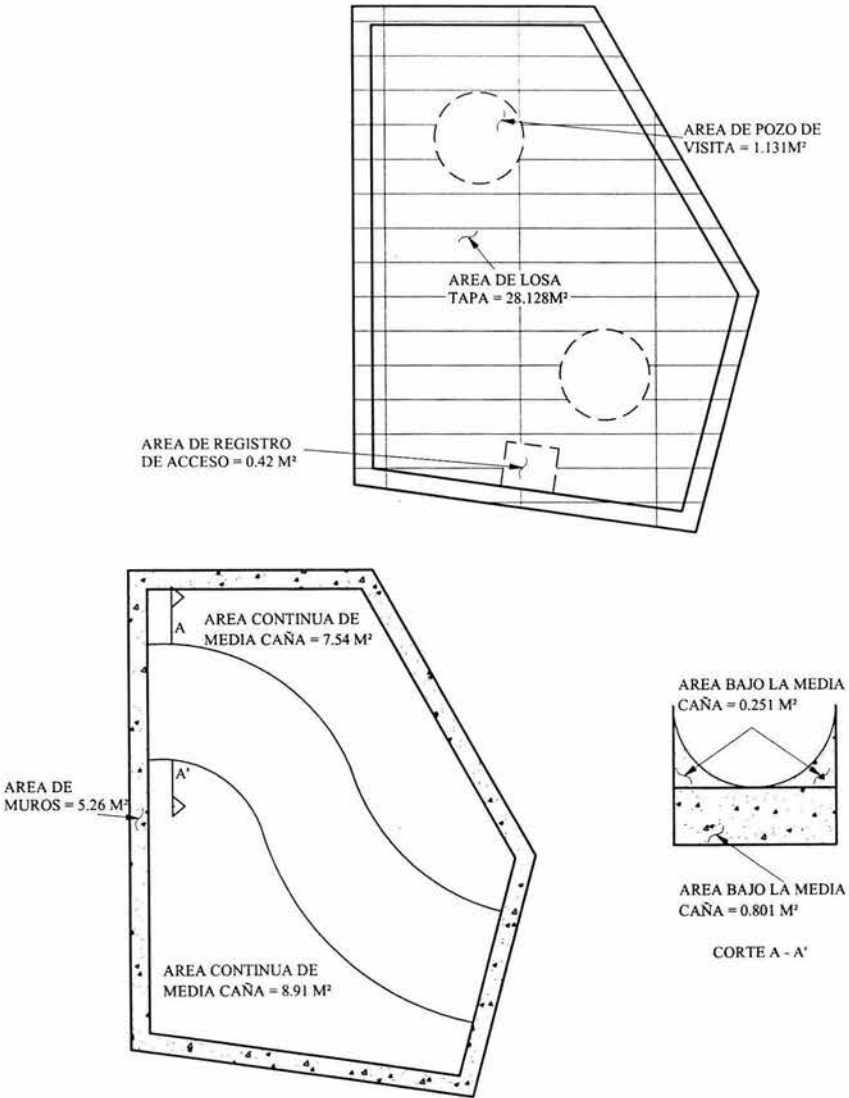
$$\text{Peso correspondiente a esta área} = 1.052(5.993)(2.40) = 15.131 \text{ ton}$$

$$\text{Peso total de la media caña} = 50.811 + 15.131 = 65.942 \text{ ton}$$

$$\text{Área promedio de pozo de visita} = \frac{\pi(0.60^2 + 1.20^2)}{8} = 0.707 \text{ m}^2$$

$$\text{Volumen de relleno} = 3.60[30.81 - 2(0.707) - 0.42] = 104.314 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso del relleno de tepetate} = 104.314(1.80) = 187.765 \text{ ton}$$



CROQUIS DE AREAS CAJA No. 2





Por lo tanto el peso total por carga muerta y viva de la caja No. 2 serán

$$W_{CM} = 187.765 + 16.877 + 41.122 + 22.183 + 1.354 + 65.942 = 335.243 \text{ ton}$$

$$W_{CV} = 1.00(30.81) = 30.81 \text{ ton}$$

V. Análisis estructural.

a) Losa tapa.

Primero se determina un peso por unidad de área para trabajarlo con mayor facilidad

$$W = \frac{29.09 + 176.619 + 15.845}{28.128} = 7.877 \text{ ton/m}^2$$

La losa tapa se considera que trabaja como una losa perimetralmente apoyada, pero debido a la discontinuidad que provocan el registro de acceso y los pozos de visita se dividirá la losa en varias partes y se analizará únicamente el más desfavorable.

$$a_1 = 2.45 \text{ m}$$

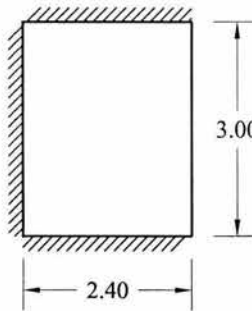
$$a_2 = 3.00 \text{ m}$$

$$m = \frac{a_1}{a_2} = 0.82$$

$$c_{\max}^- = 387$$

$$c_{\max}^+ = 192$$

$$M = c^{-4} w a_1^2$$



(TABLERO DE BORDE  
UN LADO LARGO  
DISCONTINUO)

Sustituyendo en la fórmula para el cálculo del momento se obtiene:

$$M_{\max}^- = 387(10^{-4})(7.877)(2.45^2) = 1.83 \text{ ton} - \text{m/m}$$

$$M_{\max}^+ = 192(10^{-4})(7.877)(2.45^2) = 0.908 \text{ ton} - \text{m/m}$$

$$M_U^- = 1.4(1.83) = 2.562 \text{ ton} - \text{m/m}$$

$$M_U^+ = 1.4(0.908) = 1.271 \text{ ton} - \text{m/m}$$



b) Losa de fondo.

Se seguirá el mismo procedimiento que se utilizó para la losa tapa

$$W = \frac{316.206 + 29.09 - 20.945 - 61.531}{29.09} = 9.035 \text{ ton/m}^2$$

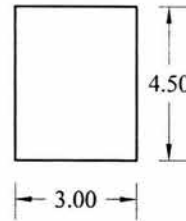
$$a_1 = 3.00m$$

$$a_2 = 4.50m$$

$$m = \frac{a_1}{a_2} = 0.667$$

$$c_{\max}^- = 490$$

$$c_{\max}^+ = 747$$



(Tablero aislado)

$$M_{\max}^- = 490(10^{-4})(9.035)(3.0^2) = 3.984 \text{ ton} - m/m$$

$$M_{\max}^+ = 747(10^{-4})(9.035)(3.0^2) = 6.074 \text{ ton} - m/m$$

$$M_U^- = 1.4(3.984) = 5.578 \text{ ton} - m/m$$

$$M_U^+ = 1.4(6.074) = 8.504 \text{ ton} - m/m$$

c) Muros.

Considerando el muro como una losa perimetralmente apoyada y según los datos de la figura No. 4.15

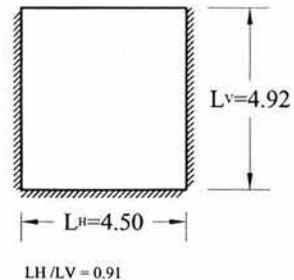
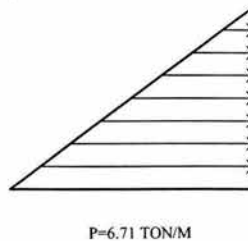
$$W = 6.548 \text{ ton/m}^2$$

$$a_1 = 3.98m$$

$$a_2 = 5.00m$$

$$m = \frac{a_1}{a_2} = 0.796$$

$$c_H^- = 350$$



$$L^H / L^V = 0.91$$



$$c_H^+ = 131$$

$$M_H^- = 0.0350(6.548)(5^2) = 5.73 \text{ ton} - \text{m/m}$$

$$M_H^+ = 0.0131(6.548)(5^2) = 2.144 \text{ ton} - \text{m/m}$$

$$M_{UH}^- = 1.4(5.73) = 8.022 \text{ ton} - \text{m/m}$$

$$M_{UH}^+ = 1.4(2.144) = 3.00 \text{ ton} - \text{m/m}$$

$$c_V^- = 403$$

$$c_V^+ = 202$$

$$M_V^- = 0.0403(6.548)(3.98^2) = 4.18 \text{ ton} - \text{m/m}$$

$$M_V^+ = 0.0202(6.548)(3.98^2) = 2.10 \text{ ton} - \text{m/m}$$

$$M_{UV}^- = 1.4(4.18) = 5.852 \text{ ton} - \text{m/m}$$

$$M_{UV}^+ = 1.4(2.10) = 2.94 \text{ ton} - \text{m/m}$$

$$V = 16.51(0.35) = 5.73 \text{ ton/m}$$

d) Trabe.

$$A = [(4.9 + 1.9)1.5/2]2 = 10.20 \text{ m}^2$$

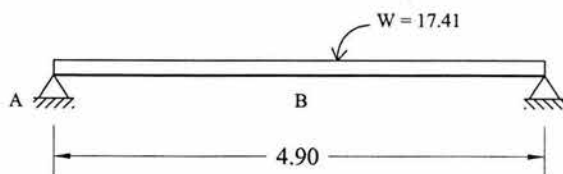
$$W = [(7.877(10.20) + 1.296)/4.9] = 16.662 \text{ ton/m}$$

$$M_A = 0$$

$$V_A = \frac{wl}{2} = 40.82 \text{ ton}$$

$$M_B = \frac{wl^2}{8} = 50.01 \text{ ton} - \text{m}$$

$$V_B = 0$$



e) Contratrabe.

$$A = 10.20 \text{ m}^2$$

**IV. MÉTODOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA.**



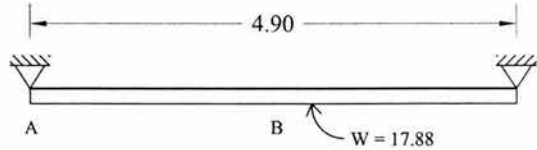
$$W = 9.035(10.20 / 4.9) = 18.808 \text{ ton/m}$$

$$M_A = 0$$

$$V_A = 46.08 \text{ ton}$$

$$M_B = 56.45 \text{ ton} - m$$

$$V_B = 0$$



**VI. Revisión de los esfuerzos en el suelo.**

	WT CM	WT CV	A	f CM	f CV	WS Retirado	f SE	f NETO CM	f NETO CM+CV
Caja1	316.21	29.09	29.09	10.87	1.00	374.85	12.89	-2.02	-1.02
Caja2	335.24	30.81	30.81	10.88	1.00	397.02	12.89	-2.01	-1.01

$$f_{NETO} < Cap.suelo = q = 1.6 \text{ ton/m}^2$$

- Revisión por flotación.

$$P_{AGUA} = 2.5 \text{ ton/m}^2 < f_{CM} = 10.87 \text{ ton/m}^2 \therefore \text{no hay flotación}$$

- Sobrecompensación.

$$f_{NETA_{CM}} = -2.02 \text{ ton/m}^2 < 2.00 \quad f_{PERM.} \text{ por sobrecompensación (Zona de lago).}$$

**VII. Dimensionamiento de elementos.(Criterio elástico).**

**VII.1.- Losa tapa.**

Primeramente determinaremos las constantes de cálculo

$$f_s = 0.6 f_y = 2520 \text{ kg/cm}^2$$



$$f_c = 0.45 f'c = 0.45(250) = 112.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 158114 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2 \times 10^6}{14000 \sqrt{f'c}} = 9.035$$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n f_c}} = \frac{1}{1 + \frac{2520}{9.035(112.50)}} = 0.287$$

$$j = 1 - \frac{0.287}{3} = 0.90$$

Ahora determinaremos el peralte mínimo según lo indica el RCDF

$$\text{Perímetro} = 2(2.45) + 3.0 + 3.0(1.25) = 11.65 \text{ m}$$

$$d_{\min} = \frac{11.65}{300} (0.034) \sqrt{2520(7877)} = 0.088 \text{ m} \cong 9 \text{ cm}$$

$$d = 9 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

- Revisión por cortante.

El cortante último se obtiene con la siguiente fórmula según lo indica el RCDF

$$V_U = \frac{1.4 \left( \frac{a_1}{2} - d \right) w}{1 + \left( \frac{a_1}{a_2} \right)^6} \text{ sustituyendo valores}$$

$$V_U = \frac{1.4 \left( \frac{2.45}{2} - 0.09 \right) 7877}{1 + (0.82)^6} = 9598.53 \text{ kg} \cong 9.60 \text{ ton}$$

El cortante resistente viene dado por la siguiente ecuación

$$V_R = 0.5 F_R b d \sqrt{f^* c} \text{ sustituyendo valores}$$



$V_R = 0.5(0.8)(100)(9)\sqrt{200} = 5091.17 \text{ kg} < V = 9.60 \text{ ton}$  Por lo tanto se propondrá un nuevo peralte igualando  $V_R$  con  $V_U$  despejando de la fórmula del esfuerzo resistente

$$d = \frac{9.60}{0.5(0.8)(100)\sqrt{200}} = 16.97 \text{ cm} \cong 19 \text{ cm}$$

$$r = 6 \text{ cm}$$

$$h = 25 \text{ cm}$$

Realizando nuevamente la revisión se tiene

$$V_U = \frac{1.4 \left( \frac{2.45}{2} - 0.19 \right) 7877}{1.304} = 8.75 \text{ ton}$$

$V_R = 0.5(0.8)(100)(19)\sqrt{200} = 10.75 \text{ ton} > V = 8.75 \text{ ton}$  Por lo tanto se acepta el nuevo peralte.

- Diseño por flexión.

Se determinará en esta parte la cantidad de acero de refuerzo necesaria de acuerdo con el momento flexionante obtenido previamente

$$M^- = 2.562 \text{ ton} - m \quad A_s^- = \frac{2.562 \times 10^5}{0.9(4200)(0.9)(19)} = 3.96 \text{ cm}^2$$

$$M^+ = 1.27 \text{ ton} - m \quad A_s^+ = \frac{1.27 \times 10^5}{0.9(4200)(0.9)(19)} = 1.97 \text{ cm}^2$$

La cantidad mínima de acero de refuerzo para resistir cambios debidos a la temperatura se determina de la siguiente manera:

$$P_{\min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.0026$$

$$A_{s_{\min}} = pbd = 0.0026(100)(19) = 4.94 \text{ cm}^2/m$$



Ahora se calculará la separación máxima entre barras, proponiendo al diámetro de la barra

$$s = \frac{100a_s}{A_s} = \frac{100(1.27)}{4.94} = 25.71 \text{ cm} < 3.5h \text{ ó } 50 \text{ cm}$$

$\therefore$  Lecho<sub>SUP</sub> # 4 @ 25

$\therefore$  Lecho<sub>INF</sub> # 4 @ 25

#### VII.2.- Losa de fondo.

Ahora determinaremos el peralte mínimo según lo indica el RCDF

$$\text{Perímetro} = 2(4.50)(1.25) + 3.0(2)(1.25) = 18.75 \text{ m}$$

$$d_{\min} = \frac{18.75}{300} (0.034)^{\frac{1}{4}} \sqrt[4]{2520(9035)} = 0.146 \text{ m} \cong 15 \text{ cm}$$

- Revisión por cortante.

El cortante último se obtiene con la siguiente fórmula según lo indica el RCDF

$$V_U = \frac{1.4 \left( \frac{a_1}{2} - d \right) w}{1 + \left( \frac{a_1}{a_2} \right)^6} \text{ sustituyendo valores}$$

$$V_U = \frac{1.4 \left( \frac{2.45}{2} - 0.15 \right) 9035}{1 + (0.667)^6} = 15697.62 \text{ kg} \cong 15.70 \text{ ton}$$

El cortante resistente viene dado por la siguiente ecuación

$$V_R = 0.5 F_R b d \sqrt{f^* c} \text{ sustituyendo valores}$$

$V_R = 0.5(0.8)(100)(15)\sqrt{200} = 8485.28 \text{ kg} < V = 15.70 \text{ ton}$  Por lo tanto se propondrá un nuevo peralte igualando  $V_R$  con  $V_U$  despejando de la fórmula del esfuerzo resistente

$$d = \frac{15.70}{0.5(0.8)(100)\sqrt{200}} = 27.75 \text{ cm} \cong 28 \text{ cm}$$



$$r = 7 \text{ cm}$$

$$h = 35 \text{ cm}$$

Realizando nuevamente la revisión se tiene

$$V_U = \frac{1.4 \left( \frac{3.0}{2} - 0.28 \right) 9035}{1 + 0.667^6} = 14.76 \text{ ton}$$

$V_R = 0.5(0.8)(100)(28)\sqrt{200} = 15.84 \text{ ton} > V = 14.76 \text{ ton}$  Por lo tanto se acepta el nuevo peralte.

- Diseño por flexión.

Se determinará en esta parte la cantidad de acero de refuerzo necesaria de acuerdo con el momento flexionante obtenido previamente

$$M^- = 5.578 \text{ ton} - m \quad A_s^- = \frac{5.578 \times 10^5}{0.9(4200)(0.9)(28)} = 5.86 \text{ cm}^2$$

$$M^+ = 8.504 \text{ ton} - m \quad A_s^+ = \frac{8.504 \times 10^5}{0.9(4200)(0.9)(28)} = 8.93 \text{ cm}^2$$

La cantidad mínima de acero de refuerzo para resistir cambios debidos a la temperatura se determina de la siguiente manera:

$$p_{\min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.0026$$

$$A_{s_{\min}} = pbd = 0.0026(100)(28) = 7.28 \text{ cm}^2/m$$

Ahora se calculará la separación máxima entre barras, proponiendo al diámetro de la barra

$$s = \frac{100a_s}{A_s} = \frac{100(2.85)}{7.28} = 39.15 \text{ cm} < 3.5h \text{ ó } 50 \text{ cm}$$





$$s = \frac{100a_s}{A_s} = \frac{100(2.85)}{8.93} = 31.91 \text{ cm} < 3.5h \text{ ó } 50 \text{ cm}$$

∴ Lecho<sub>SUP</sub> # 6 @ 30

∴ Lecho<sub>INF</sub> # 6 @ 30

### VII.3.- Muros.

Se determinará el peralte mínimo según lo indica el RCDF

$$\text{Perímetro} = 2(5.0) + 3.98 + 3.98(1.25) = 18.96 \text{ m}$$

$$d_{\min} = \frac{18.96}{300} (0.034) \sqrt{2520(9035)} = 0.1369 \text{ cm} \cong 14 \text{ cm}$$

- Revisión por cortante.

El cortante último se obtiene con la siguiente fórmula según lo indica el RCDF

$$V_U = \frac{1.4 \left( \frac{a_1}{2} - d \right) w}{1 + \left( \frac{a_1}{a_2} \right)^6} \text{ sustituyendo valores}$$

$$V_U = \frac{1.4 \left( \frac{3.98}{2} - 0.14 \right) 6548}{1 + (0.8)^6} = 13436.91 \text{ kg} \cong 13.44 \text{ ton}$$

El cortante resistente viene dado por la siguiente ecuación

$$V_R = 0.5 F_R b d \sqrt{f^* c} \text{ sustituyendo valores}$$

$V_R = 0.5(0.8)(100)(14)\sqrt{200} = 7919.60 \text{ kg} < V = 13.44 \text{ ton}$  Por lo tanto se propondrá un nuevo peralte igualando  $V_R$  con  $V_U$  despejando de la fórmula del esfuerzo resistente

$$d = \frac{13.44}{0.5(0.8)(100)\sqrt{200}} = 0.0238 \text{ cm} \cong 24 \text{ cm}$$

$$r = 6 \text{ cm}$$

$$h = 30 \text{ cm}$$



Realizando nuevamente la revisión se tiene

$$V_U = \frac{1.4 \left( \frac{3.98}{2} - 0.24 \right) 6548}{1 + 0.8^6} = 12.71 \text{ ton}$$

$V_R = 0.5(0.8)(100)(24)\sqrt{200} = 13.58 \text{ ton} > V = 13.44 \text{ ton}$  Por lo tanto se acepta el nuevo peralte.

- Diseño por flexión.

Se determinará en esta parte la cantidad de acero de refuerzo necesaria de acuerdo con el momento flexionante obtenido previamente

$$M^- = 8.022 \text{ ton} - m \quad A_s^- = \frac{8.022 \times 10^5}{0.9(4200)(0.9)(24)} = 9.825 \text{ cm}^2$$

$$M^+ = 3.00 \text{ ton} - m \quad A_s^+ = \frac{3.00 \times 10^5}{0.9(4200)(0.9)(24)} = 3.67 \text{ cm}^2$$

La cantidad mínima de acero de refuerzo para resistir cambios debidos a la temperatura se determina de la siguiente manera:

$$P_{\min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.0026$$

$$A_{s_{\min}} = pbd = 0.0026(100)(24) = 6.24 \text{ cm}^2/m$$

Ahora se calculará la separación máxima entre barras, proponiendo al diámetro de la barra

$$s = \frac{100a_s}{A_s} = \frac{100(1.27)}{6.24} = 20.35 \text{ cm} < 3.5h \text{ ó } 50 \text{ cm}$$

$$s = \frac{100a_s}{A_s} = \frac{100(2.85)}{9.83} = 28.99 \text{ cm} < 3.5h \text{ ó } 50 \text{ cm}$$



$$\therefore \text{Lecho}_{INT} \# 6 @ 25$$

$$\therefore \text{Lecho}_{EXT} \# 4 @ 20$$

VII.4.- Trabe.

$$b' = \begin{cases} L/4 = 490/4 = 122.50 \text{ cm} \\ c a c = 295.80 \\ 16t + b' = 16(25) + 30 = 430 \text{ cm} \end{cases}$$

Por lo que  $b' = 122.50 \text{ cm}$

Para saber si la viga trabaja como viga "T" ó como viga rectangular es necesario hacer el cálculo del centroide:

$$\bar{y} = \frac{(25 \times 122.50)(57.50) + (45 \times 30)(22.50)}{(25 \times 122.50) + (45 \times 30)}$$

$$\bar{y} = \frac{176093.75 + 30375.0}{3062.50 + 1350} = \frac{206468.75}{4412.50}$$

$$\bar{y} = 46.79 \text{ cm} > 45 \text{ cm}$$

Por lo tanto como el eje neutro cae dentro del patín la sección trabaja como viga rectangular y se diseñará como tal y para efectos del momento y cortante resistentes el ancho "b" será igual al ancho del patín.

$$M_U = F_R b d^2 f'' c q (1 - 0.5q) \quad \text{sustituyendo se tiene lo siguiente:}$$

$$50.01 \times 10^5 = 0.9(30)(64^2) 170 q (1 - 0.5q), \quad \text{despejando a q y resolviendo}$$

$$\frac{50.01 \times 10^5}{0.9(30)(64^2) 170} = q - 0.5q^2$$

$$0.5q^2 - q + 0.0266 = 0$$

$$q = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} = \frac{-(-1) \pm \sqrt{(-1)^2 - 4(0.5)(0.0266)}}{2(0.5)}$$



$$q = 1 \pm 0.068 \quad \text{Se toma el menor valor positivo} \quad q = 0.032$$

$$\frac{q f' c}{f_y} = p$$

$$p = \frac{0.032(250)}{4200} = 0.019$$

$$p_{\min} = \frac{0.7 \sqrt{f' c}}{4200} = 0.0026$$

$$p_{\max} = \frac{f' c}{f_y} * \frac{4800}{f_y + 6000}$$

$$p_{\max} = \frac{170}{4200} * \frac{4800}{4200 + 6000} = 0.019$$

Por lo tanto la cuantía de acero calculada es aceptada ya que no excede el valor del  $p_{\max}$ .

Ahora se realizará el cálculo del área de acero:

$$A_s = p b d = 0.019(30)(64) = 36.48 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sean } 7 \text{ vs } \# 8 + 1 \text{ vs } \# 4 = 7(5.07) + 1(1.27) = 36.76 \text{ cm}^2$$

$$b_{\text{nes}} = 2(\text{rec} + c) + \# \text{Var}(\phi) + (\# \text{Var} - 1)\text{sep}$$

$$b_{\text{nes}} = 2(2 + 0.95) + 4(2.54) + (4 - 1)2.5 = 13.90 + 10.16 + 7.62 = 31.68 \text{ cm}$$

$b_{\text{nes}} = 31.68 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \therefore$  se proponen 1 paquete en cada extremo de 3 vs # 8 + 1 paquete central de 1 vs # 8 + 1 vs # 4

Nuevamente se hace la revisión del ancho necesario:

$$b_{\text{nes}} = 2(\text{rec} + c) + \# \text{Var}(\phi) + (\# \text{sep})\text{sep}$$

$b_{\text{nes}} = 2(6 + 0.95) + 5(2.54) + (2)2.5 = 31.60 \text{ cm} \therefore$  se acepta ya que el recubrimiento en los estribos puede disminuirse a 5 cm.



Cálculo del centroide del Acero de refuerzo:

$$\bar{y} = \frac{(5 \times 5.07)(7.27) + (2 \times 5.07)(9.81) + (1 \times 1.27)(9.18)}{(5 \times 5.07) + (2 \times 5.07) + 1.27} = \frac{184.29 + 11.66 + 99.47}{25.35 + 10.14 + 1.27}$$

$$\bar{y} = \frac{295.42}{36.76} = 8.04 \text{ cm}$$

Cálculo del momento último resistente:

$$M_R = 0.9 A_f f_y (d - d')$$

$$A_f = \frac{0.85 f'_c}{f_y} t (b - b') = \frac{0.85(250)}{4200} 25(122.50 - 30)$$

$$A_f = 117.0$$

$$M_R = 0.9(117.0)(4200)(64 - 2.04) = 274.02 \text{ Ton} - m > 50.01 \text{ Ton} - m \quad \therefore \text{se acepta la sección por flexión.}$$

Revisión por cortante según RCDF

$$p = \frac{36.76}{30(64)} = 0.19 \text{ si } p \geq 0.01 \rightarrow V_{CR} = 0.5 F_r b d \sqrt{f^* c}$$

$$V_{CR} = 0.5(0.8)(122.50)(64)\sqrt{200} = 44.35 \text{ Ton} > 40.82 \text{ Ton} \quad \therefore \text{se acepta la sección por cortante.}$$

Se utilizarán estribos # 3 solo para sostener las varillas y tendrán la siguiente separación:

$$S = \frac{d}{2} = \frac{66}{2} = 33 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm}$$



VII.5.- Contratrabe.

$$b' = \begin{cases} L/4 = 490/4 = 122.50 \text{ cm} \\ c a c = 295.80 \\ 16t + b' = 16(25) + 35 = 435 \text{ cm} \end{cases}$$

Por lo que  $b' = 122.50 \text{ cm}$

Para saber si la viga trabaja como viga "T" ó como viga rectangular es necesario hacer el cálculo del centroide:

$$\bar{y} = \frac{(35 \times 122.50)(42.50) + (35 \times 35)(17.50)}{(35 \times 122.50) + (35 \times 35)}$$

$$\bar{y} = \frac{182218.75 + 21437.50}{4287.50 + 1225.0} = \frac{203656.25}{5512.50}$$

$$\bar{y} = 36.94 \text{ cm} > 35 \text{ cm}$$

Por lo tanto como el eje neutro cae dentro del patín la sección trabaja como viga rectangular y se diseñará como tal y para efectos del momento y cortante resistentes el ancho "b" será igual al ancho del patín.

$$M_{U_i} = F_R b d^2 f'' c q (1 - 0.5q) \quad \text{sustituyendo se tiene lo siguiente:}$$

$$56.45 \times 10^5 = 0.9(35)(64^2) 170 q (1 - 0.5q), \quad \text{despejando a q y resolviendo}$$

$$\frac{56.45 \times 10^5}{0.9(35)(64^2) 170} = q - 0.5q^2$$

$$0.5q^2 - q + 0.0257 = 0$$

$$q = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} = \frac{-(-1) \pm \sqrt{(-1)^2 - 4(0.5)(0.0257)}}{2(0.5)}$$

$$q = 1 \pm 0.070 \quad \text{Se toma el menor valor positivo} \quad q = 0.030$$

$$\frac{q f' c}{f_y} = p$$



$$p = \frac{0.030(250)}{4200} = 0.018$$

$$p_{min} = \frac{0.7 \sqrt{f'c}}{4200} = 0.0026$$

$$p_{max} = \frac{f'c}{fy} * \frac{4800}{fy + 6000}$$

$$p_{max} = \frac{170}{4200} * \frac{4800}{4200 + 6000} = 0.019$$

Por lo tanto la cuantía de acero calculada es aceptada ya que no excede el valor del  $p_{max}$ .

Ahora se realizará el cálculo del área de acero:

$$As = p b d = 0.018(35)(64) = 40.32 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sean } 8 \text{ vs } \# 8 = 8(5.07) = 40.56 \text{ cm}^2$$

$$b_{nes} = 2(rec + c) + \# Var(\phi) + (\# Var - 1)sep$$

$$b_{nes} = 2(2 + 0.95) + 5(2.54) + (5 - 1)2.5 = 13.90 + 12.70 + 10.0 = 31.60 \text{ cm}$$

$b_{nes} = 31.60 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$   $\therefore$  se proponen 1 paquete en cada extremo de 3 vs # 8 + 1 paquete central de 2 vs # 8

Nuevamente se hace la revisión del ancho necesario:

$$b_{nes} = 2(rec + c) + \# Var(\phi) + (\# sep)sep$$

$b_{nes} = 2(6 + 0.95) + 5(2.54) + (2)2.5 = 31.60 \text{ cm}$   $\therefore$  se acepta ya que el ancho necesario es menor al ancho total de la sección propuesta.

Cálculo del centroide del Acero de refuerzo:

$$\bar{y} = \frac{(5 \times 5.07)(7.27) + (3 \times 5.07)(9.81)}{(5 \times 5.07) + (3 \times 5.07)} = \frac{184.29 + 149.21}{25.35 + 15.21}$$



$$y = \frac{333.50}{40.56} = 8.22 \text{ cm}$$

Cálculo del momento último resistente:

$$M_R = 0.9 A_f f_y (d - d')$$

$$A_f = \frac{0.85 f'_c}{f_y} t (b - b') = \frac{0.85(250)}{4200} 35(122.50 - 35)$$

$$A_f = 154.95$$

$$M_R = 0.9(154.95)(4200)(64 - 2.22) = 361.85 \text{ Ton} - m > 56.45 \text{ Ton} - m \quad \therefore \text{se acepta la sección por flexión.}$$

Revisión por cortante según RCDF

$$p = \frac{36.76}{35(64)} = 0.18 \text{ si } p \geq 0.01 \rightarrow V_{CR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f' * c}$$

$$V_{CR} = 0.5(0.8)(122.50)(64)\sqrt{200} = 44.35 \text{ Ton} < 46.08 \text{ Ton} \quad \therefore \text{se hará un cálculo adicional para saber la cantidad de estribos que deberá tener la viga para resistir este cortante excedente.}$$

$$V_A - V_{CR} = 46.08 - 44.35 = 1.73 \text{ Ton}$$

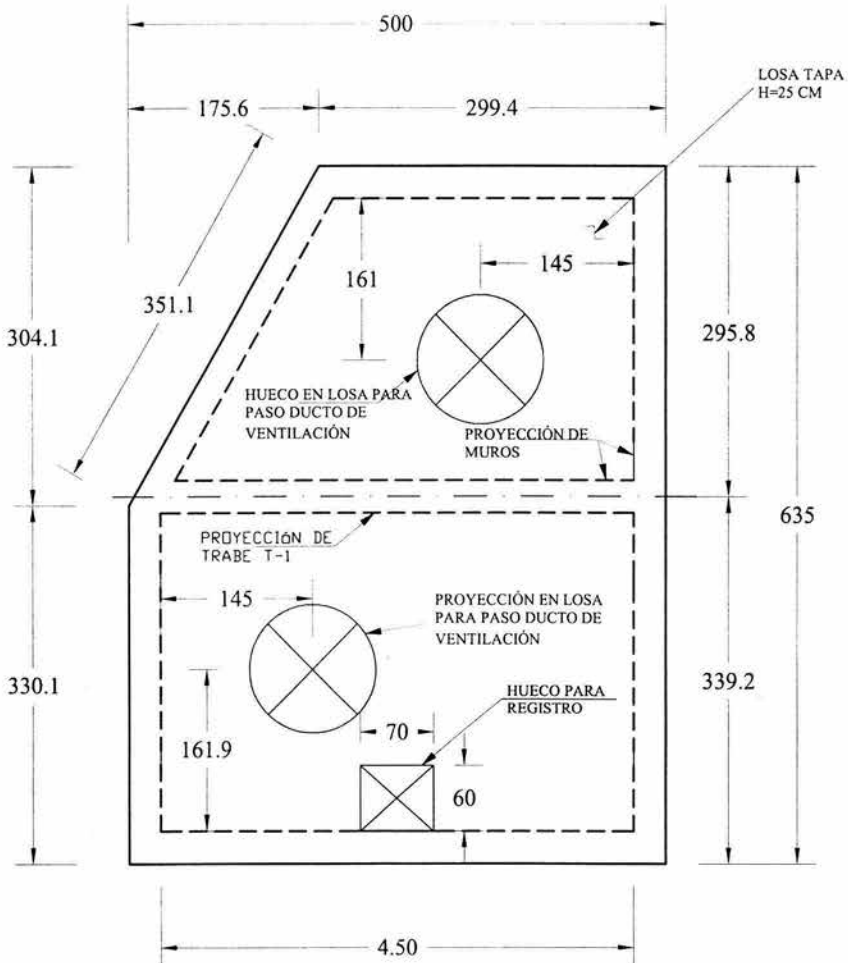
$$S = \frac{2(0.71)(4200)(64)}{1.73 \times 10^3} = 220.63 \text{ cm} \quad \therefore \text{se calculará la separación mínima que deberán tener los estribos:}$$

$$S = \frac{d}{2} = \frac{66}{2} = 33 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm}$$





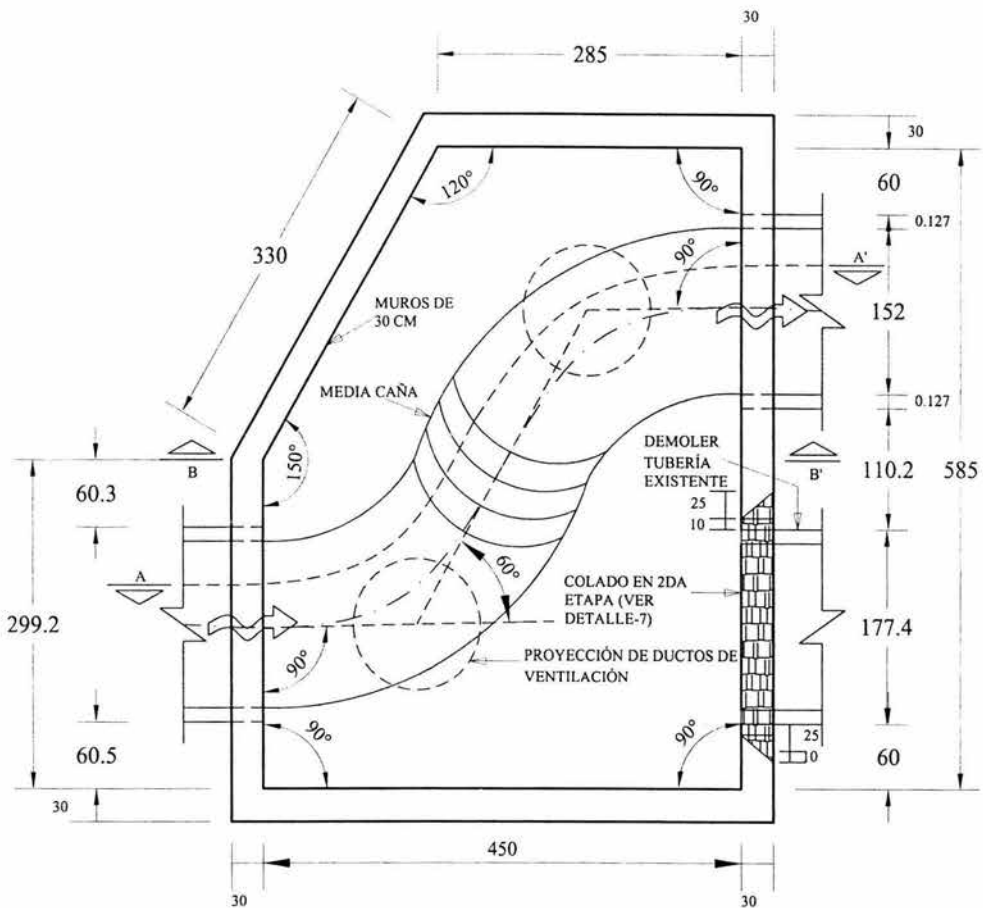
VIII. Detalles de refuerzo.



PLANTA CAJA No. 1  
NIVEL LOSA TAPA



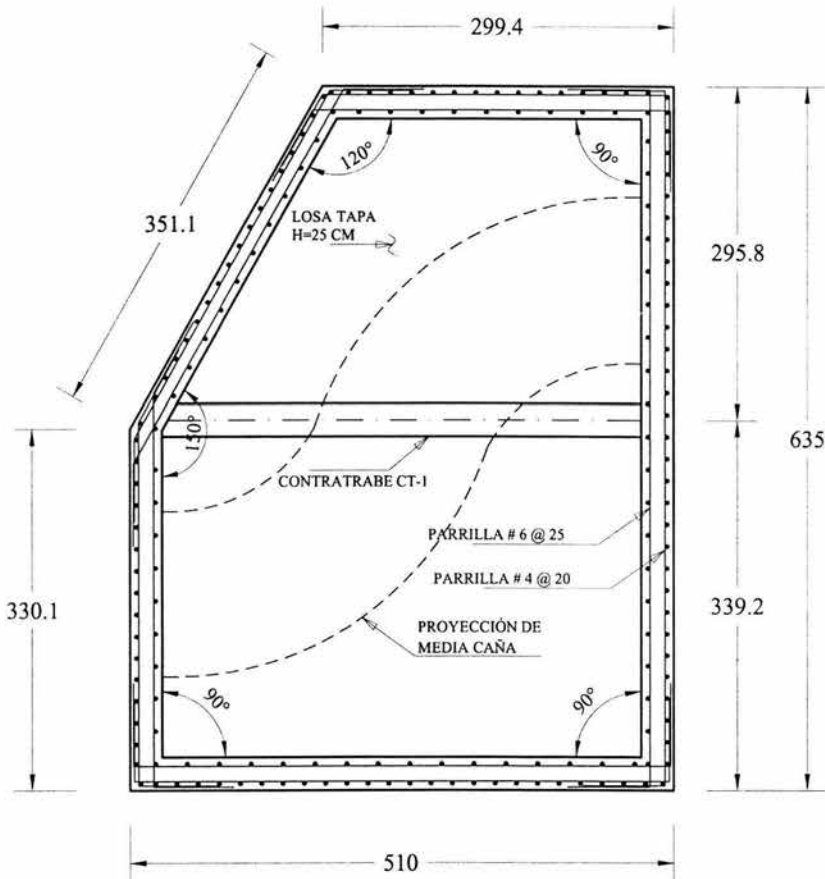
PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO



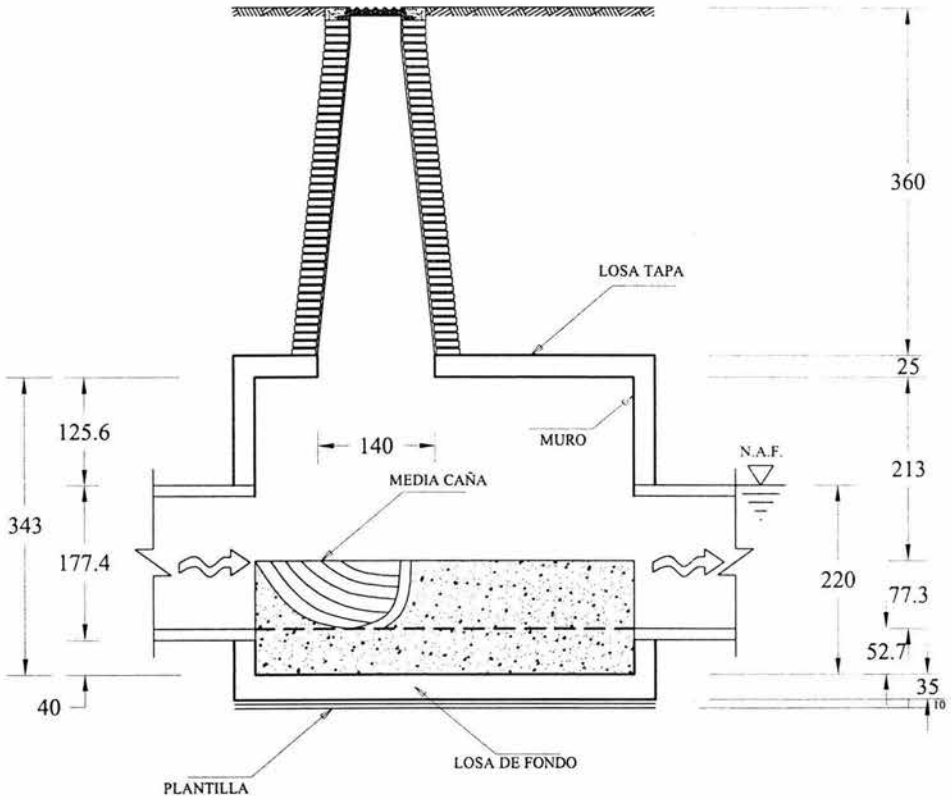
CAJA No. 1  
NIVEL DE LA MEDIA CAÑA



PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO



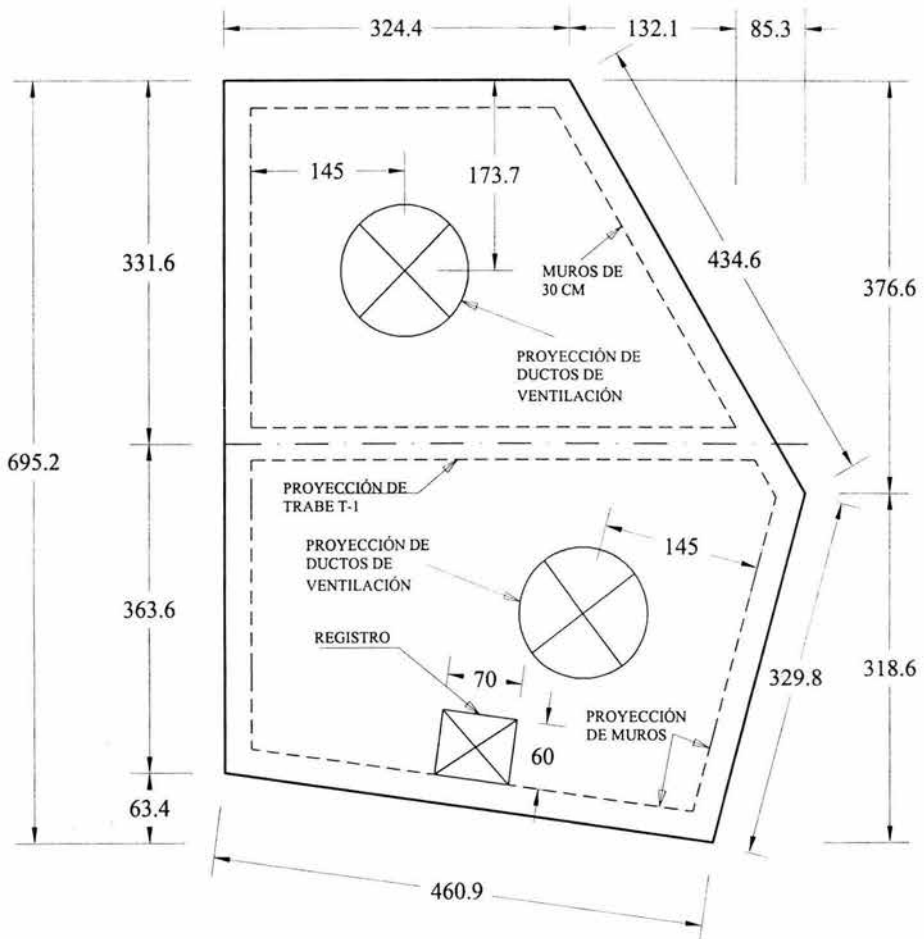
PLANTA CAJA No. 1  
NIVEL LOSA DE FONDO



ELEVACIÓN DE CAJA



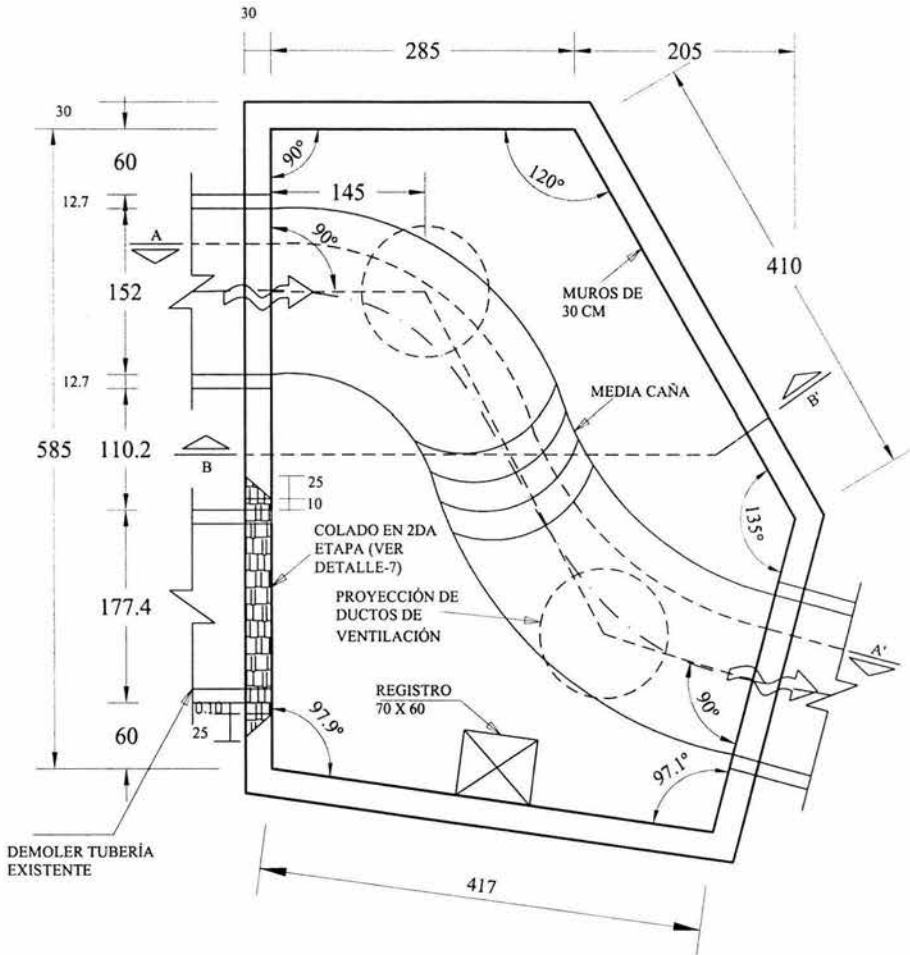
PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO



PLANTA CAJA No. 2  
NIVEL LOSA TAPA



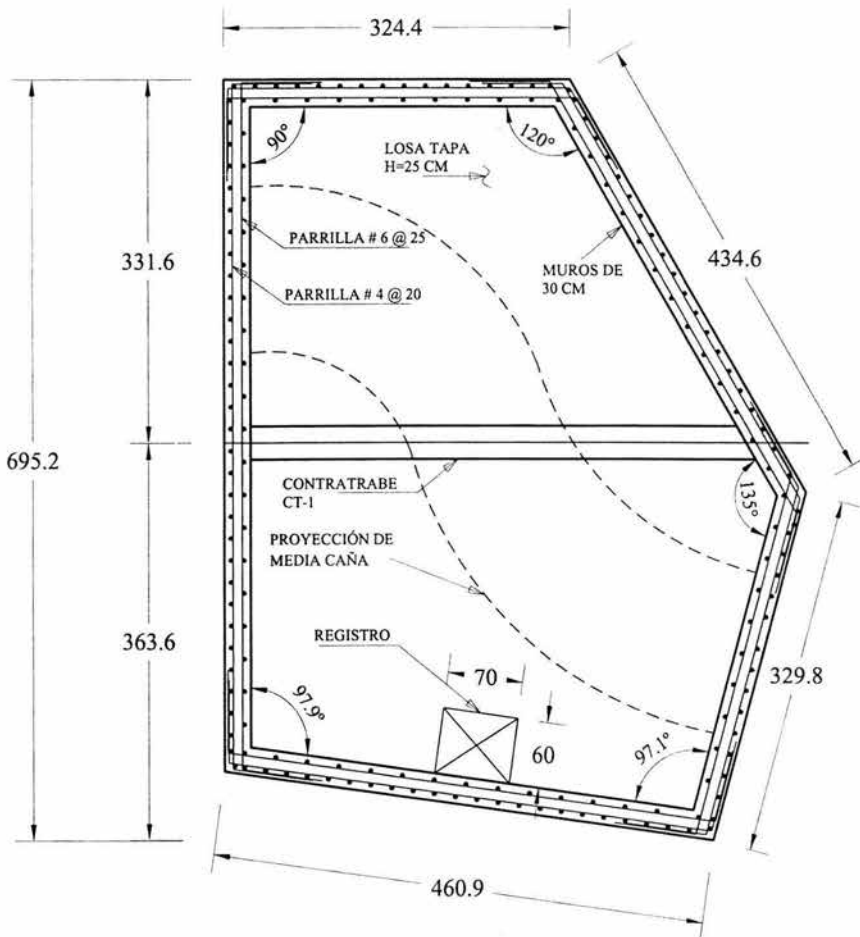
PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO



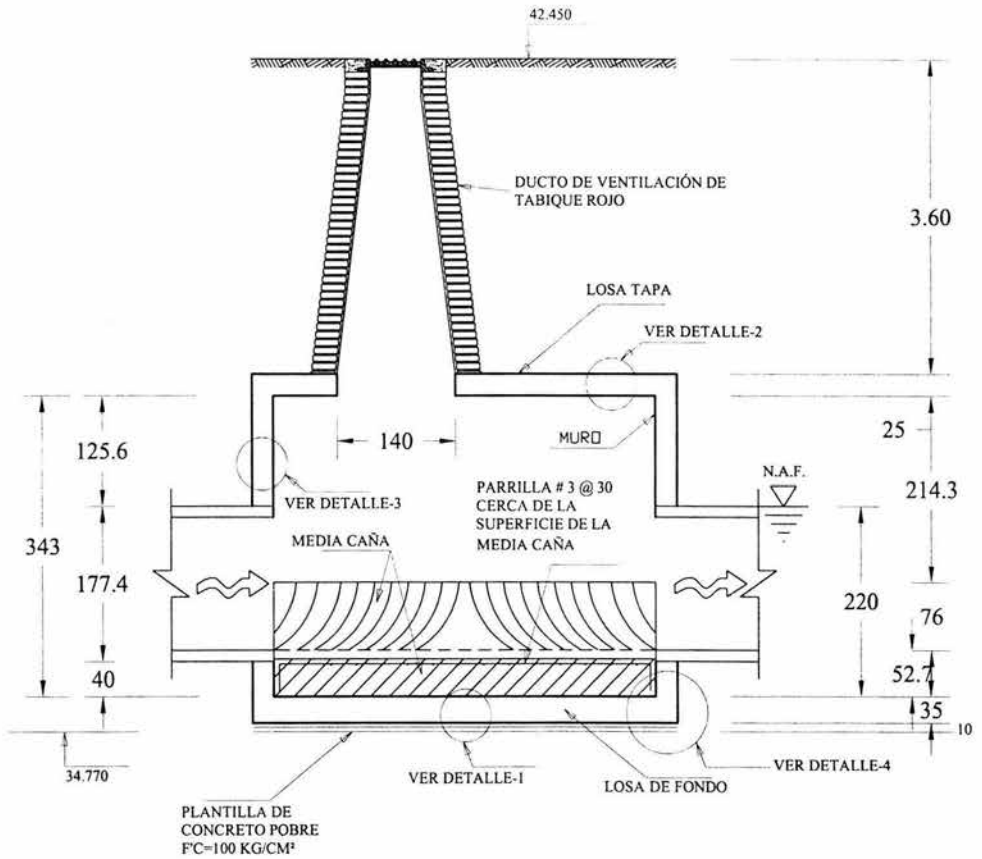
CAJA No. 2  
NIVEL DE LA MEDIA CAÑA



PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

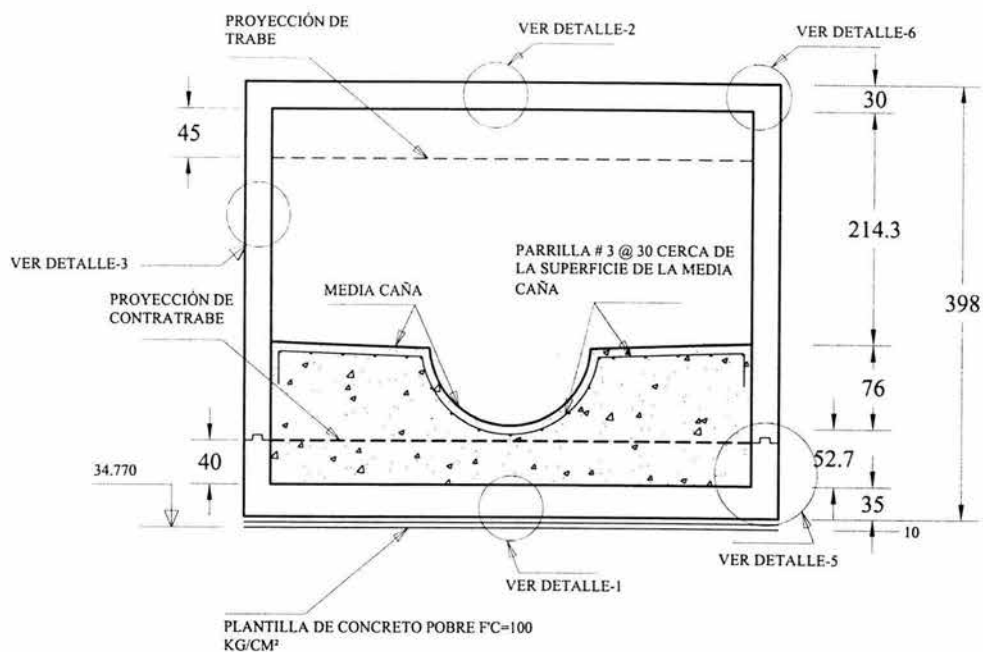


PLANTA CAJA No. 2  
NIVEL LOSA FONDO

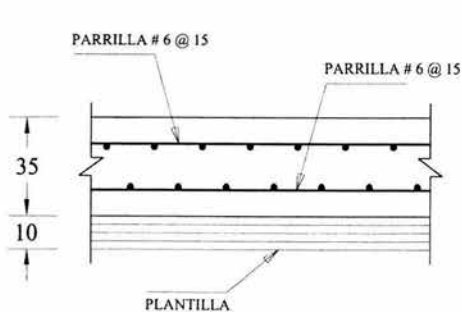


CORTE A-A'

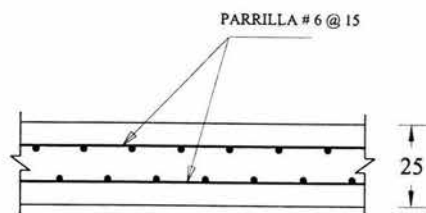




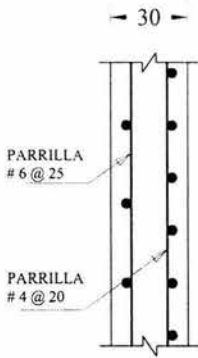
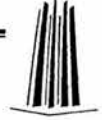
CORTE B-B'



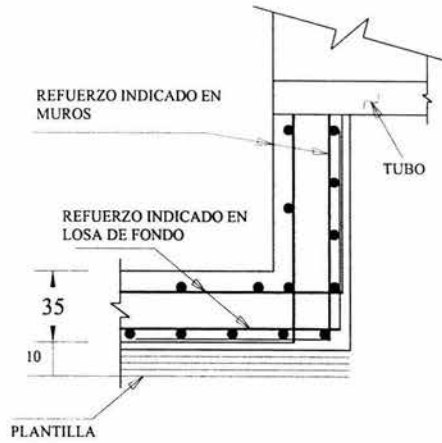
DETALLE-1  
REFUERZO DE LA LOSA DE FONDO



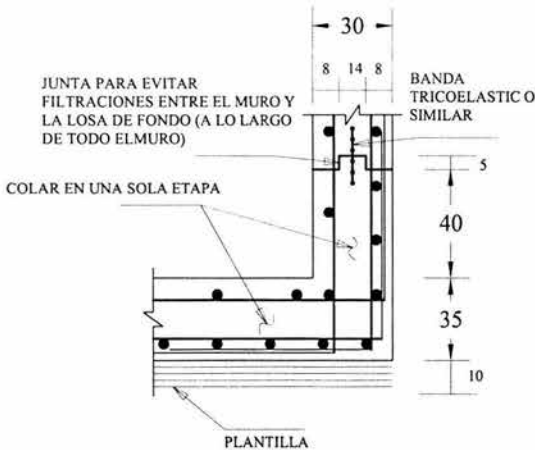
DETALLE-2  
REFUERZO DE LA LOSA DE TAPA



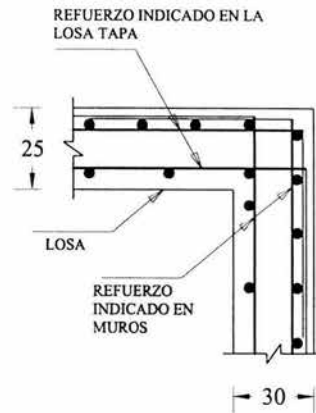
DETALLE-3  
REFUERZO TIPO DE MURO



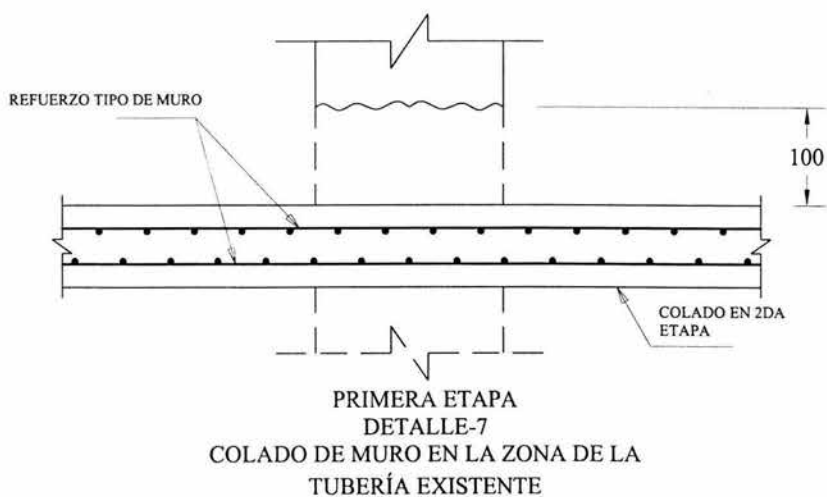
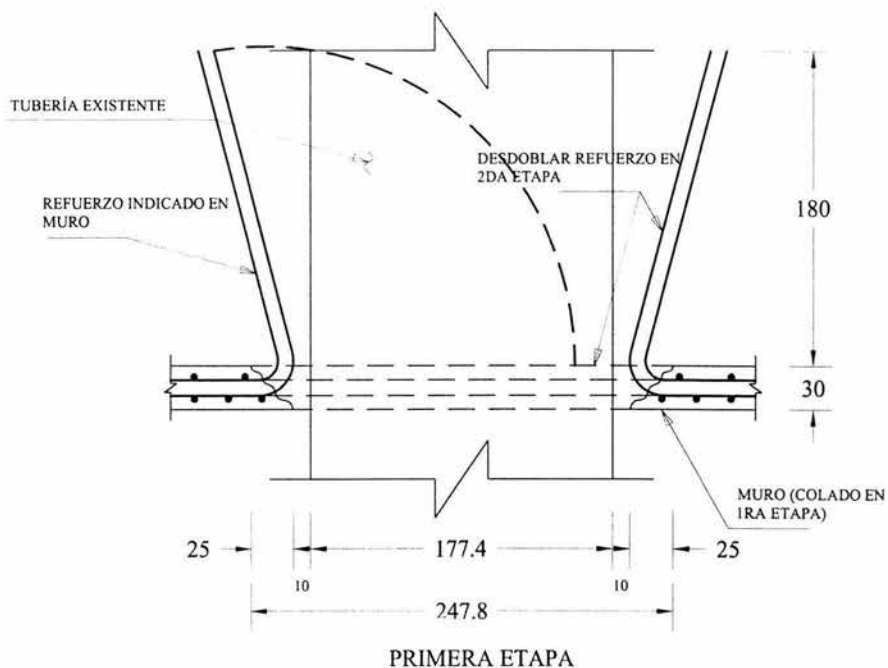
DETALLE-4  
ANCLAJE DE REFUERZOS DE MUROS  
CON LA LOSA DE FONDO

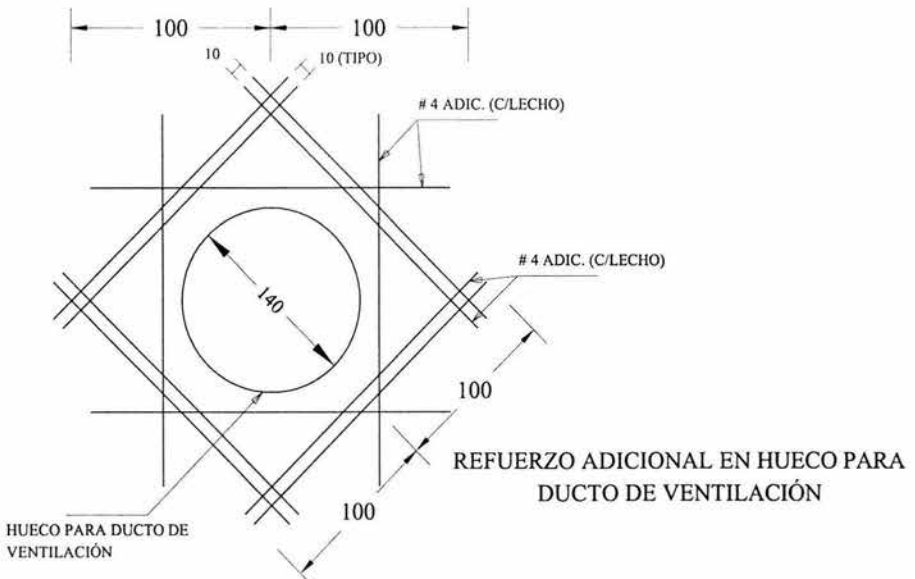
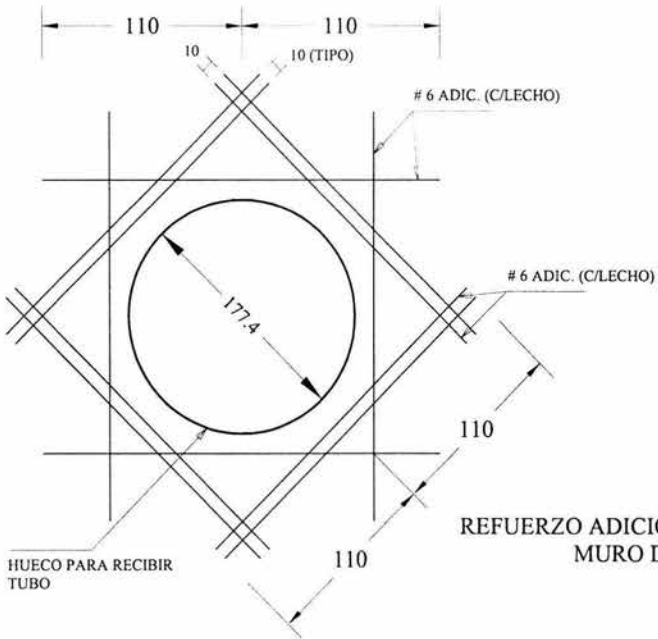


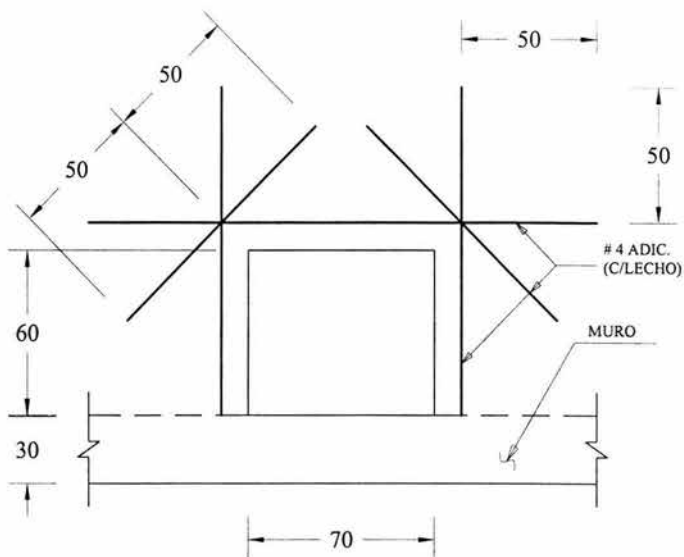
DETALLE-5  
JUNTA PARA EVITAR FILTRACIONES ENTRE EL  
MURO Y LA LOSA DE FONDO



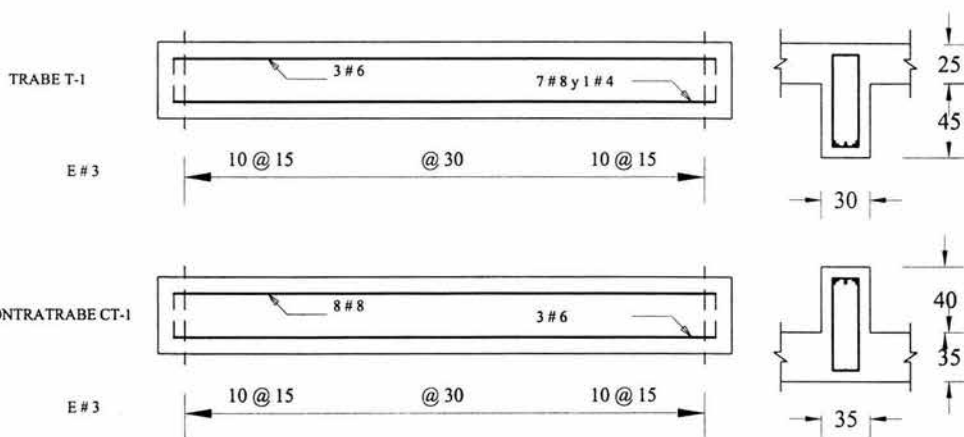
DETALLE-6  
DISPOSICIÓN DEL REFUERZO EN LA  
JUNTA DE MURO Y LOSA TAPA







REFUERZO ADICIONAL EN HUECO PARA REGISTRO





## CAPÍTULO V

### PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS

En muchas construcciones es necesario hacer excavaciones profundas antes de erigir la estructura. El planteamiento de la excavación se deja con frecuencia al superintendente de excavaciones o al operador de la pala. Sin embargo, cuando se realizan excavaciones costosas o que entrañan peligro para las vidas o propiedades colindantes, es necesario proyectar un ademado como cualquier otra estructura importante.

Como la excavación es un hueco que se hace en el suelo con un propósito específico, el proyecto de una excavación depende de dos factores: la naturaleza del suelo y las dimensiones de la excavación. En muchos casos el factor más importante es el tamaño de la excavación, que incluye la profundidad, el área, el volumen a excavar y el espacio que se requiere para el trabajo del equipo y para la estructura, dentro de la excavación. La resistencia del suelo y su facilidad para ser excavado, la profundidad del agua subterránea y la facilidad con que atraviesa el suelo, influyen tanto en el método para hacer la excavación como en el proyecto de la misma.

Las excavaciones abiertas son las que no requieren ademe para soportar el suelo o dominar el agua subterránea. El suelo se excava dándole a los taludes de la excavación el mayor talud compatible con la estabilidad del mismo; corrientemente 1.5 horizontal a 1 vertical para suelos arenosos, aumentándolo hasta llegar a la vertical para excavaciones poco profundas en arcilla resistente o roca descompuesta. Los taludes generalmente se determinan por tanteo o por experiencia adquirida en suelos similares. Cuanto más profunda sea la excavación y más débil el



suelo, menor inclinación deben tener los taludes de la excavación. En las excavaciones de gran profundidad y con taludes muy inclinados, el volumen de la excavación es mucho mayor del que realmente se necesita para la estructura, por consiguiente la excavación abierta se limita, generalmente, a los casos de suelos firmes, grandes áreas o pequeñas profundidades (menores de 6 m).

### 5.1. Ademado de las excavaciones

Un sistema de ademado es una estructura provisional que generalmente se quita cuando se ha terminado el trabajo. En realidad es un cierre que se hace alrededor del lugar donde se va a construir para evitar que el agua y el suelo penetren y poder realizar los trabajos en seco. Como en la mayoría de los casos la seguridad, la facilidad de construcción y la conveniencia, son las consideraciones más importantes y no la economía de materiales, rara vez está justificado un método refinado de cálculo. Sin embargo, es necesario conocer la naturaleza de los empujes de la tierra contra los elementos de soporte aún para un cálculo aproximado.

Cuando la excavación abierta es antieconómica o imposible de realizar, es necesario hacer ademes para soportar el suelo. Se han ideado muchos sistemas para ademado y algunos hasta han sido normalizados por organizaciones (como los contratistas de alcantarillados) que tienen que hacer muchos trabajos de excavación en zanjas. Infortunadamente, sin embargo, hasta los contratistas de excavaciones le dedican muy poco tiempo al proyecto de los ademes y el resultado ha sido un gran número de derrumbes. Casi todos los años perecen obreros aplastados por el colapso de ademes inadecuadamente proyectados y esto ocurre aun en excavaciones poco profundas.

El tipo más simple de ademe es el de codales o puntales figura No. 5.1, que son maderos horizontales cuyos extremos se acúan contra el suelo. Este sistema se emplea corrientemente en



excavaciones poco profundas en suelos cohesivos que pueden mantenerse sin soporte por un corto tiempo. El codal colocado cerca de la superficie del terreno donde se hace la excavación impide que se produzcan tracciones en el suelo, lo que ocurre por arriba de la profundidad  $z = 2c/\gamma$  y evita la formación de grietas de tracción figura No. 5.2. que provocarían el derrumbe de los lados de la excavación. Si es necesario colocar dos filas de codales deben acuñarse contra maderos verticales que se llaman estemples o vigas verticales.

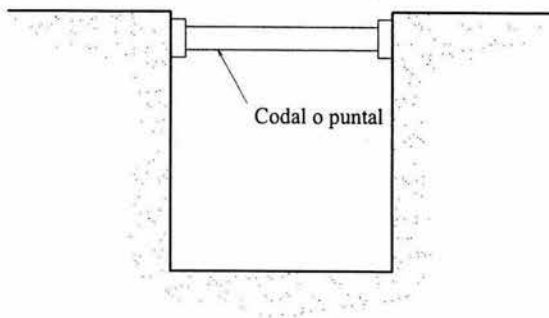


FIGURA No. 5.1. SE EVITAN LAS GRIETAS DE TRACCIÓN CON UN SIMPLE CODAL

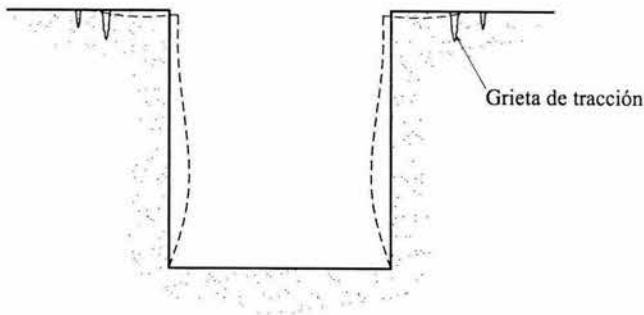


FIGURA No. 5.2. GRIETAS DE TRACCIÓN EN UNA EXCAVACIÓN ABIERTA





Cuando se necesita un ademe más completo, se pueden emplear estos métodos:

1. Tablestacas verticales.
2. Tableros horizontales.
3. Muros construidos "in situ".

Cuando el suelo es muy blando y fluido, el método que debe emplearse que ha sido consagrado por el tiempo, es el de tablestacas verticales, como se muestra en la figura No. 5.3. Se hincan tablestacas verticales de madera o de acero a lo largo de la línea de excavación antes de realizar ésta. A medida que se ejecuta la excavación se van colocando miembros horizontales que se llaman polines o carreras, a lo largo de la parte interior de las tablaestacas y es arriostan a los codales.

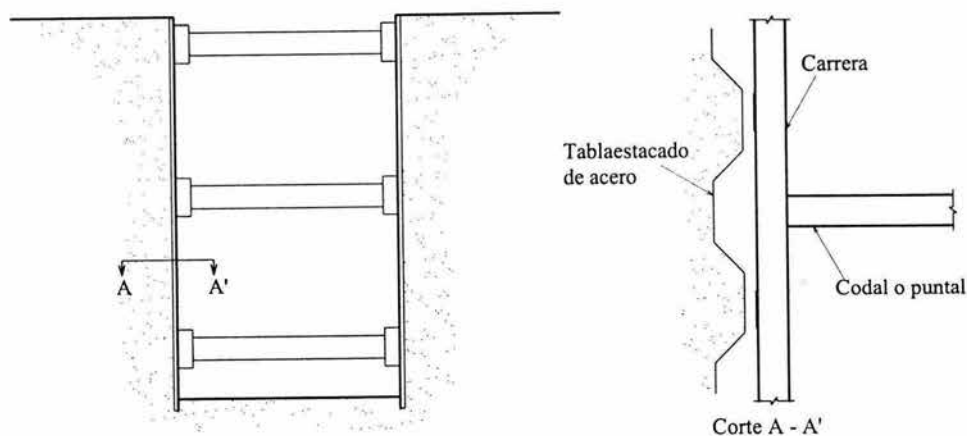


FIGURA No. 5.3. TABLAESTACADO VERTICAL DE ACERO

Si la profundidad de la excavación es mayor que la longitud de la tablaestaca, se hincan una segunda fila de tablaestacas en la parte interior de la primera, después que la excavación haya llegado cerca del extremo inferior de la primera fila.



Cuando el suelo no es fluido se puede emplear el sistema de tablonado horizontal figura No. 5.4. Si los frentes de la excavación se pueden mantener sin soporte durante varias horas, se hace la excavación y después se colocan los tableros horizontales contra el suelo. Estos tableros se sostienen por medio de vigas verticales que, a su vez, son soportadas por los puntales. Si es necesario soportar los paramentos de la excavación en todo momento, pero el suelo no es fluido, las vigas verticales que se usan son perfiles de acero de ala ancha que se hincan en el suelo y los tableros se colocan entre las alas de las vigas verticales, acuñaéndolos fuertemente contra el suelo para evitar movimientos excesivos. Las vigas verticales se soportan por un sistema de carreras y codales de la misma manera que las tablaestacas verticales. Donde existan obstrucciones que impidan la hincada de tablaestacas, o donde el choque y vibraciones producidas por dicha hincada sean objetables, se construye "In situ" muros de sostenimiento de concreto.

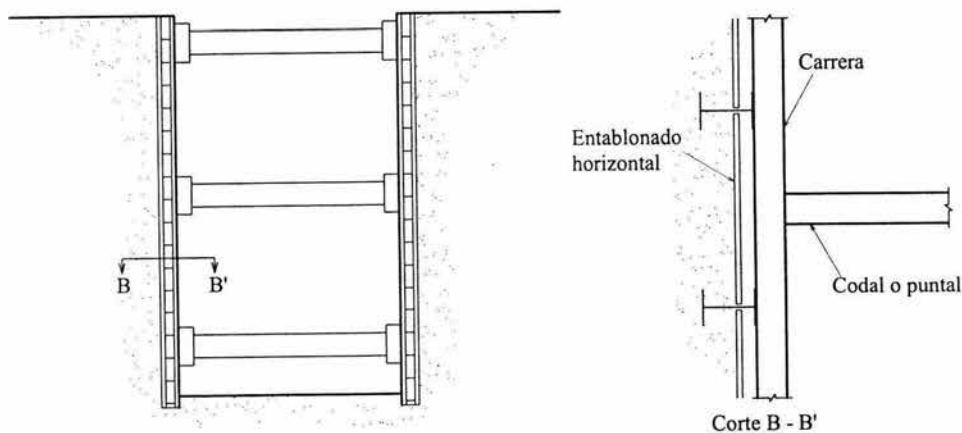


FIGURA No. 5.4. ENTABLONADO HORIZONTAL SOPORTADO POR ESTEMPLES VERTICALES



### 5.2. Sistemas de soporte del ademe

En las excavaciones de muy poca profundidad no se emplean codales o puntales, sino que el tablaestacado, los pilotes o vigas verticales o los muros construidos “in situ” se usan como elementos estructurales en voladizo. En excavaciones de más de 3m de profundidad se emplea algún sistema de soporte figura No. 5.5.

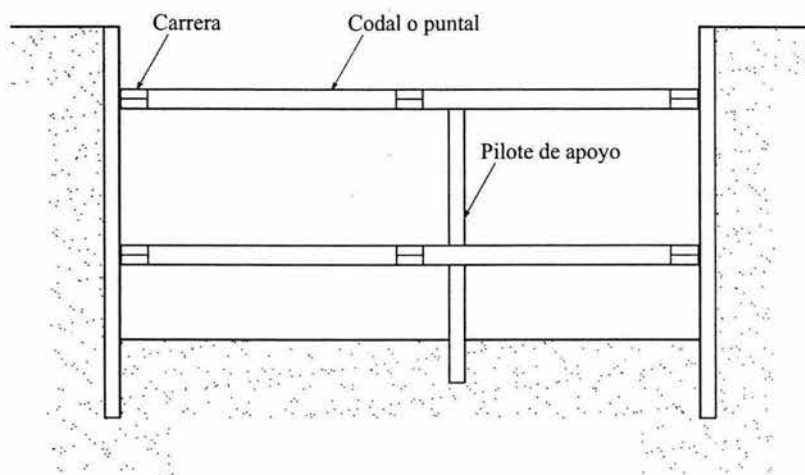


FIGURA No. 5.5. SECCIÓN TRANVERSAL DE ENTIBACIÓN CRUZADA

En excavaciones estrechas como las de los pozos-caja el soporte puede consistir en columnas horizontales o codales figura No. 5.2; 5.3, 5.5 y 5.6. Si la excavación es ancha el sistema de soporte se arriostra vertical y horizontalmente, con objeto de reducir la esbeltez ( $l/r$ ) del puntal y para reducir el pandeo del mismo, si el equipo con que se realiza la excavación lo golpeará. Algunas veces a los codales y soportes verticales se les unen miembros diagonales en el plano vertical para formar verdaderas armaduras. De esta manera los puntales superiores se pueden usar para soportar los equipos de construcción y el fondo de la excavación queda libre de obstrucciones.

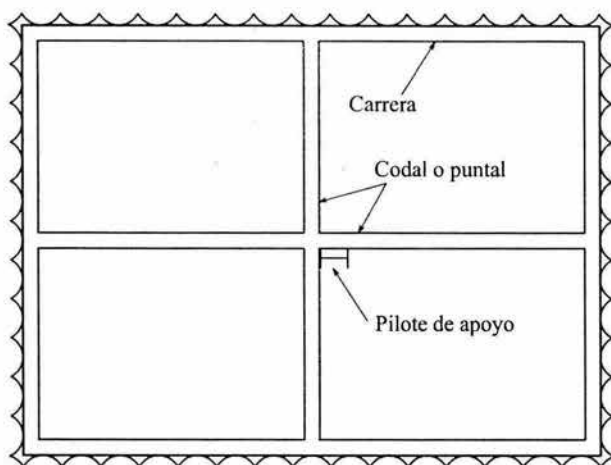


FIGURA No. 5.6. PLANTA DE ENTIBACIÓN CRUZADA

### 5.3. Deformación y empuje

El empuje que la tierra ejerce contra un ademe depende del tipo de suelo y de la magnitud de la deformación o cedencia de dicho ademe. Contrariamente a lo que sucede con los muros de sostenimiento de tierras, que son estructuras rígidas contra las cuales se coloca la tierra después de que han sido construidos, el sistema de ademe es algo flexible y tiene que soportar la tierra a medida que se le construye.

La excavación cambia drásticamente los esfuerzos que existían, antes de la excavación, en un elemento de suelo inalterado, figura No. 5.7. El esfuerzo lateral,  $\sigma_h$ , se reduce y el elemento de suelo se comba hacia fuera y desciende verticalmente. El efecto combinado es una combadura en la parte inferior del banco y un asentamiento en la parte superior, como se muestra en la figura No. 5.7.

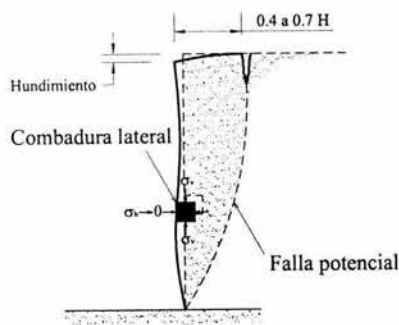


FIGURA No. 5.7. HUNDIMIENTO, COMBADURA Y AGRIETAMIENTO EN UNA EXCAVACIÓN SIN ADEME

Si el sistema de ademe es tan rígido que no permite deformación alguna, el empuje de las tierras que se producirá será el correspondiente al estado de reposo, figura No. 5.8. Pero el sistema generalmente se deforma, lo cual altera el empuje total y la distribución del mismo. La excavación hasta el nivel del primer soporte permite que el ademe se incline, figura No. 5.9, y el empuje se acerca al estado activo, figura No. 5.8. El primer soporte evita una apreciable deformación en ese punto. Las excavaciones más profundas permiten que el sistema de ademe se deforme por debajo del soporte, haciendo que el empuje se reduzca. La presión en el soporte aumenta proporcionalmente, porque la carga de la zona deformada ha sido transferida al soporte por esfuerzo cortante horizontal. En el fondo de la excavación el suelo no se puede deformar porque lo impide el esfuerzo cortante horizontal dentro de la masa, y por tanto, el empuje contra el ademe se reduce.

El diagrama de la presión de la tierra es irregular. El empuje resultante es algo mayor que el correspondiente al estado activo y su punto de aplicación está más arriba del tercio de la altura, que es el que corresponde al empuje resultante en un suelo no cohesivo. Partiendo de las mediciones de las presiones en los codales y de los momentos flexionantes en las tablaestacas o pilotes verticales, hechas en ademes, construidos se ha podido calcular la forma y magnitud del



empuje, que concuerda con el diagrama que se muestra en la figura No. 5.8. La verdadera presión, sin embargo, variará considerablemente de un punto a otro debido a las diferencias en la secuencia de la construcción y a los desplazamientos del sistema de soporte.

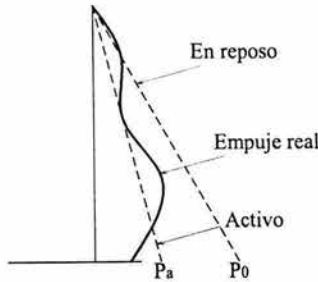


FIGURA No. 5.8. EMPUJE DE LA TIERRA CONTRA UN ADEME QUE SE HA FLEXADO

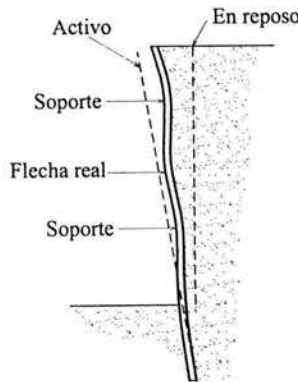


FIGURA No. 5.9. FLECHA DEL PARAMENTO DE UNA EXCAVACIÓN ADEMADA

El procedimiento general que se utiliza para calcular el empuje de la tierra para el proyecto de un ademe, es hallar la resultante del empuje activo (o de reposo, si el sistema de ademe es muy rígido) y aumentar empíricamente el valor de la misma, ya que el sistema de ademe no permite la total deformación requerida para que se produzca el estado activo (o disminuirla, si el proyecto se basa en el estado de reposo). Esta resultante se redistribuye para formar un diagrama simplificado



del empuje, figuras No. 5.10. y 5.11. Tanto el aumento de la resultante del empuje sobre la correspondiente al empuje activo, como la distribución del mismo, están basados en los empujes deducidos de mediciones hechas en sistemas de ademe similares.

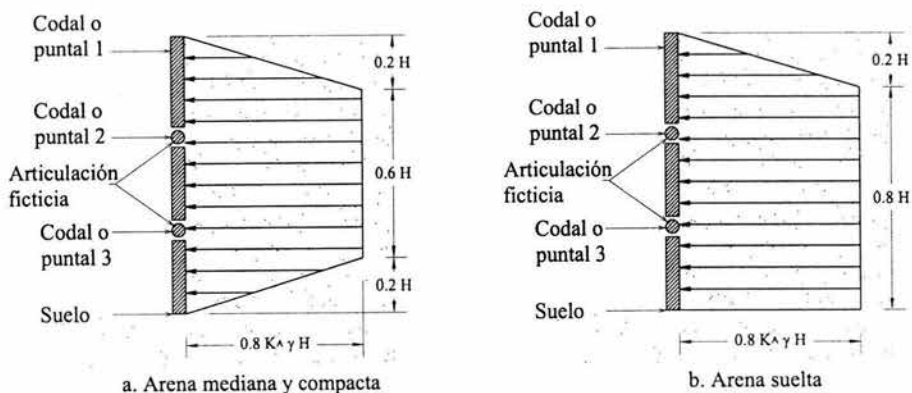


FIGURA No. 5.10. EMPUJES PARA EL PROYECTO DE UN ADEME EN ARENA

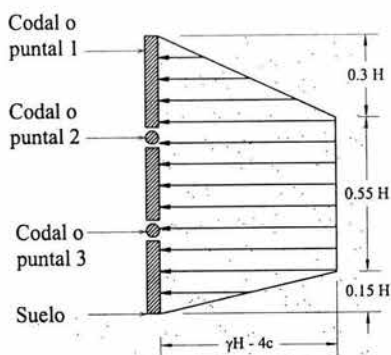


FIGURA No. 5.11. PRESIONES DE PROYECTO DE UN ADEME EN ARCILLA DE BLANDA A FIRME



### 5.4. Equipo de construcción

En cuanto al equipo que se puede emplear para la construcción de los pozos caja se puede mencionar entre los principales el equipo de excavación. El equipo de excavación tiene como característica estar diseñado para trabajar en estación, esto es que su ciclo de trabajo no incluye acarreo. Existen varios equipos destinados a desarrollar este tipo de operación en trabajos muy diversos en cada uno de los cuales se requiere de la utilización de herramientas básicas diferentes. Algunos diseños de excavadoras permiten intercambiar en la misma máquina diferentes tipos de herramientas de trabajo, a estos equipos se les conoce como excavadoras convertibles y están formadas de tres elementos principales:

1. La superestructura.- sobre la cual van montados los motores y mecanismos principales de operación. Generalmente giratoria e instalada sobre el montaje de tránsito de la máquina.
2. El montaje de tránsito.- Puede ser de orugas o de neumáticos, sobre plataformas de camión y en casos muy contados con algún montaje especial como plataformas de ferrocarril o montaje fijo.
3. El equipo frontal o herramienta de trabajo.- Generalmente consiste de una pluma a la que se le adapta la o las herramientas de trabajo correspondientes en cada caso.

Las retroexcavadoras constituyen una mejor opción para el tipo de trabajo que generalmente se realiza al construir los pozos-caja ya que la mayoría de las veces estas estructuras son construidas en terrenos de la zona y II y III según la clasificación del RCDF, además como las retroexcavadoras son equipos diseñados para realizar trabajos abajo del nivel del terreno en que se sustentan y pueden estar montadas sobre neumáticos o sobre orugas, las retroexcavadoras montadas sobre neumáticos son más veloces y generalmente tienen estabilizadores, se fabrican en tamaños pequeños y de pequeña capacidad de cucharón mientras que las retroexcavadoras





montadas sobre orugas se utilizan para trabajos sobre superficies de material suelto en donde se requiere de un buen apoyo, aunque tienen menor movilidad su montaje tiene la ventaja de distribuir mejor el peso de la máquina ya que generalmente se construyen de capacidades mucho mayores que las de neumáticos.

El aditamento o dispositivo retroexcavador consiste en un pórtico auxiliar, una pluma, brazos y refuerzos para el cucharón. El mecanismo excavador de la retroexcavadora está sostenido al extremo exterior de la pluma y se encuentra articulado con respecto a este punto en el plano vertical. De igual manera el cucharón se encuentra al extremo del brazo de ataque, articulado con este para excavar. De esta manera y gracias a la superestructura giratoria la retroexcavadora tiene gran alcance vertical y horizontalmente, de hecho, el alcance de excavación en profundidad solo está limitado por la longitud de la pluma y del brazo excavador.

Para cada modelo existen diferentes modelos de brazos, la elección adecuada depende de factores tales como la fuerza de empuje necesaria, la capacidad de levantamiento, el tamaño del cucharón y del tipo de material por excavar.

En cuanto al cucharón, también los hay de diversos tipos y capacidades por ejemplo se tiene el cucharón estándar para todo uso, el traapezoidal para canales, limpiadores de zanjas, con eyector, etc.

Para la retroexcavadora existen una gran variedad de aditamentos, como por ejemplo: bivalvas o almejas para excavaciones verticales, el batilón, diferentes tipos de pinzas, ganchos-grúa, electroimanes, barrenas, cizallas, etc.

La pala retroexcavadora, con su equipo convencional es en especial apta para realizar excavaciones por debajo del nivel del terreno de su propia sustentación, como en el caso de zanjas para tender tuberías, trincheras, cunetas de caminos, y en general excavaciones de



cimentaciones; alimentación de equipos de trituración, carga a vehículos de acarreo, colocación de tubos, hincado de vigas para ademado, desmontes y demoliciones, trabajos de cantera y excavaciones bajo el agua y dragados.

### **5.5. Ejemplo del procedimiento constructivo mediante tablaestacado metálico**

A continuación se describe el procedimiento constructivo que se lleva a cabo para el hincado del tubo de concreto de 1.52 m de diámetro interior de un colector de alivio:

1. Trabajos preliminares. Pevio a cualquier actividad en el lugar donde se construirán las cajas se debe corroborar que en el sitio no haya instalaciones como: ductos de agua potable, telefonía, gas, líneas de energía eléctrica, etc., que en caso de existir estas deben ser protegidas o desviadas del lugar, para que no interfieran con las actividades que se llevarán a cabo.
2. Trazo de la caja. Terminados los trabajos preliminares, se llevara a cabo el trazo de las cajas , para lo cual se debe tomar como referencia el banco de nivel que rige el proyecto.
3. Limpieza del sitio. Efectuado el trazo se procederá al retiro de todo el material que interfiera con el hincado de la tablaestaca metálica, como es el caso de la carpeta asfáltica.
4. Hincado de tablaestaca metálica. La tablaestaca metálica por instalar podrá ser del tipo machihembrado, el espesor de la placa de este ejemplo es de 6.35 mm y ancho de 70 cm, la longitud variará según el proyecto.



Para su hincado, la tablaestaca se izará por pares de 1.40 m con una grúa, la cual debe tener una resbaladera fija y contar con un martillo, cuya relación entre el peso del pistón y la tablaestaca varíe entre 0.3 a 0.5 veces el peso de esta última. Durante la hinca de cada par de tablaestacas debe garantizarse se realice el ensamble correctamente, y que se hinquen verticalmente; Por ningún motivo se permitirá que las tablaestacas tengan longitudes diferentes entre sí.

5. Bombeo de achique. Cuando sea necesario el bombeo que se realizará en las diferentes etapas de excavación será de achique, por medio de cárcamos de dimensiones adecuadas, empleando una bomba autocebante, el bombeo se mantendrá durante toda la actividad de la hinca del tubo, así como en el colado de la losa de fondo y muros laterales; el espejo de agua se mantendrá 20 cm por debajo del nivel de desplante de las cajas, el cual se suspenderá una vez que la resistencia del concreto de la losa de fondo adquiera el 85% de proyecto.

Alcanzado el nivel máximo de excavación en las cajas se excavará un dren perimetral de 30X30X30 cm que reconocerá a un cárcamo de 90 cm de donde se bombeará el agua hacia la superficie.

6. Excavación para alojar la caja. La excavación se realizará a cielo abierto en etapas de excavación de 2.0 m y la última de la fracción correspondiente menor a lo anteriormente indicado; para la excavación como para la extracción de la rezaga se podrá emplear equipo mecánico.

La etapa I se llevará hasta 2.0 m de profundidad, donde se instalará el primer nivel de troqueles, los cuales se apoyarán en mensulas de acero formadas por ángulo soldadas a la tablaestaca y separadas a cada 2.0 m, bajo la viga IPR de proyecto.



Si por cuestiones de seguridad se requiere de zunchar las vigas mdrinas, se deben emplear estribos de acero, los que se fijarán a la tablaestaca.

La etapa II de excavación se llevará hasta los 4.0 m de profundidad chocando inmediatamente las vigas mdrinas y troquelamiento, como se mencionó anteriormente.

Así sucesivamente se irá llevando las etapas de excavación de forma similar a las anteriores de 2.0 m en 2.0 m hasta llegar al nivel máximo de excavación requerido por el proyecto.

7. Instalación de la estructura de empuje y atraque. Alcanzado el nivel máximo de excavación se procederá al colado de un firme de concreto de 8 cm de espesor y  $f'c=200$  kg/cm<sup>2</sup>, armado con malla electrosoldada 6x6-10/10, se retirará el tercer nivel de troqueles y se colocará la placa de acero, con el espesor indicado en el proyecto, que servirá de atraque, entre ésta y la tablaestaca se colocará concreto pobre  $f'c=120$  kg/cm<sup>2</sup>, posteriormente se continuará con la instalación de la cama y estructuras complementarias de empuje y atraque, donde se colocarán los gatos en los sitios indicados ex profeso.
8. Hincado. Instalada la estructura de empuje y atraque se bajará el tubo del material y diámetro interior indicados en el proyecto, por medios mecánicos el cual se presentará en la pared de la tablaestaca metálica, a continuación se efectuará el corte circular en ésta para que permita el paso del tubo, tomando en cuenta que para éste corte el diámetro será el correspondiente al exterior del tubo.

Los empujes serán de 50 cm completando la longitud se procede a excavar el frente con equipo manual, en el perímetro del tubo se efectuará una sobreexcavación



adicional de 2.54 cm o 1" con la finalidad de reducir la fricción, para permitir que el tubo se deslice en la excavación, se realizarán inyecciones de bentonita en cada tubo, que se encuentra ya dentro del terreno, esto se llevará a cabo en cada empuje esto se efectuará a través del orificio de izaje, el volumen y presión está supeditada a la adherencia que haya ocurrido entre el terreno y el tubo, por lo que es importante que una vez iniciado el hincado, éste no se suspenderá hasta llegar a la siguiente caja donde habrá de cortarse la tablaestaca para permitir el paso del tubo. Cada vez que un tubo se haya hincado en su totalidad se procederá a bajar otro y se llevará a cabo lo mismo hasta completar la longitud requerida.

9. Rezaga. La extracción del material producto del corte para alojar el tubo será extraído a la superficie por medios mecánicos y enviado al banco de tiro.
  
10. Armado y colado de la caja. Completado el hincado del tubo se procederá al retiro de la estructura de atraque y el armado y colado de la caja por lo que enseguida se procede al habilitado del acero de refuerzo de la losa de fondo y muros laterales, previo a lo anterior se procederá a engrasar la tablaestaca, con lo que se evitará que el concreto se adhiera a la misma; acto seguido se colará la losa de fondo y los muros hasta 50 cm por debajo del último nivel de troqueles.

Una vez que el concreto de la primera etapa de colado haya adquirido el 85% de la resistencia solicitada por proyecto, se procederá a armar y colar el segundo tramo de muros hasta 50 cm por debajo del penúltimo nivel de troqueles, de manera similar a la etapa anterior.

Así sucesivamente cuando el concreto del anterior colado haya obtenido el 85% de la resistencia de proyecto, se retirará el nivel correspondiente de troqueles y se procederá a armar y colar el tramo de muros, hasta el momento de llegar al nivel



inferior de la losa tapa siguiendo los lineamientos mencionados en las dos etapas anteriores.

Posteriormente se armará y colará la losa tapa, siguiendo los lineamientos indicados en los planos estructurales correspondientes, dejando las preparaciones necesarias para la construcción del o de los pozos de visita.

11. Pozos de visita. Los pozos de visita o chimeneas se construirán de tabique rojo recocado, hasta el apoyo del brocal y tapa, esto corresponde al nivel de rodamiento actual o hasta donde lo indique el proyecto, el junteo de las piezas de tabique (Previa saturación) se realizará con un mortero cemento-arena con relación 1:5, durante la construcción del muro se efectuará el aplanado pulido con llana metálica con mortero cemento-arena 1:6.

Durante esta etapa se colocarán escalones paralelos Tipo D.D.F., de fierro fundido de 15 cm, alternados con separación de 40 cm en el sentido vertical y de 15 cm en el sentido horizontal, o según lo indique el proyecto.

12. Relleno de confinamiento a las pozos de visita. Completado el hincado del tubo se procederá al retiro de la estructura de atraque y al armado y colado de las cajas por lo que el relleno se efectuará, conforme el pozo de visita se vaya construyendo hasta alcanzar el nivel de piso actual o en su caso hasta el nivel del cuerpo del pavimento existente; el tendido del material de relleno se llevará a cabo en capas sueltas de 20 cm y con 2% de la humedad óptima y el porcentaje de compactación será del 95% de su peso volumétrico seco máximo, cuando el relleno se encuentre 50 cm por debajo del primer nivel de troquelamiento, se retirará este.



El material de relleno debe de cumplir con las especificaciones siguientes:

CARACTERÍSTICAS	ZONA EN QUE SE CLASIFICA EL MATERIAL DE ACUERDO CON SU GRANULOMETRÍA		
	1	2	3
CONTRACCIÓN LINEAL, EN % (MAX)	6.0	4.5	3.0
VALOR CEMENTANTE, EN KG/CM <sup>2</sup> (MIN)	3.5	3.0	2.5
VALOR RELATIVO DE SOPORTE ESTÁNDAR SATURADO, EN %	50 MIN		
EQUIVALENTE DE ARENA, EN %	20 MIN (TENTATIVO)		

En el caso de existir cuerpo de pavimento se procederá a la restitución del material de base, cuyo espesor debe ser de 15 cm compactos; el material de base se debe tender en una sola capa y se compactará al 95% del peso volumétrico seco máximo de la prueba correspondiente. Durante el tendido del material este debe tener un 2% por arriba de la humedad óptima, y cumplir con las características del material de base que se indican a continuación:

CARACTERÍSTICAS	ZONA EN QUE SE CLASIFICA EL MATERIAL DE ACUERDO CON SU GRANULOMETRÍA		
	1	2	3
LÍMITE LÍQUIDO, EN % (MAX)	30	30	30
CONTRACCIÓN LINEAL, EN % (MAX)	4.5	3.5	2.0
VALOR CEMENTANTE, EN KG/CM <sup>2</sup> (MIN)	3.5	3.0	2.5
VALOR RELATIVO DE SOPORTE ESTÁNDAR SATURADO, EN %	100 MIN		
EQUIVALENTE DE ARENA, EN %	50 MIN (TENTATIVO)		
ÍNDICE DE DURABILIDAD	40 MIN (TENTATIVO)		



Concluido el tendido y compactado del material de base, se deja secar superficialmente durante varios días. Cuando la capa este seca se barre con cepillos manuales, para eliminar la basura, el polvo y demás partículas extrañas. Posteriormente se aplica sobre la base un riego de impregnación compuesto por un asfalto FM-1 en proporción de 1.5 l/m<sup>2</sup>, el cual debe penetrar cuando menos 3 mm en el material de base.

Una vez realizado lo anterior y previo a la colocación de la carpeta, se realizará el riego de liga constituido por un asfalto FM-3 a razón de 0.7 l/m<sup>2</sup>, llevado a cabo lo anterior se procede a la construcción de la carpeta asfáltica que debe tener espesor similar al existente en el sitio u 8 cm de espesor compacto.

Durante el tendido se deben observar las siguientes condiciones:

- La carpeta debe cumplir con las especificaciones solicitadas por la planta de asfalto del Distrito Federal, su tendido se debe realizar con temperatura mayor a los 90° centígrados y su compactación al 95%, no dejando sobre la carpeta huellas de los equipos de compactación empleados durante esta actividad.

13. Extracción de tablaestacas. La tablaestaca será retirada una vez que el relleno este 60 cm por debajo del terreno actual.

Nivelación de precisión. Se deben realizar nivelaciones de precisión durante las actividades propias de la obra, para lo cual se debe apoyar en un banco que este fuera de la influencia de la misma. Después de concluida la obra cada mes durante 6 meses y cada 6 durante un periodo de 5 años, con la finalidad de corroborar el comportamiento de la estructura en cuestión y de las estructuras aledañas.





Posteriormente es obligado realizar cada 5 años o cada vez que se detecte un cambio en el comportamiento de esta y en particular cuando se presente un evento sísmico.

La información emanada de las actividades de nivelación debe ser interpretada y procesada por un especialista, con la finalidad de evaluar el comportamiento de la estructura.

Notas. Previo a cualquier actividad se debe corroborar la ausencia de instalaciones municipales, de telefonía y de gas que puedan interferir en la construcción de la obra.

Para la construcción de la caja en cuestión se debe emplear como ademe provisional tablaestaca metálica, la cual debe tener la misma longitud en cualquier punto donde se instale.

La excavación se llevará en etapas, no se debe avanzar ninguna etapa si no se coloca el troquelamiento respectivo.

El bombeo será profundo empleando bombas tipo eyector.

La excavación se realizará hasta confirmar por medio de los piezómetros que se ha abatido el área.

El arreglo del armado como el tipo y resistencia del concreto por emplear se debe consultar en los planos estructurales correspondientes.

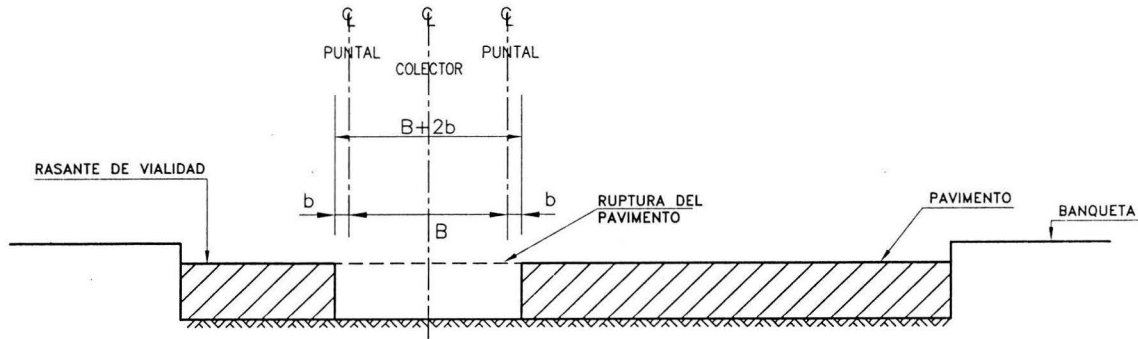
El material de relleno debe cumplir con las características indicadas y ser compactado al porcentaje estipulado, no se debe permitir por ninguna índole capas compactadas con porcentaje menor al solicitado, ni baches.

El material de relleno debe tener cuando menos un peso volumétrico de  $1.70 \text{ t/m}^3$ .

## PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

### 5.6. EJEMPLO DE PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO MEDIANTE EL HINCADO DE VIGAS I

#### 1ª ACTIVIDAD: TRAZO DEL COLECTOR, CORTE Y RUPTURA DE PAVIMENTO

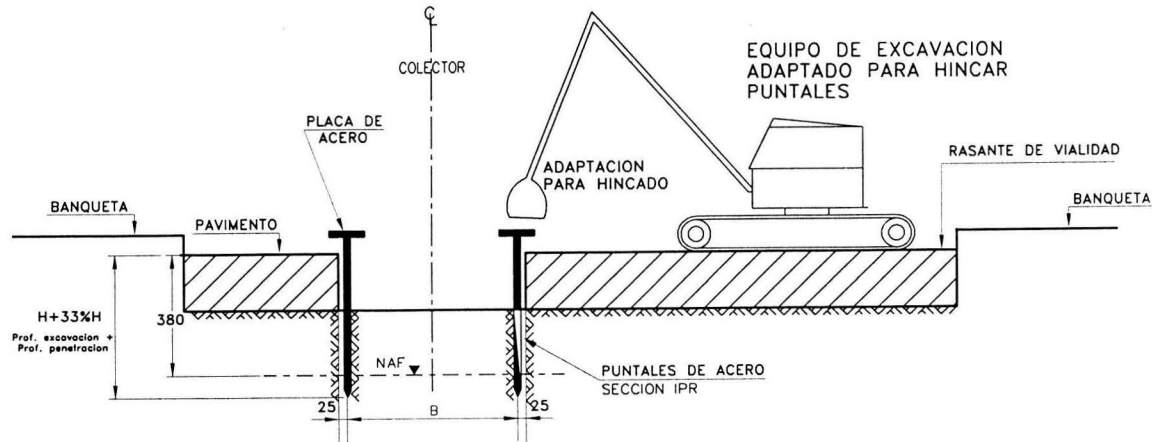


- Se colocarán señalamientos de protección contra el tránsito vehicular, indicando el área de trabajo.
- Se realizará topográficamente el trazado del eje del colector, marcándolo en el piso.
- Se marcará el ancho y largo de la excavación.
- Se realizará el corte y la demolición del pavimento con equipo manual.
- Se retirará el material de demolición.



## PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

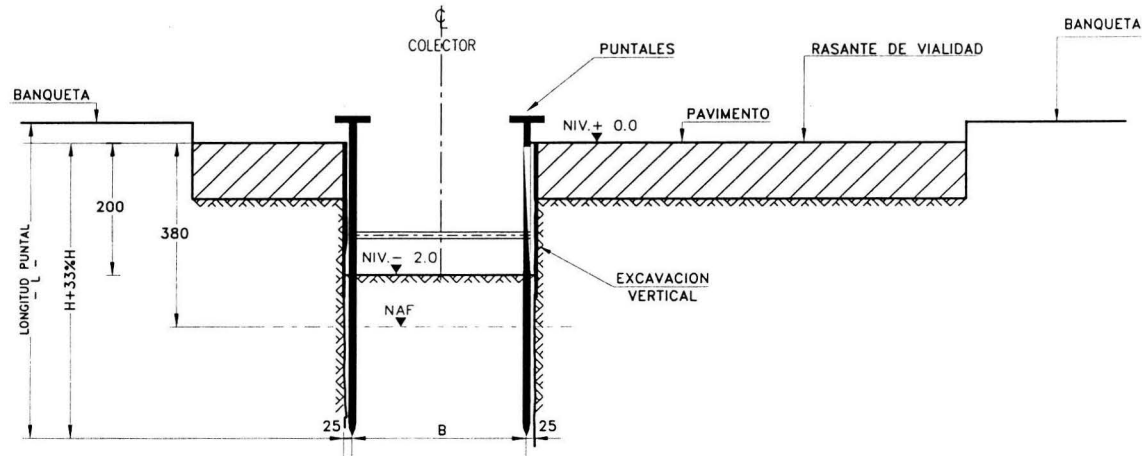
### 2º ACTIVIDAD: HINCADO DE PUNTALES



- Se marcarán los sitios donde se ubicarán los puntales (ver planta general).
- Se realizará el hincado de los puntales con equipo mecánico.
- La profundidad de los puntales será de  $H + 33\%H$
- Cada puntal llevará en el extremo superior una placa de acero soldada, para recibir los golpes de hincado.
- El equipo mecánico de hincado podrá ser el equipo de excavación.
- Se verificará periódicamente la verticalidad del puntal en el hincado.

## PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

3º ACTIVIDAD: EXCAVACION DE ZANJA EN SECO HASTA 2.00 m.

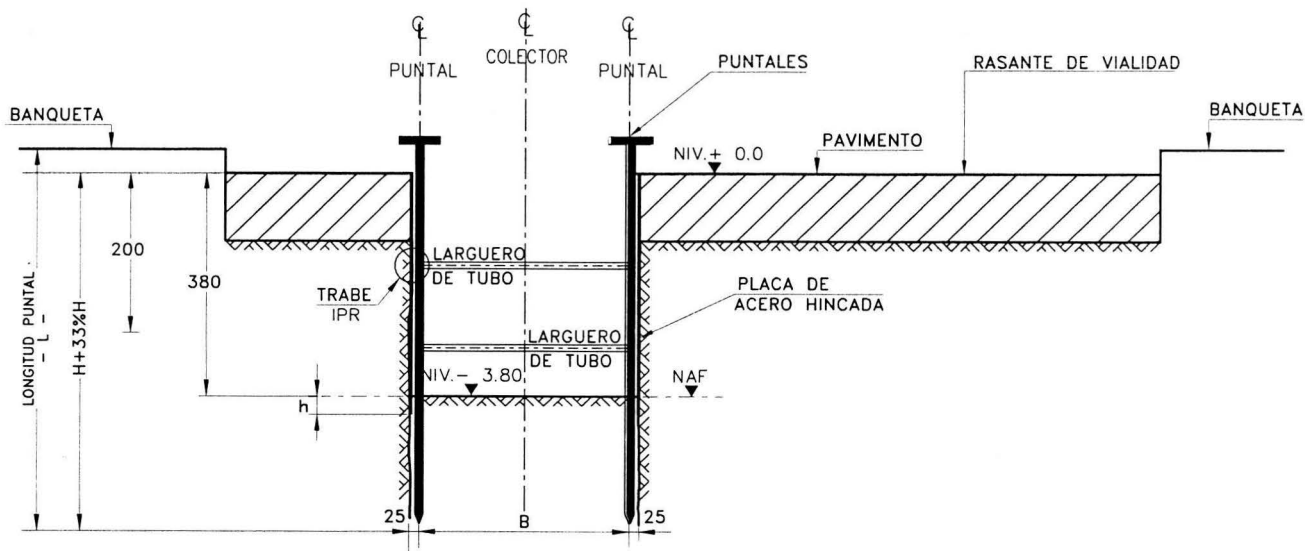


- Se excavara con equipo manual hasta los primeros dos metros, para no romper tuberías existentes.
- Se retirara el material producto de la excavación, en los sitios que indique el Ing. Residente
- Se colocarán las traveses y largueros de sección IPR de acero estructural en los niveles indicados en el "corte longitudinal y transversal", hasta el nivel de excavación efectuada.
- Se procederá a colocar las placas de acero, hincandolas hasta el nivel de excavación efectuada; estas se hincarán detrás de los elementos estructurales, los que servirán de apoyo a las placas de acero.
- Se continuara con la excavación, pero ahora con equipo mecánico, teniendo cuidado de no interferir con los elementos estructurales del adomado.
- Se retirara el material producto de la excavación, en los sitios que indique el Ing. Residente
- Al mismo tiempo en que se realiza la excavación se seguira hincando las placas de acero.

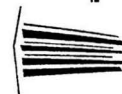


## PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

4º ACTIVIDAD: COLOCACION DEL ADEME Y EXCAVACION DE ZANJA EN SECO

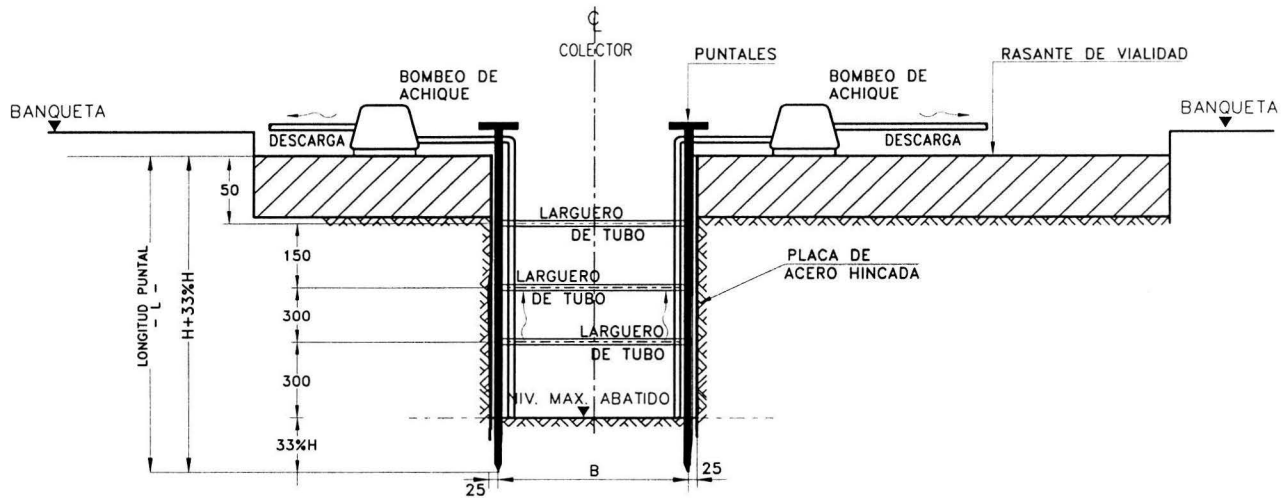


- Se colocarán las traveses y largueros de sección IPR de acero estructural en los niveles indicados en el "corte longitudinal y transversal", hasta el nivel de excavación efectuada.
- Se procederá a colocar las placas de acero, hincandolas hasta el nivel de excavación efectuada; estas se hincarán detrás de los elementos estructurales, los que servirán de apoyo a las placas de acero.
- Se continuará con la excavación, pero ahora con equipo mecánico, teniendo cuidado de no interferir con los elementos estructurales del ademe.
- Se retirará el material producto de la excavación, en los sitios que indique el Ing. Residente
- Al mismo tiempo en que se realiza la excavación se seguirá hincando las placas de acero.



## PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

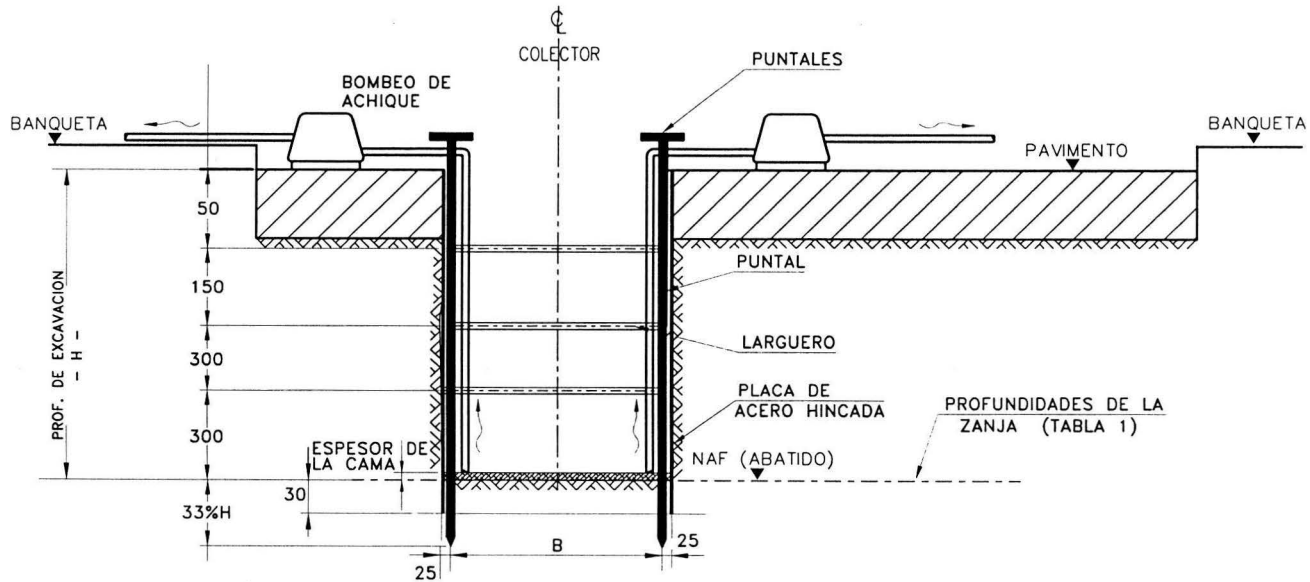
5° ACTIVIDAD: COLOCACION DEL ADEME Y EXCAVACION DE ZANJA EN AGUA



- Se continuara excavando con equipo mecánico, evitando la presencia de las aguas freaticas.
- Se retirara el material producto de la excavación en los sitios que indique el Ingeniero Residente
- Se seguira con la colocación con las traveses y largueros de sección IPR, en los niveles inferiores del ademe.
- Se efectuara el bombeo de achique utilizando los equipos bombeo necesarios, para terminar de formar el ademe
- Continuara el bombeo de achique para lograr abatir el nivel freatico en la zanja hasta dejarla parcialmente seca.

## PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

6° ACTIVIDAD: COLOCACION DE LA CAMA DE ARENA PARA EL COLECTOR

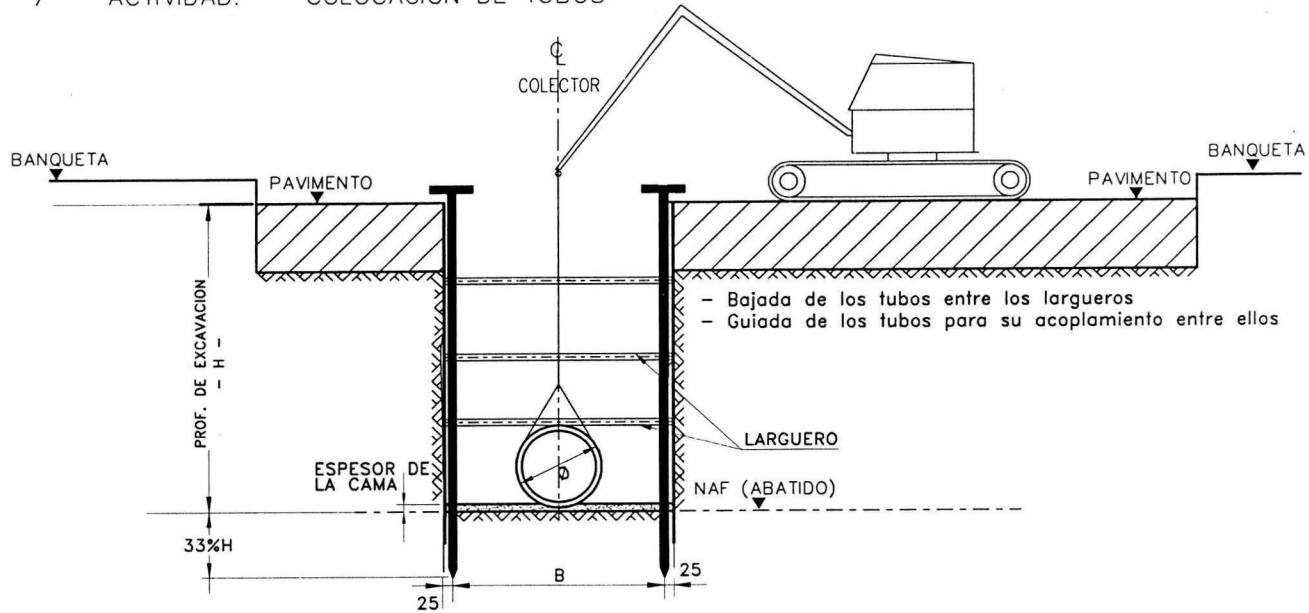


- Una vez alcanzada la profundidad de la zanja, y habiendo abatido el NAF, se procederá a colocar la plantilla del tubo, lo cual se recomienda que sea de tezontle apisonado y/o arena.
- Los espesores de la cama serán los indicados en el proyecto
- Se mantendrá el equipo necesario de bombeo de achique para mantener seca la zanja.
- El bombeo descargará en el pozo de visita más cercano.



PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

7° ACTIVIDAD: COLOCACION DE TUBOS

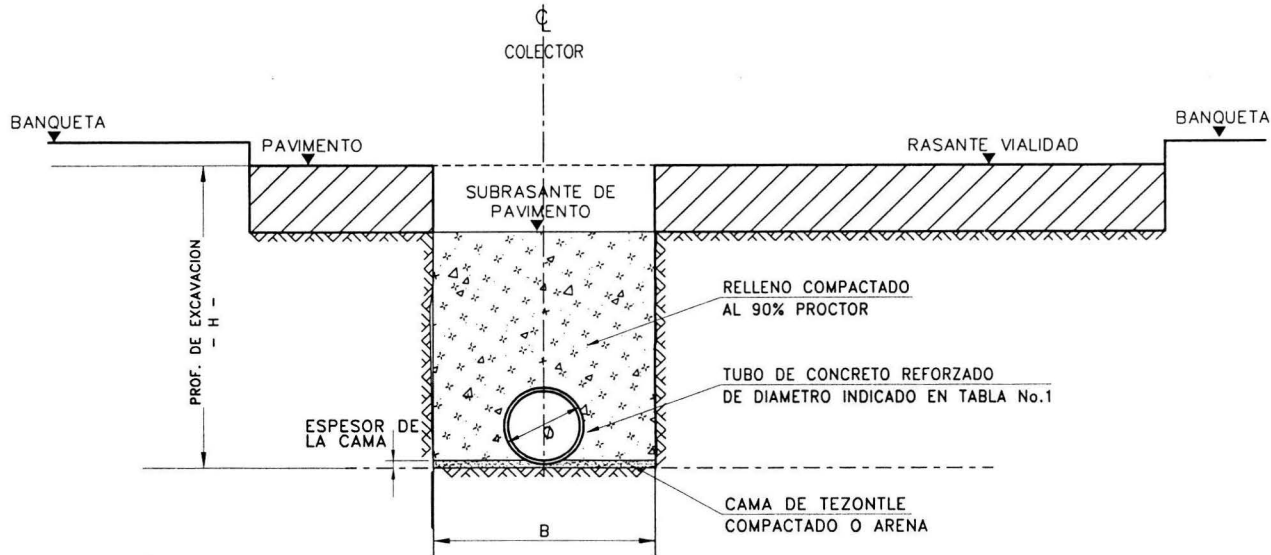


- Se procederá a la bajada de los tubos de concreto reforzado con equipo mecánico.
- Los tubos tendrán una longitud máxima de 2.62 m, por lo cual entrarán entre los largueros que tienen una separación mayor.
- Se procederá al arrastre de cada tubo para acoplarlo al ya instalado aguas abajo; se realizará con equipo mecánico desde la superficie (elevándolo pocos centímetros).
- Se procederá al calafateado en las uniones de los tubos y a la limpieza interior de los mismos.
- Una vez realizada la colocación de los tubos, en el tramo del colector se procederá al retiro del bombeo de achique.



## PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

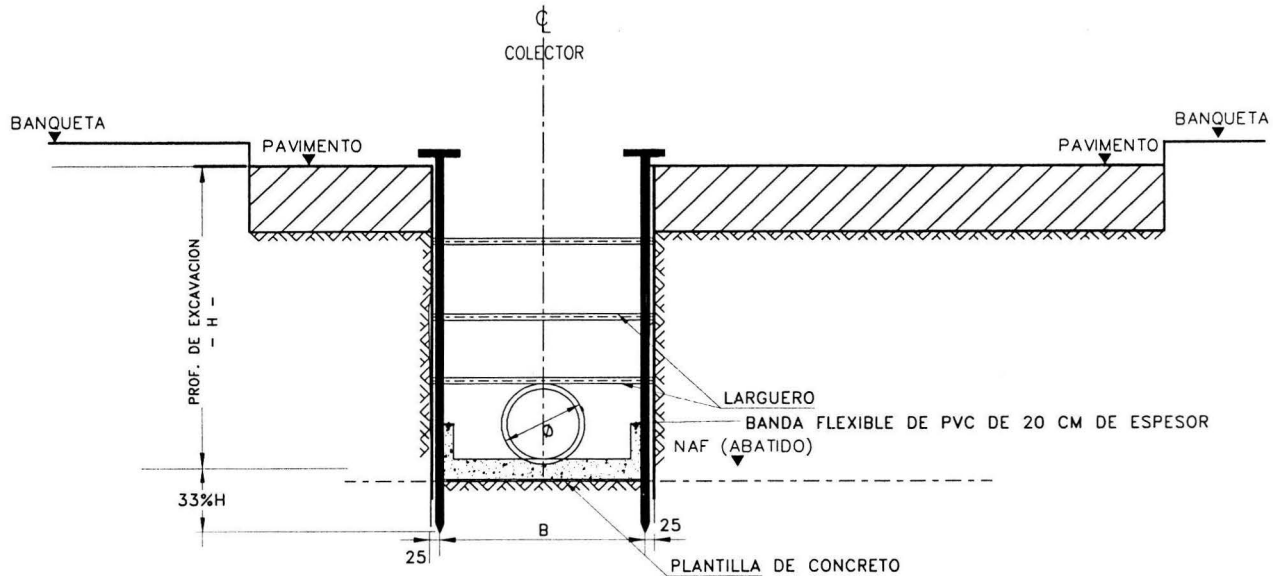
8° ACTIVIDAD: RELLENO DE ZANJAS Y RETIRO DE ADEME



- Una vez aprobada la colocación de la tubería por la supervisión, se podrá llevar a cabo el acostillamiento de la tubería así como el relleno de la zanja con material producto de la excavación previamente tratado (secado y roturado y rehidratado) , o bien, si el supervisor lo ordena con material procedente de banco de préstamo.
- Este relleno se deberá de realizar en capas de 20 cm de espesor compactado al 90% del peso volumetrico seco máximo. Esta compactación se deberá de realizar con un compactador manual (bailarina).
- Se deberá ir retirando el ademe, al mismo tiempo que avance el relleno.
- Al final se realizará la reposición de la carpeta asfáltica o pavimento, dejándolo con el mismo espesor existente.
- Concluido los trabajos al 100% se procederá al retiro de los señalamientos de protección contra el tránsito vehicular.

## PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

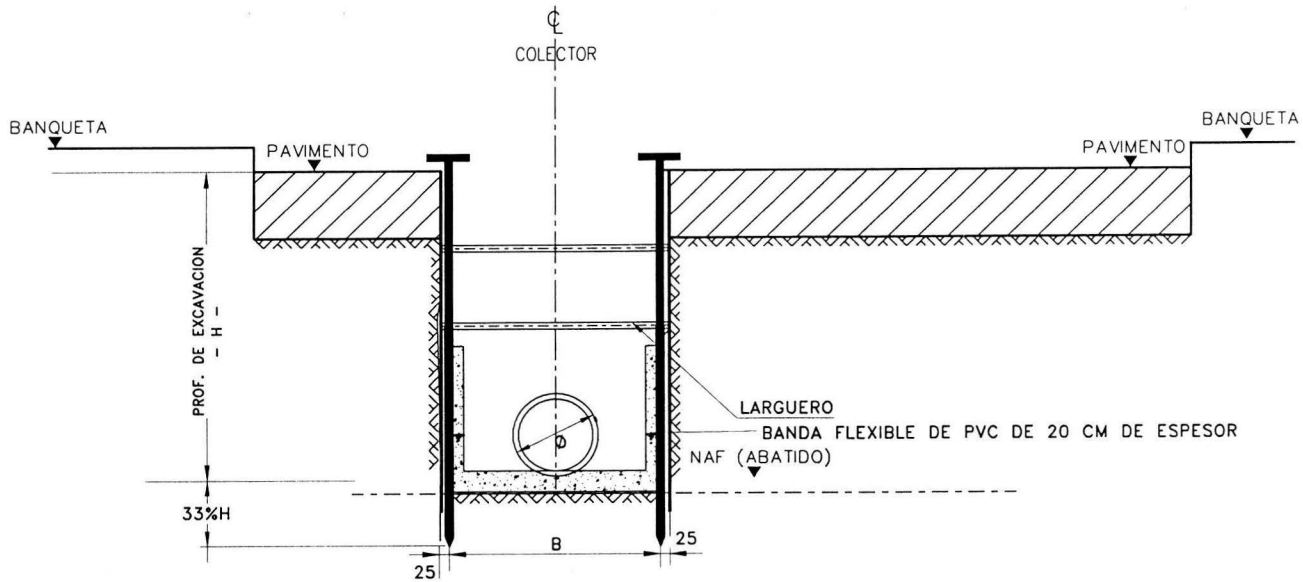
9º ACTIVIDAD: CONSTRUCCIÓN DE POZOS-CAJA



- Se procederá a la colocación de una plantilla de concreto pobre  $f'c=150 \text{ kg/cm}^2$  y 5 cm de espesor
- Se procederá a engrasar las placas del ademe para evitar que el concreto de adhiera a las mismas.
- Se procederá al habilitado y armado del acero de referzo de la losa de fondo y de los muros laterales.
- Ahora se procede a colar la losa de fondo y los muros laterales hasta 50 cm por debajo del primer nivel de troqueles.

## PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

10° ACTIVIDAD: COLADO DE MUROS LATERALES DEL POZO-CAJA

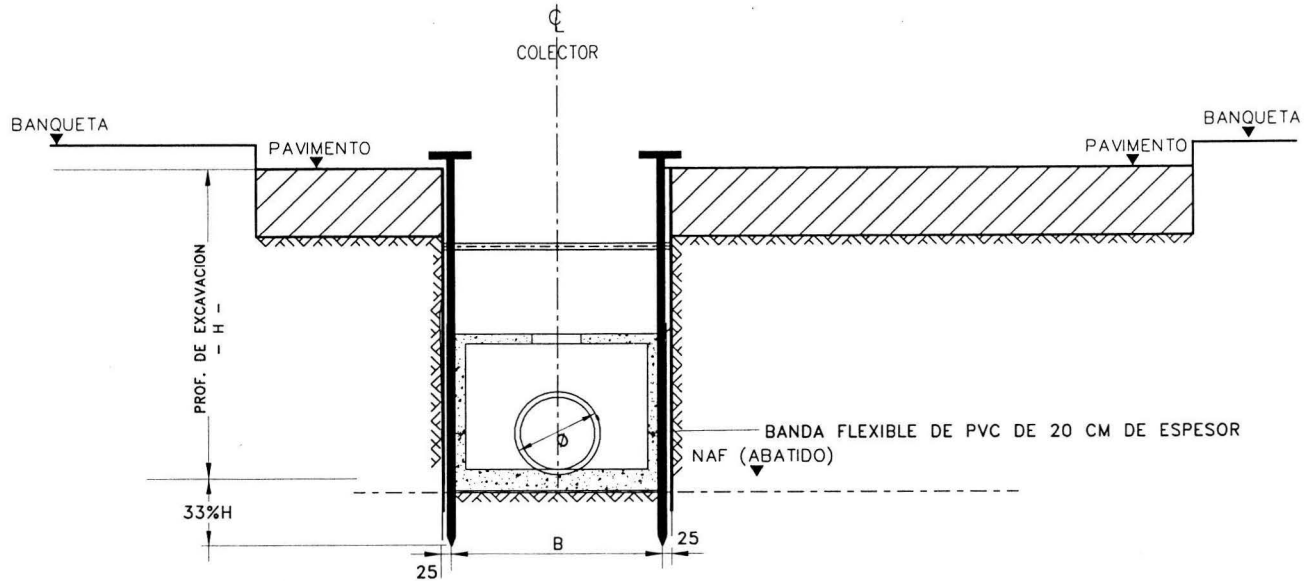


- Se procederá al retiro del primer nivel de troqueles
- Se procederá al habilitado y armado del acero de refuerzo de los muros laterales.
- Se procederá a colar los muros laterales hasta el nivel inferior de la losa tapa.



## PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

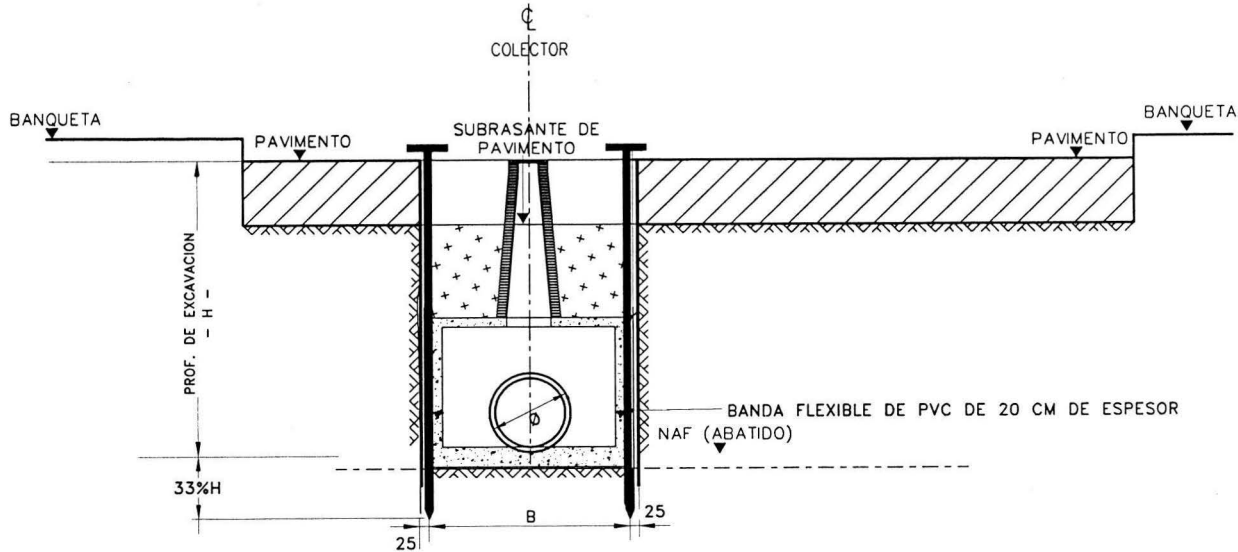
1ª ACTIVIDAD: COLADO DE LA LOSA TAPA DEL POZO-CAJA



- Se procederá al retiro del segundo nivel de troqueles
- Se procederá al habilitado y armado del acero de refuerzo de la losa tapa de acuerdo con los planos estructurales.
- Se procederá a colar la losa tapa dejando el hueco para el pozo de visita y el registro.

## PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

12° ACTIVIDAD: CONSTRUCCIÓN DEL POZO DE VISITA, RELLENO DE ZANJA Y RETIRO DE ADEME



- Se procederá a la construcción del pozo de visita hasta el apoyo del brocal y tapa, esto corresponde al nivel de rodamiento actual o hasta donde lo indique el proyecto.
- Una vez aprobada la colocación de la tubería por la supervisión, se podrá llevar a cabo el relleno de la zona excavada con material producto de la excavación previamente tratado (secado y roturado y rehidratado), o bien, si el supervisor lo ordena con material procedente de banco de préstamo.
- Este relleno se deberá de realizar en capas de 20 cm de espesor compactado al 90% del peso volumétrico seco máximo. Esta compactación se deberá de realizar con un compactador manual (bailarina).
- Se deberá ir retirando el ademe, al mismo tiempo que avance el relleno.
- Al final se realizará la reposición de la carpeta asfáltica o pavimento, dejándolo con el mismo espesor existente.
- Concluido los trabajos al 100% se procederá al retiro de los señalamientos de protección contra el tránsito vehicular.



## **CAPÍTULO VI**

### **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

Conforme a todo lo anteriormente tratado se pueden realizar algunas conclusiones y recomendaciones de este trabajo y también de acuerdo con algunas experiencias en los proyectos de dichas estructuras o de estructuras que en su proyecto o ejecución tienen similitud con ésta, por lo que se trata de hacer una recopilación de los aspectos más importantes a considerar en el análisis y diseño de los pozos-caja, desde su proyecto hasta su construcción final.

#### **6.1. Conclusiones**

- El sistema de drenaje de la ciudad de México tiene gran importancia ya que mediante éste se realiza el desalojo de las aguas residuales y pluviales.
- La cuenca a la que pertenece el D.F. y zona metropolitana es endorreica, su suelo presenta desde roca sana hasta arcilla con 100-500% de contenido de humedad constituyendo uno de los suelos más difíciles, por estas características mencionadas se ha tenido que hacer a lo largo de la historia obras como los túneles de Tequixquiac, el tajo de Nochistongo y más recientemente el Sistema de Drenaje Profundo.
- A través de la historia podemos ver que los problemas sociales, el crecimiento de la población, el hundimiento de la ciudad provocado principalmente por la extracción de



agua del subsuelo, el manejo incorrecto de algunas estructuras de control, la falta de previsión en los proyectos así como la falta de mantenimiento han afectado mucho al sistema de alcantarillado en su funcionamiento, lo que ha incrementado su costo debido a las estaciones de bombeo que se han tenido que instalar.

- Las plantas de tratamiento son una muy buena alternativa de aprovechamiento de agua así como las lagunas de infiltración.
- Como se platicó en el capítulo II los pozos de visita tienen una gran importancia dentro del sistema de alcantarillado ya que permiten la inspección, limpieza y ventilación del mismo, por lo cual tendrá una gran importancia su correcta ubicación.
- Los pozos-caja de cualquier tipo resultan estructuras indispensables en el sistema de alcantarillado debido a que permiten que en el desarrollo de la red de colectores se realicen caídas, deflexiones, la unión de los tramos, así como alojar estructuras de control, además de estar provistos de registros de inspección y pozos de visita en la parte superior, por lo cual se suman a sus funciones las funciones de los pozos de visita y los registros de acceso.
- De acuerdo con el diámetro de los colectores se deberán hacer las consideraciones correspondientes.
- Para realizar un alivio se deberá colocar un colector con un diámetro mayor al del colector por aliviar, así como una caída para mejorar el funcionamiento hidráulico.
- Por lo general las dimensiones de los pozos-caja estarán regidas por el diámetro de la tubería y por los requerimientos constructivos.

## VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

---



- Se deberán utilizar preferentemente tuberías prefabricadas de diámetro comercial.
- La elevación del fondo del pozo-caja quedará definida por el nivel de la rasante hidráulica.
- El colchón mínimo de el nivel de rodamiento o piso terminado a el nivel superior de la losa tapa será de 80 cm.
- Se requerirá de un pozo de mantenimiento por cada tubería de llegada o salida.
- El los pozos-caja de deflexión será necesario construir una media caña en el fondo para encauzar las aguas hacia la salida.
- En el Distrito Federal y parte del Estado de México el organismo que va a dar los lineamientos para el proyecto de pozos-caja es la DGCOH, mientras que en el resto del país será la CNA y el municipio correspondiente.
- Se han recomendado algunas teorías y métodos de análisis y diseño aplicables a los pozos-caja, sin embargo, existen otras que pueden ser utilizadas, esto dependerá de del criterio, experiencia, datos de proyecto, normatividad y consideraciones que el ingeniero proyectista haga para cada caso particular.
- El N.A.F. así como la presión del suelo sobre la estructura conforman la fuerza principal que en la mayoría de los casos regirá el diseño de este tipo de estructuras.
- Debido a que los esfuerzos en la masa de suelo cambian drásticamente con la excavación realizada, en excavaciones costosas o que implican peligro para las vidas o propiedades colindantes es necesario realizar un proyecto de ademado.





- El equipo principal que se utiliza en la construcción de estas estructuras es la retroexcavadora debido a su versatilidad, ya que se puede utilizar para excavar desde terreno arcilloso hasta roca, tender la tubería e hincar las vigas para el ademado.

### 6.2. Recomendaciones

- Primeramente en cuanto a los estudios es necesario realizar el de Mecánica de suelos si es que no hay uno existente de la zona de proyecto, ya que la mayoría de las veces lo omiten para disminuir los costos a corto plazo pero en muchas ocasiones se ponen en riesgo vidas humanas, equipo de construcción o construcciones colindantes, lo cual provoca que haya retrasos en la obra con su consecuente aumento del costo.
- Cuando debido a los resultados obtenidos de los estudios de mecánica de suelos se considere necesario colocar ademe, éste deberá ser propuesto de manera que asegure la estabilidad de la excavación y cuando por la profundidad se tengan empujes muy grandes será recomendable realizar el proyecto del ademe como cualquier otra estructura importante.
- Es importante señalar que el ademe que se utiliza con más frecuencia en la actualidad es el de vigas hincadas y que en suelos con una gran inestabilidad es recomendable utilizar tablaestacado metálico.
- Es indispensable realizar los proyectos de pozos-caja antes de iniciar su construcción ya que en algunas veces por la experiencia adquirida los empiezan a construir sin haber terminado el proyecto lo cual llega a presentar dificultades ya que cada caso tiene sus condiciones particulares que hay que tomar en consideración.



- En cuanto al proyecto también es muy importante haber hecho previamente un levantamiento detallado del sitio de la obra para no afectar la infraestructura ya existente, en algunas ocasiones el organismo contratante tiene planos de infraestructura del lugar, sin embargo no esta de más hacer un recorrido al sitio a fin de corroborar los datos con que se cuente.
  
- El relleno deberá ser de preferencia de material de banco (tepetate) y compactado de acuerdo con las especificaciones de proyecto para no tener después grandes asentamientos y provocar baches, principalmente cuando se trata de vialidades con un flujo vehicular considerable.
  
- La supervisión de los trabajos como en cualquier obra de ingeniería es importante ya que si no se tiene un buen control es posible que los elementos resulten de mala calidad.
  
- Sólo en caso de que no se cuente con planos tipo de parte del organismo contratante se realizará el proyecto de pozos-caja.
  
- El mantenimiento de las estructuras de éste tipo es mínimo y principalmente es requerido en la parte superior de las mismas como lo es en los brocales, también en los escalones de Fo. Fo. que se encuentran en los registros de acceso ya que debido a los gases se corroen.



**BIBLIOGRAFÍA**

- Memoria de las obras del sistema de drenaje profundo del Distrito Federal.  
D.D.F.  
Dr. Roberto Ríos Elizondo.
- Red Primaria de Alcantarillado  
DGCOH, Secretaría General de obras  
D.D.F.
- Lineamientos técnicos para la elaboración de estudios y proyectos de agua potable y alcantarillado sanitario.  
CNA  
Subdirección General de Infraestructura Hidráulica, Urbana e Industrial.  
Segunda versión
- Especificaciones generales y técnicas de construcción  
DGCOH, Secretaría General de obras  
D.D.F.
- Alcantarillado  
UNAM, F.I.  
Jorge Luis Lara González  
Segunda edición
- Introducción a la mecánica de suelos y cimentaciones  
George B. Sowers  
Editorial Limusa  
Primera edición
- Mecánica de Suelos Tomo II  
Eulalio Juárez Badillo  
Editorial Limusa  
Segunda edición
- Mecánica de suelos y cimentaciones  
Ing. Carlos Crespo Villalaz  
Editorial Limusa  
Cuarta edición



- El concreto armado en las estructuras  
Vicente Pérez Alamá  
Editorial Trillas
- Concreto  
Ing. Marco Aurelio Torres H.  
Editorial Patria, S.A.  
Segunda edición
- Aspectos fundamentales del concreto reforzado  
Oscar M. González Cuevas  
Editorial Limusa  
Tercera edición
- Cálculo y construcción de depósitos  
Gerardo G. Zabaleta  
Ediciones CEAC
- Manual de diseño de obras civiles, métodos de análisis y diseño, diseño de estructuras de cimentación.  
CFE
- Diseño de acueductos y alcantarillados  
Ricardo Alfredo López Cualla  
Editorial Alfaomega  
Segunda edición
- Maquinaria general en obras y movimientos de tierra  
Paul Galabru  
Editorial Reverté