

2ej



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO**

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS
PROFESIONALES "ACATLAN"**

**METODOLOGIA EN LA INSTALACION
DE LINEAS DE DRENAJE SOBRE
CALLES PAVIMENTADAS**

TESIS

**QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL**

PRESENTA

LEOPOLDO ALFREDO BENITEZ RINCON

ASESOR: ING. RAÚL IBARRA RUIZ

MEXICO, D.F., FEBRERO 1999.



**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



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.

**METODOLOGIA EN LA INSTALACION DE
LINEAS DE DRENAJE SOBRE CALLES
PAVIMENTADAS**

A todos mis seres queridos:

_ Algunos científicos sostienen que la Naturaleza es tan grande y tan perfecta por sí sola, que tuvo inclusive ella misma la necesidad de reconocerse a sí misma en toda su magnificencia; _

"¿Que egoísta es la Naturaleza?"

_ Alguien dijo alguna vez; "ninguna teoría es más importante que la ley en la que se fundamenta", pero también es menos importante que su aplicación al problema que se analiza.-

Agradecimientos:

- *Con mucha sinceridad y respeto agradezco la ayuda tan gentil, que me ofreció el Ing. Raúl Ibarra Ruíz, como asesor de este trabajo de tesis y por la manera tan excelente de exponer las materias que él impartió durante mi estancia como estudiante.*
- *Con mucho respeto y agradecimiento al Ing. Alejandro Ramírez Secaña, por su apoyo en la elaboración de esta tesis y por las recomendaciones tan valiosas que asimile durante las clases impartidas por él, durante mi periodo de estudio.*
- *Agradezco sinceramente al Ing. Salvador Acevedo Márquez la participación en la corrección que en cuanto al campo de la hidráulica me proporcionó y por el entusiasmo en la conclusión de este trabajo.*
- *De igual manera agradezco al Ing. Francisco Anzures Rosas, por todas las molestias que causó este trabajo en cuanto a la corrección del mismo.*
- *Agradezco al Ing. Jesús Humberto Torres Feria por su apoyo en cuanto a la conclusión del mismo y por todo el entusiasmo, esfuerzo y esperanza en la conclusión de esta tesis y por la confianza en un mejor porvenir.*
- *Agradezco mucho al Ing. Héctor Órnelas Granadino, por su participación en la corrección y esclarecimiento de este trabajo para su adecuada realización.*
- *Agradezco en mucho a todos los Ingenieros de la ENEP ACATLAN UNAM de quienes tuve el privilegio de ser alumno y más aún a los que me tendieron la mano en la solución y esclarecimiento de todas las dudas que alguna vez tuve.*
- *Agradezco de una manera especial al Ing. Leopoldo Rincón Durand por todo su apoyo intelectual y por la manera de darme a entender y conceptualizar la física clásica de una manera práctica y objetiva, ya que de suyo lo que pueda parecer muy sencillo, se encierra en algo más complejo.*

INTRODUCCION

Durante el tiempo que estuve estudiando en la universidad La Carrera de Ingeniería Civil pude darme cuenta que los conocimientos requeridos dentro de una sola especialidad de la ingeniería, constituyen en si mismos una gran cantidad de información que debe de conocerse a detalle para los distintos tipos de proyectos (o etapas exclusivamente dentro de un mismo proyecto), que para una sola persona implica un conocimiento basto del tema y se requiere de la consulta de diferentes textos relacionados con el proyecto.

Por otra parte en el entendimiento de que cualquier profesión que se practique requiere de que la persona se documente al día de los estudios que con frecuencia aborda en la practica y de que los conceptos primordiales o básicos siempre estén presentes en el intelecto del individuo, considero que dentro de los márgenes que puedan delimitar la dificultad de solucionar tal o cual problema, se presenta la posibilidad de que en este caso un solo ingeniero pueda desarrollar un proyecto de ingeniería en el que sin mayor esfuerzo revierta los conocimientos adquiridos por la práctica y la teoría, sin tener que realizar una serie de investigaciones en los distintos tratados y que pueda llegar a su feliz termino sin tener que perder tanto tiempo en vislumbrar la factibilidad de realización del mismo en el área correspondiente.

Es por tanto que ha sido de mi interés el que dentro de la especialidad de Construcción haya yo elegido como tema la posibilidad de conformar una metodología de trabajo para la construcción de proyectos de drenaje en zonas donde ya existe una infraestructura y dentro de la misma poder delimitar cuales son los parámetros principales que dificultarían la realización del mismo.

No pretendo en ningún momento definir este trabajo como una panacea para la realización de cualquier tipo de proyecto de alcantarillado, pero sí puedo afirmar que constituye un elemento que en breve delimita lo que dentro de la realización de este tipo de proyectos debe proceder.

Espero que este trabajo sea de utilidad algún día como *modelo de estructuración* para otro tipo de *proyectos de Construcción y de Ingeniería de diseño*, donde se necesitan de manejar los recursos ingenieriles y técnicos de una manera formal más elevada.

INDICE

I. GENERALIDADES SOBRE EL CALCULO DE REDES DE DRENAJE 1

II. PLANEACION DE LOS SISTEMAS DE DRENAJE ----- 5

III. INTERFERENCIAS CON OTRAS REDES ----- 8

III.1 DESVIOS EN TUBERIAS DE AGUA POTABLE -----	9
III.2 MODIFICACIONES EN LAS LINEAS DE DRENAJE -----	10

IV. EXCAVACION DE ZANJAS -- 11

IV.1 REMOCION DE PAVIMENTOS -----	11
IV.2 EQUIPO DE EXCAVACION -----	12
IV.3 METODOS DE EXCAVACION -----	15
IV.3.1 EXCAVACIONES CON RETROEXCAVADORA -----	15
IV.3.2 EXCAVACION LATERAL -----	17
IV.3.3 ZANJAS ANCHAS -----	17
IV.4 ADEMADO -----	17
IV.5 METODOS EN LA EXTRACCION DE AGUA -----	24
IV.5.1 INFILTRACION DE AGUA EN ENCOFRADOS -----	24
IV.5.2 EQUIPO DE BOMBEO DE AGUA -----	27

V. INSTALACION DE TUBERIA 32

V.1 ACONDICIONAMIENTO DE CAMAS DE SOPORTE -----	32
---	----

V.2	ADAPTACION Y ACOPLAMIENTO DE TUBERIA	34
V.3	RELLENO Y COMPACTACION DE ZANJAS	41

V I . C A J A S D E D E F L E X I O N - - - - - 4 6

VI.1	GENERALIDADES SOBRE EL SISTEMA DE DRENAJE	46
VI.2	CAJAS DE DESVIO	50
VI.3	CAJAS DE DEFLEXION	54

V I I . A N A L I S I S D E C O S T O S - - - - - 5 9

VII.1	ANTECEDENTES DEL PROYECTO (CASO PRACTICO)	60
VII.1.1	MEMORIA DESCRIPTIVA	60
VII.1.2	DATOS BASICOS DEL PROYECTO	60
VII.1.3	DESCRIPCION DEL PROYECTO	61
VII.1.4	ESPECIFICACIONES	61
VII.2	ANALISIS DE RUTA CRITICA Y PRESUPUESTO PARA EL PROYECTO DE DESVIO DEL COLECTOR DE 2.44 M	66

V I I I C O N C L U S I O N E S - - - - - 8 0

B I B L I O G R A F Í A

I. GENERALIDADES SOBRE EL CALCULO DE REDES DE DRENAJE

Antes de hacer referencia a la planeación de los sistemas de drenaje, se explicará de una manera breve lo que los conforma.

Un sistema de drenaje es una red de ductos por los que se conducen aguas residuales o también pluviales con el fin de ser desalojadas. Esta red en sus ramas más simples comienza por tubos de pequeño diámetro conocidos como albañales, dichos albañales confluyen a otros tubos de mayor diámetro llamados atarjeas que a su vez convergen a otros mayores denominados subcolectores, de estos a los colectores y así hasta llegar a los emisores.

Dentro de estos sistemas debemos citar como obras accesorias los pozos de visita, los pozos de caída las cajas de desvío y las cajas de deflexión que sirven en general para dar cambios de dirección a los conductos y que además dan acceso para poder dar mantenimiento a los sistemas de drenaje, por otra parte podemos mencionar los cárcamos de bombeo, las plantas de tratamiento y las estructuras de descarga las cuales en esta tesis son solo mencionadas, normalmente estas aguas residuales son tratadas antes de ser conducidas a algún río o al mar, aunque algunas ocasiones desgraciadamente no reciben tratamiento de purificación

Ahora bien la necesidad de construir los sistemas de drenaje se genera paralelamente con la urbanización de las poblaciones, primeramente determinada población deberá cubrir sus consumos de agua potable y posteriormente se planteará el problema de desalojar las aguas residuales que produce la población, a lo que se conoce como Alcantarillado Sanitario o Alcantarillado para Aguas Residuales Por otra parte se adicionará a ese sistema el Alcantarillado Pluvial que desalojará las aguas de lluvia cuando económicamente sea factible su instalación.

Generalmente los conductos son tubos de concreto simple o armado según sea su diámetro y la profundidad a la que se instalen

En cuanto al diseño de un proyecto de alcantarillado para el desalojamiento de las aguas negras, La Secretaría de Recursos Hídricos ahora CNA, toma como población mínima de proyecto 2500 usuarios, además se debe considerar que la aportación de las aguas negras o residuales es el 75% de la dotación en litros/ habitante/ día, que se suministre a la localidad comprendida, estas dotaciones varían según la tabla 1.1

**DOTACIÓN DE AGUA BASÁNDOSE EN EL
NÚMERO
DE HABITANTES DE LA POBLACIÓN EN ESTUDIO**

POBLACIÓN DE PROYECTO (Habitantes)	TIPO DE CLIMA		
	CÁLIDO	TEMPLADO	FRIO
	(Litros/ Habitante/ Día)		
De 2500 a 15000	150	125	100
De 15000 a 30000	200	150	125
De 30000 a 70000	250	200	175
De 70000 a 150000	300	250	200
De 150000 o más	350	300	250

TABLA 1.1

Se tomó como regla general considerar que el periodo económico de un proyecto de alcantarillado varíe de 20 a 30 años en lo que respecta a las obras en si y de 12 a 15 años en lo referente al equipo mecánico que se utiliza para operar el sistema. Por otra parte para estimar la población de proyecto deberá de tomarse en cuenta un periodo económico del mismo de 5 a 20 años de acuerdo con la magnitud y características de la localidad por servir y del costo probable de las obras.

Para calcular las aportaciones de las aguas residuales de un sistema de alcantarillado se tiene que hacer referencia a los Coeficientes de Variación de las aportaciones de aguas negras o residuales.

Estos coeficientes son dos. el coeficiente de previsión el cual aumenta el gasto máximo instantáneo de aguas residuales y su aplicación prevé los excesos en las aportaciones que puede recibir la red por concepto de aguas pluviales domiciliarias o bien negras producto de un crecimiento demográfico explosivo, es propósito de las normas considerar el valor de 1.0

Por otra parte tenemos el " Coeficiente de Vanación en Aportaciones " designado con M de mayoración del gasto medio diario el día de máximo deshecho, con el que se obtiene así el gasto máximo instantáneo Este coeficiente M se utiliza hasta una población de 182,250 habitantes y su valor se obtiene según Harmon de la siguiente manera:

$$M = 1 + \frac{14}{(4 + P^{1/2})}$$

M = Coeficiente de variación de gasto Gasto máximo
P = Población servida en miles de usuarios

Por arriba de 182,250 habitantes este valor se tomará igual a 1.8. El gasto medio diario se podrá calcular de la siguiente manera:

$$Q \text{ med.} = \frac{(A_p \times A \times D_a)}{86400}$$

A_p = Aportación específica o unitaria de aguas negras lt. / hab / día
(0.75 de la dotación)

A = Area en hectáreas acumulativa servida hasta el punto
considerado en el recorrido del conducto

D_a = Densidad de población hab / ha.

Finalmente la estimación del gasto máximo instantáneo, base para determinar el diámetro adecuado de los conductos se obtiene afectando con el coeficiente M el gasto medio del día de máximo deshecho:

$$Q \text{ máx. inst.} = M \times Q \text{ med.}$$

Por lo que se refiere a los sistemas exclusivos para drenaje pluvial, el gasto podrá ser estimado mediante la siguiente fórmula del método racional:

$$Q = 0.277 \times c \times i \times A$$

Q = Gasto pluvial (m^3 / seg.)

c = Coeficiente de escurrimiento

A = Area de aportación (Km^2)

i = Intensidad de la lluvia (mm / hr.)

Se emplea la fórmula de Manning para calcular la velocidad del agua en las tuberías. La expresión algebraica de la fórmula de Manning es:

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} \times S^{1/2}$$

V = Velocidad de escurrimiento (m / seg.)

n = Coeficiente de rugosidad

R = Radio hidráulico

S = Pendiente hidráulica del conducto expresada en forma decimal

El ingeniero proyectista en la etapa de planeación del sistema de drenaje, podrá optar por diferentes alternativas, ya sea *construir* el sistema de drenaje a partir de tuberías prefabricadas o recurrir a las tuberías coladas en sitio, podrá escoger también entre procedimiento de excavación a cielo abierto o la construcción de túneles semiprofundos y finalmente poder optar entre diseñar cajas de deflexión de sección prismática o circular.

Normalmente es común la utilización de tubería prefabricada de diámetro comercial de concreto reforzado, aunque cabría la posibilidad de hacer una evaluación entre estos y los tubos colados en sitio, pues para los diámetros de 2.44 y 3.15 m el costo de transportación es alto.

Cuando por los requerimientos del proyecto las tuberías se tengan que ubicar a profundidades mayores de los 8 metros, se deberán analizar los costos de instalación convencional consistentes en excavación a cielo abierto, colocación de forros de ademe, colocación de troqueles de apuntalamiento e instalación de tubería contra la construcción de túneles semiprofundos en los que se requiere la utilización de escudos de excavación, con lumbreras a cada 1200 metros, la utilización de dovelas y la colocación del revestimiento definitivo.

Se podrán tomar en cuenta otros aspectos como son el avance de la obra, ya que este en los túneles semiprofundos es más rápido que el de colocación de tuberías prefabricadas, además de que evitan las afectaciones a la vialidad y las molestias al público a lo largo del conducto.

Con lo que respecta a las cajas de deflexión, la utilización de las cajas del tipo prismático será conveniente cuando la profundidad sea menor de 7.0 metros, cuando sea mayor se recurrirá al uso de lumbreras de sección circular, pues su forma permite reducir el espesor de sus paredes ya que elemento trabaja a compresión.

II. PLANEACION DE LOS SISTEMAS DE DRENAJE

En relación con la planeación del proceso constructivo de los sistemas de drenaje, podemos citar primeramente que las obras inducidas representan los problemas iniciales a determinar.

Definir su perfecta ubicación y disposición es tarea que se realiza con el apoyo de la información que se disponga de las diferentes dependencias en las distintas localidades de la República Mexicana (como por ejemplo, PEMEX, TELMEX, COMETRO etc.), necesaria para determinar los puntos donde se presentan dichas interferencias, ya que se deberá evaluar en que medida afectarán el proceso constructivo de una línea de drenaje.

No obstante que de antemano habrán ya sido determinadas desde la elaboración del proyecto, podrán ser encontradas algunas otras interferencias que por error o desconocimiento no hayan sido localizadas.

Para este tipo de contingencia, el recurrir a la utilización de sifones será la solución óptima, de hecho la red primaria en el Distrito Federal que está constituida por los drenajes que van desde los 60 cm a 3.15 m de diámetro, sufre de contar con muchos sifones. Estas estructuras se realizaron durante la construcción de las líneas 1, 2 y 3 del Sistema de Transporte Colectivo, "Metro ", motivadas en parte por no tener en esa época la opción de descargar al drenaje profundo

En cuanto a lo que respecta a las excavaciones para la instalación de tuberías de drenaje, se espera que estas en un futuro no lejano no serán mayores a 8 metros de profundidad ya que últimamente se ha visto que la construcción de túneles semiprofundos a estos niveles pueden competir en costo contra los costos en excavación y ademe, por otra parte la utilización de excavadoras hidráulicas operando a esta profundidad es factible, ya que como se verá más adelante, este tipo de equipo resulta ser el más apropiado para esta clase de proyectos.

Cabe mencionar que la utilización de martillos hidráulicos instalados en esta maquinaria para realizar la excavación de zanjas en roca y suelos altamente conglomerados es muy

apropiada, dado que en la ciudad el permiso del uso de explosivos es difícil de obtener y el recurrir a la utilización de los mismos implica riesgos

Como siguiente punto se tiene el aspecto de la utilización de una estructura de soporte del suelo conocido en nuestro país como "Ademe", necesario para hacer una excavación profunda sin peligro de que los lados de la misma puedan venirse a causa de su propia falla.

En excavaciones donde el suelo carezca de cohesión como puede ser en arcillas limosas, suelos arenosos o arenas con grava por decir ejemplos, la utilización de ademe es indispensable y puede ser que en ocasiones el suelo parezca estar firme, pero no hay que olvidar que se han dado muchos casos de accidentes donde se han perdido vidas humanas por el descuido de no instalar estas estructuras de soporte, y no está por demás mencionar que inclusive en excavaciones grandes donde no se ha dispuesto de un buen diseño de ellas, el hecho de sobrecargar el borde de la excavación con maquinaria pesada ha ocasionado el colapso de estas estructuras causado por la falla del terreno en el sitio.

Se propone más adelante varios tipos de ademe de madera para varias condiciones de excavación en terrenos secos y saturados.

Toca hablar acerca del desalojo de agua en la excavación; de hecho es preferible realizar este tipo de trabajo en las temporadas en que no llueve, ya que no solamente implica problemas en cuanto a la utilización de un tipo de ademe cerrado (dado el caso de que se necesite), y el retiro del agua de la zanja, sino que no permitirá una buena colocación de cama de soporte, ya que esta se debe colocar basado en capas compactadas y teniéndose el mismo problema de operación en la instalación del colchón y el relleno de la zanja; de cualquier modo para esta situación la utilización de bombas sumergibles se ha venido haciendo más común

Para determinar la cantidad de agua que penetra en una excavación de esta índole, se propone utilizar un análisis de flujo de agua simplificado hecho por Hazen para suelos permeables.

Por otra parte atendiendo al análisis minucioso para el seleccionamiento de bombas que se contempla más adelante, la utilización de las mismas para efectos de poder realizar una operación de mantenimiento o remoción de una línea de drenaje, es de importancia

Es de suma necesidad conocer los datos técnicos básicos de las tuberías comerciales para drenaje y de las obras accesorias como son las cajas de desvío, las cajas de conexión y los pozos de visita, conocer las especificaciones en cuanto a sus materiales de construcción así como sus consideraciones geométricas en cuanto a su instalación en zanja, de hecho a raíz de estos datos y junto con la información general de un proyecto de alcantarillado, se hará la selección fundamental del tipo y capacidad de maquinaria que será seleccionada, de los materiales de construcción y de la mano de obra a utilizar.

Por último debemos mencionar que es aconsejable en cualquier proyecto de alcantarillado recurrir a la utilización del método de ruta crítica en cuanto a su programación y con más razón cuando se trate de hacer una instalación de drenaje compuesta por varias líneas o red ya que los retrasos siempre se traducen en problemas de tipo económico, problemas en los servicios y en la vialidad en este caso.

III. INTERFERENCIAS CON OTRAS REDES

Debido a que esta metodología se refiere a la instalación de líneas de drenaje en calles pavimentadas, se hace implícito el hecho de que se trabajará en zonas urbanizadas en las que deberán existir obras inducidas que posiblemente interfieran con la futura instalación de alcantarillado

Es de suma importancia considerar este aspecto, debido a que un programa de realización de obra se vería con mucha probabilidad alterado por el retardo que podría sufrir en alguna de sus actividades por lo tanto se hará necesario el localizar con exactitud dichas líneas.

En algunos casos las obras inducidas posiblemente sean el concepto clave en los objetivos de los rendimientos de la instalación, debido a las precauciones que hay que tomar para no interrumpir los servicios. Su exacta localización y profundidad será un dato muy importante debiendo estar localizadas antes de que las cuadrillas de trabajo sean traídas al sitio por las posibles complicaciones que se tengan.

CLASIFICACION DE LAS OBRAS INDUCIDAS: En cuanto a la clasificación del tipo de líneas u obras inducidas que pueden interferir durante la excavación e instalación de las tuberías, estas podrán ser.

- Eléctricas de baja y alta tensión
- Agua potable
- Drenajes
- Arbotantes
- Cajón del Metro
- Semáforos
- Vías de ferrocarril
- Tuberías de Pemex
- Tuberías de gas

Puede ser que existan también otros tipos de líneas inducidas pero las mencionadas serán las más frecuentes Para poder ejecutar el trabajo de la mejor forma y bajo seguridad, las dependencias gubernamentales y compañías propietarias de todas las posibles obras inducidas deberán ser puestas en contacto al respecto.

Muchos supervisores llegarán al área de construcción, para marcar la localización de sus propias líneas en tanto que otros traerán planos indicando su localización.

Después de haber tenido toda la posible información la única manera segura de proteger las instalaciones existentes, será teniendo una cuadrilla de hombres que hagan sondeos con el fin de poder

III.2 MODIFICACIONES EN LA LÍNEA DE DRENAJE

Según lo establecido en Las Normas de Proyecto para Alcantarillado Sanitario en Localidades de La República Mexicana, determina que cuando al cruzar alguna corriente de agua, depresión del terreno, estructuras, conductos o viaductos subterráneos etc., no pueda pasarse abajo de ellos por estar ubicados al mismo nivel de la tubería, se construirán sifones invertidos de acuerdo a lo siguiente:

A) La velocidad mínima de escurrimiento en el sifón será de 1.2 m / seg , para evitar obstrucciones en el, cuando el caudal por manejar permita el empleo de varios tubos; En el caso de que el gasto por conducir requiera solo un tubo de diámetro mínimo de 20 cm, se acepta como velocidad mínima de escurrimiento la de 60 cm / seg.

B) Se emplearán varias tuberías en vez de una sola, con excepción del caso establecido en A), para que de acuerdo con los caudales por manejarse, se obtengan siempre velocidades convenientes.

C) Se pueden emplear tuberías de cemento o fierro fundido indistintamente.

D) Se proyectarán estructuras adecuadas, tanto a la entrada como a la salida del sifón, que permitan dividir los caudales.

IV. EXCAVACION DE ZANJAS

La excavación de zanjas comprende la selección del equipo apropiado para la remoción de la carpeta asfáltica y suelo subyacente cuidando la pendiente apropiada de la excavación, supone también la instalación de una estructura de soporte de tierras o ademe para el tipo de suelo y condiciones del agua freática infiltrada a la zanja, así como el desalojo de la misma por medio de sistemas de bombeo para las condiciones del suelo existente en el sitio.

IV.1 REMOCION DE PAVIMENTOS

Una vez realizado el levantamiento topográfico y trazadas las líneas de corte de la zanja se podrá proceder a la remoción de pavimentos.

El pavimento podrá ser cortado con disco de corte antes del rompimiento del mismo, el objeto de cortar el pavimento es para dar una línea recta y fina, para que la repavimentación quede con el mejor acabado aún cuando por economía se parche el pavimento.

Usando una sierra de 8 HP para cortar 2.5 cm de espesor en concreto asfáltico, se puede esperar un rendimiento aproximado de 50 metros lineales por hora, para un espesor de corte de 5.0 cm se estima un rendimiento promedio de 37 metros en tanto que para cortar concreto hidráulico estas estimaciones se verán reducidas en un 40 por ciento.

El rompimiento del pavimento, cuando este no es muy duro, puede efectuarse con una retroexcavadora o con un cargador frontal, pero si éste es duro, deberá romperse con martillos neumáticos manuales, la utilización de este equipo es buena cuando se tiene una distancia larga por demoler, los inconvenientes que presenta son que la experiencia no ha determinado rendimientos estimables, por lo que los mismos se obtendrán en obra.

Es conveniente tener el pavimento lo mayor triturado posible para su carga y acarreo, para este fin es recomendable la utilización de un cargador pequeño de neumáticos de 1.5 yardas cúbicas de capacidad o un poco mayor como el que se muestra en la figura 5 1, su cucharón de preferencia deberá ser menor que el ancho de la zanja.

Como un ejemplo, para una zanja de un metro de ancho se podrá tener un rendimiento aproximado de 5 metros cúbicos sueltos por hora de carpeta asfáltica removida.

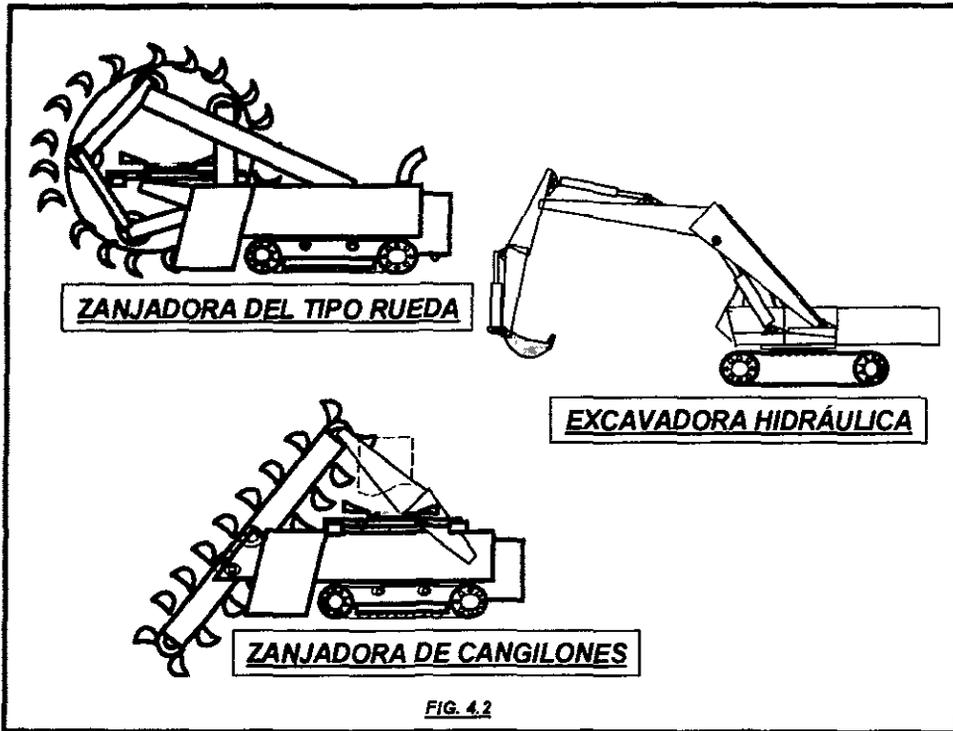


IV.2 EQUIPO DE EXCAVACION

Existen tres tipos clásicos de maquinaria para excavar zanjas, la zanjadora de tipo rueda, la zanjadora de rosario o de cangilones y la retroexcavadora las cuales se muestran en la figura 4.2, el primero de los equipos resulta ser el más económico y el más eficiente, pero su uso está limitado a la excavación de zanjas pequeñas no mayores de 90 cm de ancho y considerando que no existen obstáculos en la trayectoria de la excavación, el segundo de los equipos es menos económico que el anterior y también tiene limitaciones en lo que se refiere a la profundidad de excavación y tiene problemas en cuanto a los cambios de dirección, aunque en línea recta resulta ser más productivo que la zanjadora del tipo rueda, por último la retroexcavadora es el equipo más costoso pero no está limitada su funcionalidad por la profundidad de la zanja ni por el ancho de la misma, además presenta pocos problemas en los cambios de dirección.

La retroexcavadora hidráulica ha demostrado ser el equipo más adecuado para este tipo de excavaciones, pues en el mismo movimiento de excavado puede cargar camiones o en su defecto colocar el material a un lado de la zanja, por otra parte cuando se presentan otras líneas de conducción interpuestas el equipo puede excavar el material que se encuentra por debajo de la instalación, los inconvenientes que presenta son que los lados de la zanja no pueden quedar lisos o afinados ni tampoco el final de la misma.

Existen diversos tamaños de esta clase de equipo para diferentes capacidades, su rendimiento se determina basándose en las especificaciones del fabricante para varios usos



Así como en cualquier otro equipo de excavación, el rendimiento de la retroexcavadora hidráulica depende de la capacidad nominal del cucharón, del tiempo de ciclo así como de la eficiencia del trabajo y del factor de carga que se tenga.

Si se puede predecir con exactitud el tiempo de ciclo de la retroexcavadora y el de la capacidad promedio del cucharón, el rendimiento podrá ser calculado con la siguiente fórmula:

$$R = 60 \times C_n \times F_c \times E / T$$

Donde:

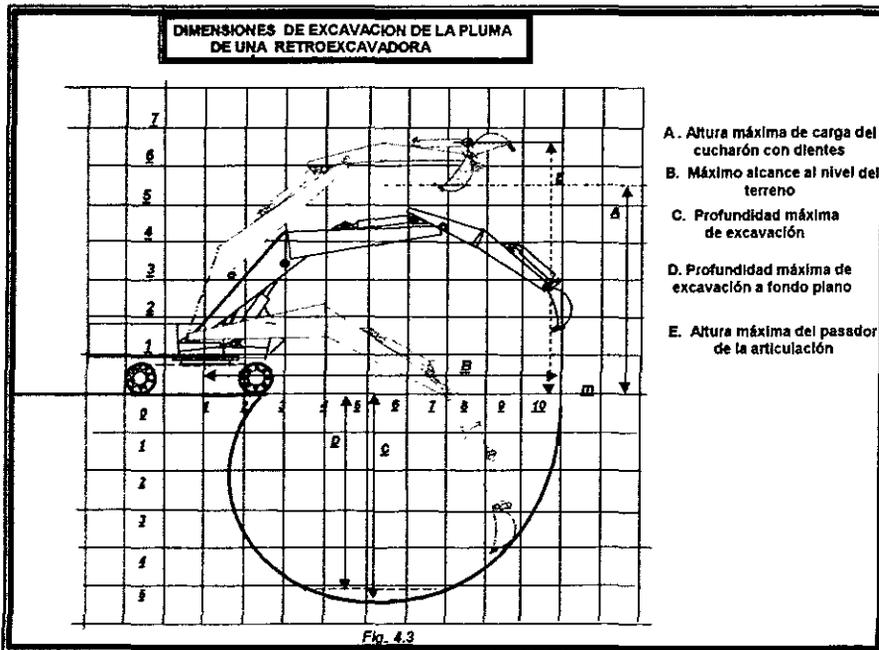
- R = Rendimiento en m³ / Hr
- T = Tiempo de ciclo en minutos
- C_n = Capacidad nominal del cucharón en m³
- F_c = Factor de carga del cucharón
- E = Factor de eficiencia

El tiempo de ciclo durante la excavación estará compuesto por los siguientes tiempos parciales

- | | | |
|---|-----------------------|--------|
| 1 | Carga del cucharón | (seg.) |
| 2 | Giro cargado | (seg.) |
| 3 | Descarga del cucharón | (seg.) |
| 4 | Giro de vuelta | (seg.) |

El tiempo de ciclo en la excavación depende del tamaño de la máquina (las máquinas pequeñas tiene un tiempo de ciclo menor que las grandes), así como de las condiciones de trabajo. En tanto que el suelo se hace más duro de excavar, se demora el llenado del cucharón, también cuando la excavación se hace más profunda y el material amontonado se hace más grande, el cucharón tendrá que desplazarse más y los giros también.

En la excavación para drenajes puede ser que el operador no pueda hacer uso de toda la rapidez de la máquina por que tendrá que excavar cerca de instalaciones ya hechas, cargar el cucharón junto a la estructura de ademe o evitar a gente que trabaja dentro del área. Las dimensiones de excavación característica de las retroexcavadoras hidráulicas se muestra en la figura 4.3.



- A. Altura máxima de carga del cucharón con dientes
- B. Máximo alcance al nivel del terreno
- C. Profundidad máxima de excavación
- D. Profundidad máxima de excavación a fondo plano
- E. Altura máxima del pasador de la articulación

Conservación de la pendiente: En los sistemas de drenaje la supervisión de la pendiente apropiada para la instalación del ducto es muy importante, existen varios métodos para conservarla que pueden ser ejecutados ya sea dentro de la zanja o fuera de ella.

El primero de los procedimientos consiste en utilizar un nivel fijo dentro de la zanja, conocida la cota de la superficie del terreno, podemos conocer la cota del fondo y fijar en este punto la estación cero. Una vez determinada la distancia de la zanja, se fijan estaciones a cada 5 o 10 metros. Si la pendiente de la zanja está de acuerdo a lo especificado, a cada estación se obtendrán lecturas constantes en el estadal.

Cuando las medidas se hacen desde la superficie, se podrán colocar tablas firmemente estacadas a ambos lados del terreno a ambos lados de las orillas y separadas 10 m, a cada par se le clavará una cruceta de madera y centrada a esta otra tabla vertical sobre la que se tirará un cordel a todo lo largo de la zanja. Con la ayuda de un nivel podrá alinearse paralelamente a la pendiente requerida en el fondo de la excavación, el nivel de acabado se determinará tomando medidas desde el cordel hacia el fondo con reglas o palos graduados llamados escantillones.

IV.3 METODOS DE EXCAVACION

Ya se mencionó en el inciso anterior que la retroexcavadora hidráulica se ha considerado como el equipo más conveniente para esta tarea, por lo que se hará referencia a dicha maquinaria en los métodos de excavación.

IV.3.1 EXCAVACIONES CON RETROEXCAVADORA

Cuando se efectúan excavaciones en las que el ancho de la zanja es igual al del cucharón estas serán más fáciles y más limpias pues se sitúa sobre un eje central la máquina y ésta se alejara de la excavación con una longitud entre 0.6 y 3.6 metros, los movimientos cortos corresponden a excavaciones profundas y viceversa, como se muestra en la figura 4.4 A.

Las curvas se excavan como sucesiones pequeñas de zanjas para posteriormente rebajar las esquinas y darle curvatura. El material excavado normalmente se pone a los lados dejando un espacio de trabajo entre este y la zanja. Cuando se tiene que extraer un gran volumen de material el montón debe empujarse hacia atrás con el cucharón, normalmente se evita colocar material a ambos lados pero esto sirve

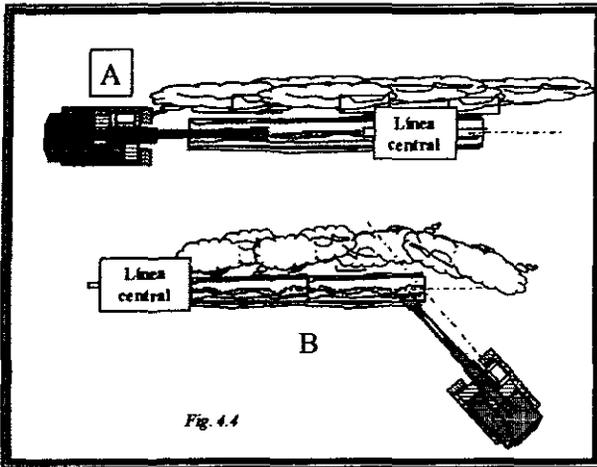


Fig. 4.4

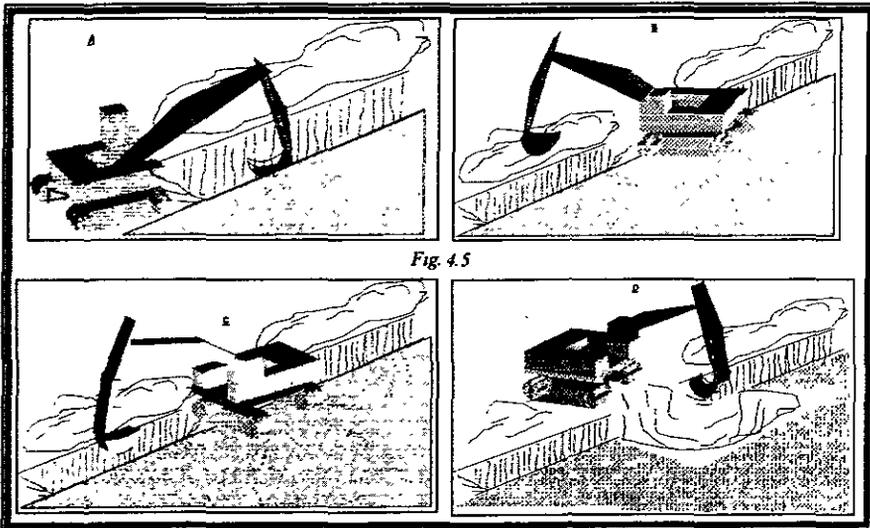


Fig. 4.5

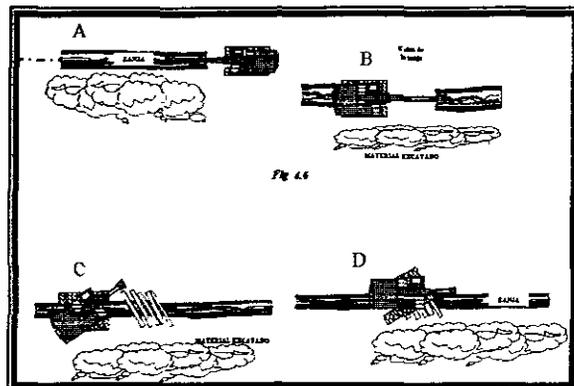


Fig. 4.6

para que la gente en la oscuridad distraídamente no caiga dentro de la zanja. Se deberá tomar de cualquier forma medidas de seguridad para el tránsito de vehículos y de peatones mediante señalamientos

IV.3.2 EXCAVACION LATERAL

Este método consiste en excavar la zanja desde un extremo primero y después desde el otro para concurrir en un punto como se muestra en la figura 4.5 A, retrocede y se coloca con las orugas perpendiculares a la zanja como se muestra en C y continúa excavando lo más cerca de sus orugas, por último deberá excavar en ángulo recto a la zanja para conectar las secciones

Esta excavación puede ser aprovechada para la instalación de pozos de visita. Con una retroexcavadora hidráulica ya sea de ruedas u orugas puede reducirse el ancho de la excavación y aún puede hacerla más angosta regulando el ángulo de su cucharón.

Cuando el suelo es firme, otra técnica para conectar zanjas es mediante el traslape de la excavación por medio de vigas de madera o durmientes los cuales sirven de puente para que pase una de las orugas en ángulo agudo para que el efecto de puente de la misma oruga reduzca el esfuerzo sobre las vigas y deberá ser gradual para reducir el peligro de derrumbe como se muestra en la fig 4 6

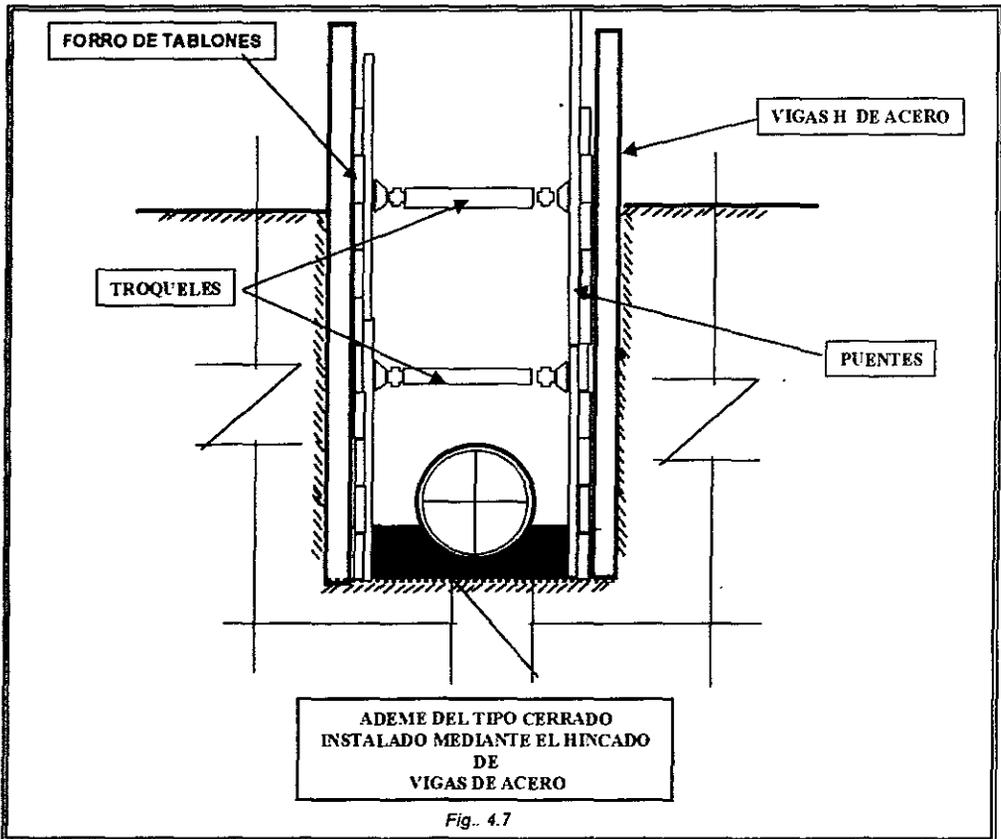
IV.3.3 ZANJAS ANCHAS

Cuando el ancho de la excavación es mayor que el del cucharón, una o ambas orillas quedarán disparejas por lo que el cucharón se mueve hacia la articulación de la pala, normalmente un lado se hace recto mediante la alineación de la pala con ese lado y el otro se afina jalando el cucharón y balanceándolo contra el perfil de la excavación.

Si la excavación es profunda esta se hará por capas y no excavando primero un lado hasta el fondo y después el otro.

IV.4 ADEMADO

Un ademe es una estructura provisional destinada a soportar el empuje generado por el suelo en una excavación. Estos pueden ser de madera o de una combinación de elementos de madera y acero, en algunos casos especiales completamente de acero, existen varios procedimientos de instalación de los



cuales se describen dos

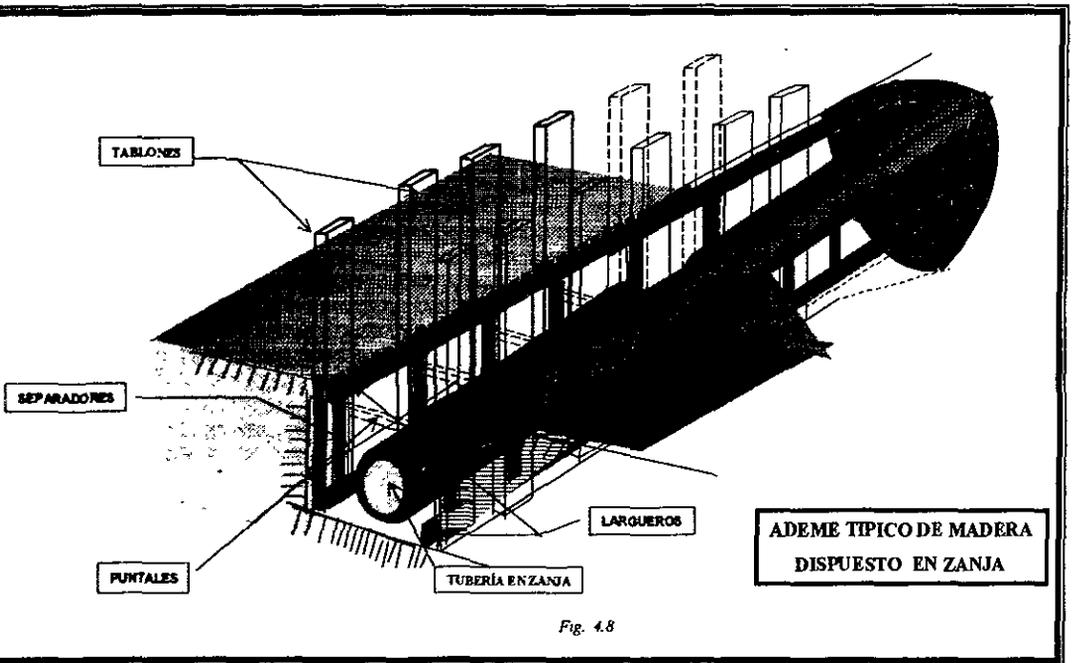
El primero consiste en hincar verticalmente una serie de postes o viguetas de acero de sección H, siguiendo el contorno de la excavación hasta una profundidad mayor que el fondo de la misma

El siguiente paso es revestir estos elementos con tablas horizontales conocidas como forros, que se van añadiendo a medida que la excavación progresa, también según la profundidad aumentará deberán afirmarse los elementos verticales hincados, con la ayuda de puntales de acero o de madera (troqueles), colocándolos de manera transversal a la excavación, apoyados en largueros longitudinales como se ve en la figura 4.7. a esta configuración se la conoce como ademe cerrado

Los puntales son los elementos que más importan al ingeniero proyectista, para lo cual será preciso conocer la distribución del empuje del suelo y su magnitud sobre el ademe

Esto implica un estudio de mecánica de suelos que pueda estimar de una manera aproximada la distribución de esfuerzos, pues formalmente no se tiene bien definido el comportamiento del suelo en este tipo de estructuras especiales

En el segundo tipo de instalación conocido como ademe abierto, cuando lo permite el tipo de terreno se colocan tablonces verticalmente en la zanja con separaciones que pueden variar entre 1.5 a 4.5 metros y se aprietan contra las paredes de la zanja utilizando gatos de ademe, se colocan puntales de madera arriba y abajo y se retiran los gatos dejando a la madera trabajando a compresión.



En la figura 4.8, se presenta un tipo más resistente de apuntalamiento. las paredes se forran con tablonces verticales que se sujetan mediante vigas horizontales conocidas como largueros que se apoyan entre sí, transversalmente a la zanja mediante puntales llamados troqueles, éstos troqueles se colocan mediante gatos de ademe como en el caso anterior.

La separación de los tablonos y puntales será determinada por la profundidad y anchura de la zanja y la inestabilidad del terreno.

La colocación del ademe fija la rapidez esperada del colapso de las orillas. Estas pueden ser tan estables que la necesidad de ademar sea dudosa, la zanja puede excavar con una pala zanjadora seguida de cerca por los carpinteros que coloquen el ademe en su lugar como una estructura terminada, tan cerca de las orillas como sea posible.

Si las orillas no son de confiar o el contrato establece un ademe inmediato, la zanja se hace más ancha que el cucharón para que se pueda trabajar entre los largueros

La zanja se excava a una profundidad aproximada de 0.6 m y se colocan los dos largueros superiores, poniendo los puntales transversales con tal separación que el cucharón pueda pasar entre ellos.

Los tablonos se colocan verticalmente en contacto unos con otros exteriormente a los largueros. Posteriormente se excava 0.6 m, debajo de los largueros, con herramienta de mano se excava el material debajo de los tablonos verticales, permitiendo asentarse y también se retira la tierra debajo de los puntales transversales, este material se amontona en el centro de la zanja y se extrae mediante el cucharón cuando los trabajadores estén fuera del alcance de nuevo la excavadora excava más profundamente y se continúa con el trabajo a mano.

A una profundidad que no exceda de 1.5 m, debajo de los largueros superiores, se coloca otro par de largueros interiormente a los tablonos y se apuntalan transversalmente a la zanja. La excavación alternada con el trabajo a manual, la caída de los tablonos la instalación de los largueros y el apuntalamiento prosigue hasta que se alcanza el nivel del fondo. el proceso se muestra en la figura 4.9

Si la zanja es más profunda que la longitud de los tablonos disponibles, los que se instalen en la superficie deberá ser de longitud variable, a medida que cada uno cae debajo del larguero superior se colocará otro tablón encima del primero para continuar hacia abajo. Esto evita que la discontinuidad de los tablonos ocurra al mismo nivel

Los largueros también deberán ser de longitud variable de manera que los dos miembros de un par no terminen en el mismo sitio.

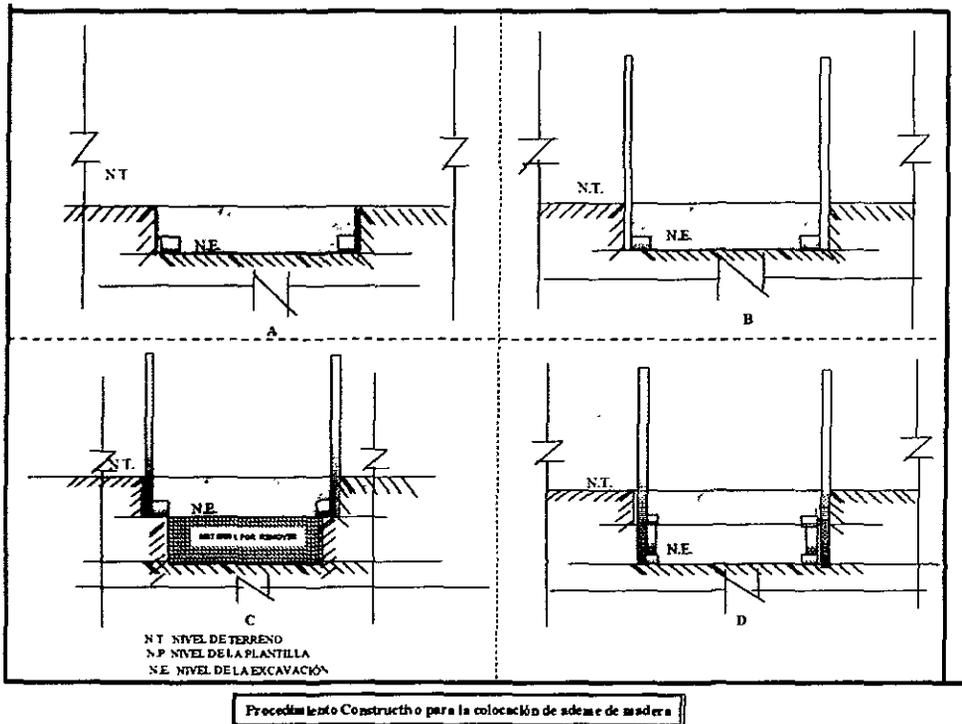


Fig. 4.9

La unión entre los largueros puede por lo tanto, apuntalarse contra una viga sólida en el otro lado. Los diagramas estructurales de las figuras 4.10 y 4.11 muestran la disposición de los distintos elementos que componen el ademe para diferentes profundidades y diferentes condiciones del suelo.

Fuera de los daños de obra que conllevaría la falla del terreno en una excavación por carecer de ademe, el derrumbe del material cubriría a los trabajadores causándoles la muerte por asfixia en unos cuantos minutos, este punto muestra la extrema importancia de su utilización.

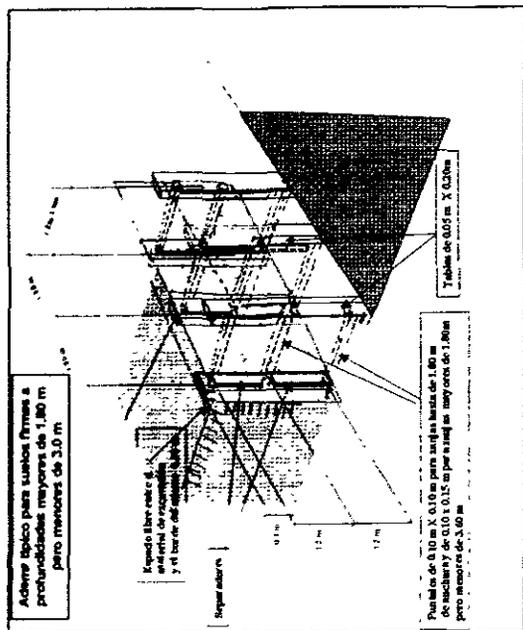
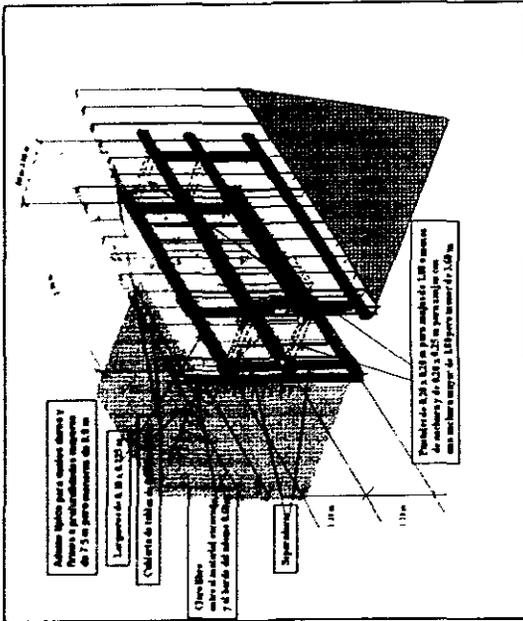
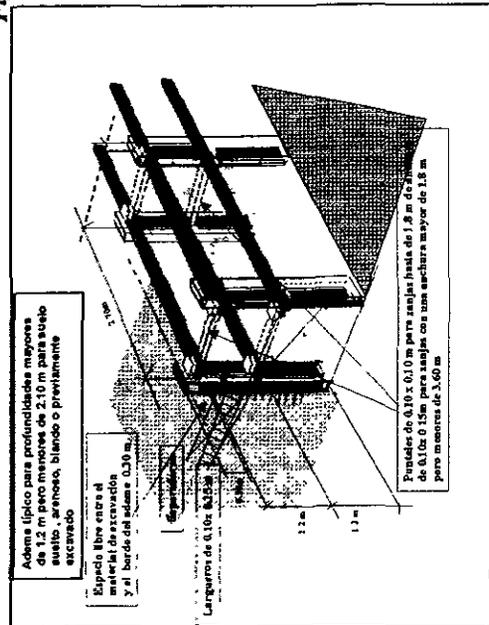
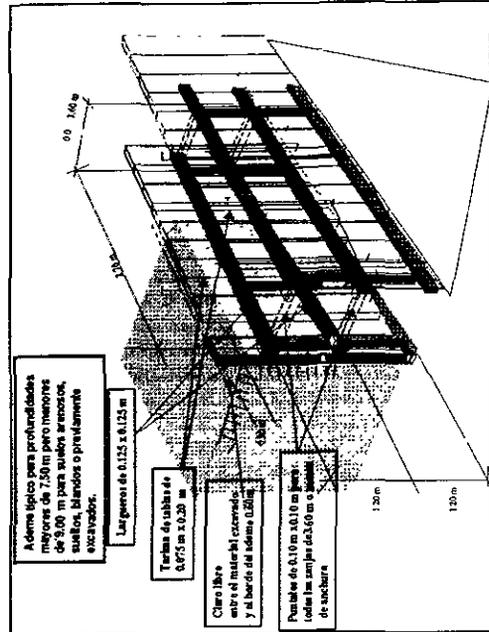


Fig. 4.9



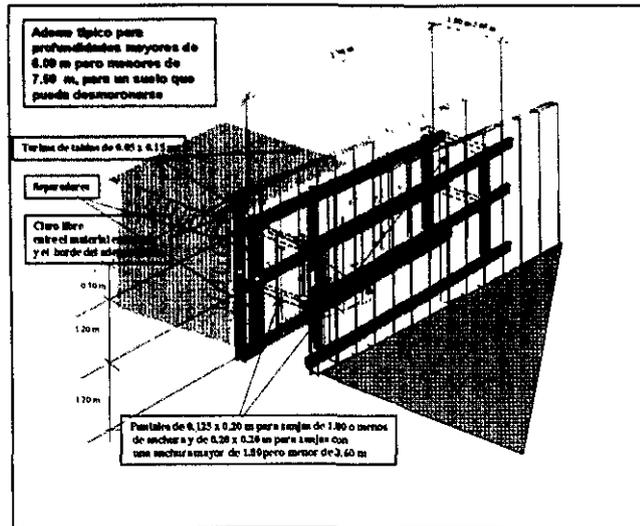
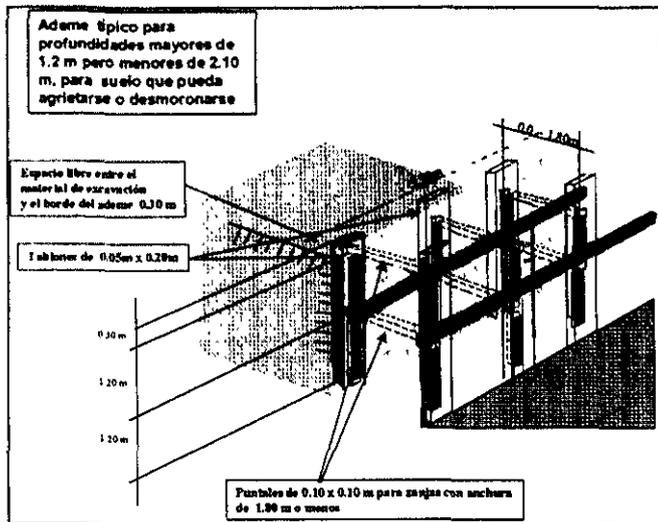
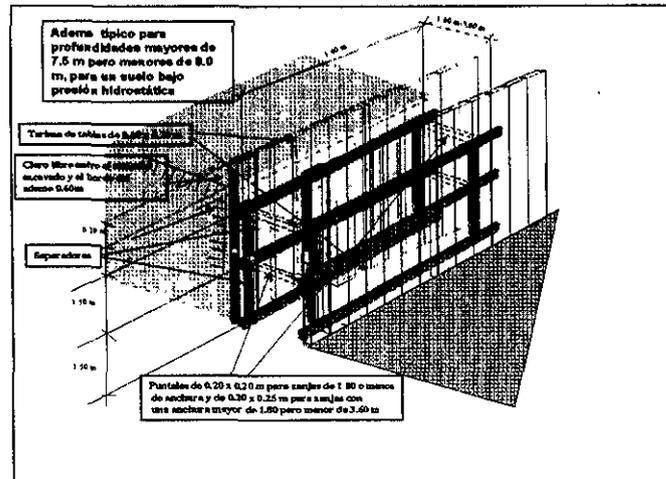


Fig. 4.10



IV.5 METODOS EN LA EXTRACCION DE AGUA

Para determinar la capacidad del equipo de bombeo que se necesita para la extracción de agua en la excavación de una zanja, es necesario primeramente calcular de un manera aproximada la cantidad de agua que fluye hacia la excavación. Un análisis de red de flujo sería la manera más precisa de estimar este efecto, pero significaría pérdida de dinero y tiempo en virtud de la importancia y tiempo de ejecución de la misma obra.

IV.5.1 INFILTRACION DE AGUA EN ENCOFRADOS

Como muy pocos encofrados o ademes son impermeables, deberá de tomarse en cuenta el flujo de agua que puede entrar a través de aberturas en la atagüa o a través del suelo situado abajo de la atagüa.

El siguiente análisis se refiere al agua que fluye debajo de la atagüa entrando al área de construcción en un suelo permeable que puede estar constituido por arena o grava fina.

Cuando no es práctico hincar la atagüa hasta el suelo impermeable, el agua fluirá por debajo de la atagüa en cualquier momento en que exista una diferencia en los niveles hidrostáticos en los lados de la misma como se muestra en la figura 4.12.

La cantidad de agua que entre al área adentro de la atagüa, dependerá de la velocidad del flujo y del área a través de la cual esté fluyendo el agua. A pesar de que se han llevado a cabo numerosas pruebas para determinar la velocidad de flujo del agua freática, las variaciones en las condiciones del suelo impiden una estimación precisa de la velocidad.

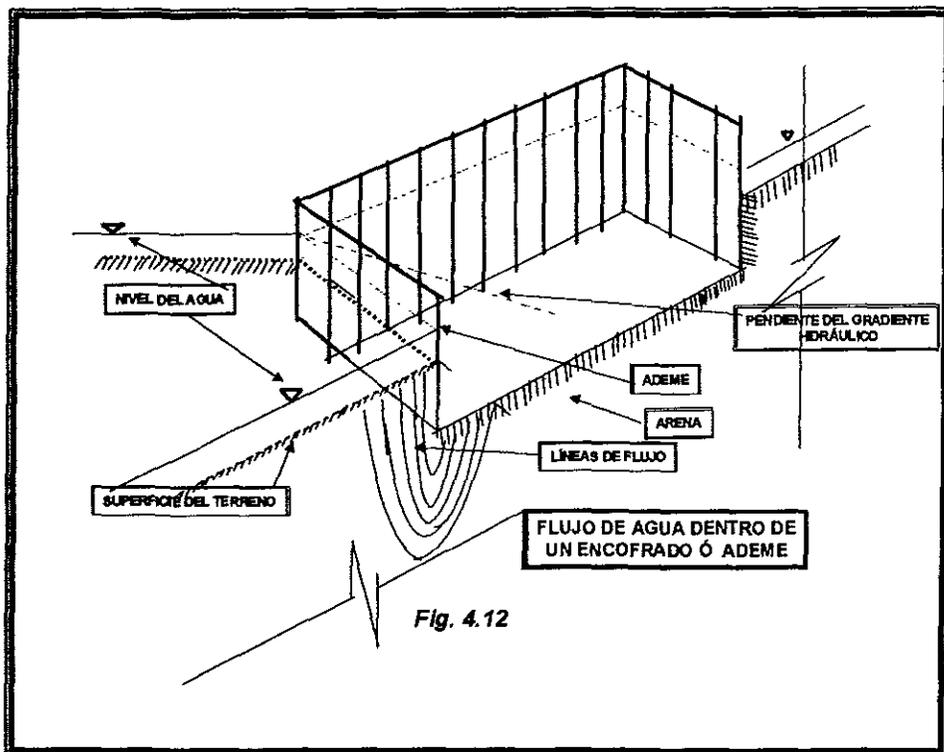
Los resultados obtenidos por Allen Hazen, para las arenas de tamaños efectivos de 0.1 a 3.0 mm, están dados por la fórmula:

$$V = c \times d^2 \times s \times (t + 10) / 60 \quad (4.1)$$

en donde

- V = Velocidad del flujo en m por día
- c = Una constante que varía entre 400 y 1000
- d = Tamaño efectivo de la arena
- s = Pendiente del gradiente hidráulico
- t = Temperatura en grados Fahrenheit

La velocidad expresada por la fórmula 4.1 es la que existiría si la arena no estuviera presente para obstruir el área de paso. La presencia de la arena tiene el efecto de incrementar la velocidad real a un valor $\approx v/p$



VALORES DE K EN LA FÓRMULA 4.2

RELACIÓN DE POROSIDAD	ARENA					GRAVA			
	FINA	MEDIA	GRUESA			Diámetro efectivo en mm			
	0.10	0.20	0.30	0.40	0.60	0.90	1.00	2.00	3.00
0.25	27	112	250	460	700	1790	2800	11200	25000
0.30	43	172	386	686	1070	2740	4290	17200	38600
0.35	60	240	640	960	1500	3840	6600	24000	54000
0.40	82	330	740	1320	2060	5280	8250	33000	74000

TABLA 4.1

Hazen definió el tamaño efectivo del suelo como aquel para cuyo diámetro correspondiente al 10 % en peso es menor que el restante 90 % de la muestra en la distribución granulométrica de dicho suelo.

Si se omite el refinamiento de la corrección por variaciones de temperatura, y se expresa la velocidad en pies por día se obtiene la fórmula:

$$v = 3.3 c \times d^2 \times s / p = k \times s \quad (4.2)$$

en donde

$v =$ Velocidad real de flujo a través de los
los vacíos en pies por día

$p =$ Porosidad del suelo

$k = 3.3 c \times d^2 / p$ Adimensional

El volumen del flujo a través de un área dada, expresada en galones por minuto está dado por la fórmula:

$$Q = v \times A \times p / 10800$$

Sustituyendo el valor de v de la fórmula 4.2 se tiene.

$$Q = \frac{3.3 c \times d^2 \times s \times A \times p}{p \times 10800}$$

$$Q = \frac{c \times d^2 \times A \times s}{3270}$$

donde

$Q =$ Volumen de flujo (galones por minuto)

$A =$ Area de paso en el suelo perpendicular
a la dirección del flujo (pies cuadrados)

La tabla 4.1 muestra valores representativos de k o $3.3 c \times d^2 / p$ para utilizarse en la fórmula 4.2 Estos valores están basados en experimentos de Hazen.

IV.5.2 EQUIPO DE BOMBEO DE AGUA

Existen tres tipos principales de bombas utilizadas para extraer agua en las excavaciones, estas son las bombas del tipo sumergible, las bombas del tipo de diafragma y las bombas centrifugas, la utilización de bombas sumergibles es práctica cuando se tiene una altura vertical superior a 6 metros entre la superficie del agua y la bomba, existen en el mercado hasta tamaños superiores de 8 pulgadas, las cuales trabajan con motores eléctricos de hasta una potencia máxima de 65 HP. Las bombas del tipo de diafragma se utilizan preferentemente cuando se tiene que manejar agua sucia con bastante contenido de partículas en suspensión. Debido a su fácil movilidad, simpleza de construcción y bajo mantenimiento se han hecho populares, usualmente operan a partir de motor de gasolina, su uso está restringido a manejar pequeños gastos de bombeo debido a su baja eficiencia y pequeños tamaños disponibles hasta de 4 pulgadas.

Por último tenemos a las bombas del tipo centrifugo que son las más frecuentemente utilizadas, básicamente constan de un impulsor o rotor el cual tiene una toma en su centro. El agua que entra al impulsor es descargada por la fuerza centrifuga del mismo en una cubierta que lo rodea. La presión desarrollada dentro de esta cubierta es el resultado de la velocidad impartida al agua por el impulsor.

Existen dentro de este tipo de bombas centrifugas las auto-cebantes que pueden trabajar ya sea con motor eléctrico o de gasolina.

Debido a su alta eficiencia (70%), particularmente se ajustan muy bien para grandes capacidades de bombeo a presiones moderadas.

Generalmente la capacidad de succión de estas bombas varía alrededor de 6 metros debido al efecto de la presión atmosférica. Los fabricantes de las bombas proporcionan para cada modelo de bomba gráficas donde se muestra su comportamiento, en las que intervienen los factores de capacidad, carga total, eficiencia y potencia como se muestra en la figura 4.13

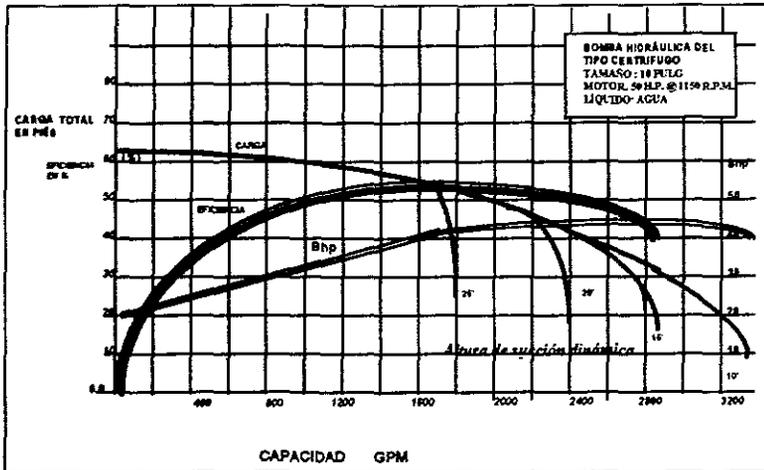


FIGURA 4.13

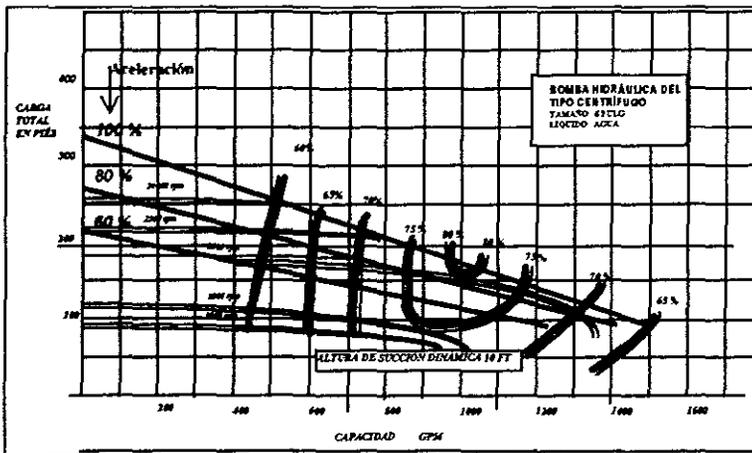


FIGURA 4.14

Para seleccionar el tipo de bomba requerido deberá de conocerse el gasto por manejar, el diámetro del tubo y tipo de material del que está hecho y las características geométricas de la instalación, dependiendo del sistema de unidades que se utilice metros ó pies las cuales atenderán lo siguiente:

- 1 Altura entre la toma y la salida de la bomba
- 2 Altura de succión hasta la toma de la bomba
- 3 Altura desde la salida de la bomba al punto de descarga
- 4 Pérdidas por fricción a lo largo del tubo
- 5 Pérdidas por cambios de dirección en aditamentos
- 6 Pérdidas por carga de velocidad ($v^2/2g$)

CAPACIDAD, GPM ALTURA DE LA BOMBA ARRIBA DEL AGUA FT (PIES)

CAPACIDAD, GPM ALTURA DE LA BOMBA ARRIBA DEL AGUA FT (PIES)

CARGA TOTAL DE FRICCIÓN INCLUYENDO FT (PIES)

CARGA TOTAL DE FRICCIÓN INCLUYENDO FT (PIES)

10 15 20 25

10 15 20 25

hf	MODELO 4-M			
15	67			
20	66	59		
25	65	58	47	
30	63	56	47	33
40	54	49	44	32
50	37	35	34	29
55	26	25	25	25

hf	MODELO 7-M			
25	115	100	85	
30	114	98	84	65
40	107	92	79	63
50	94	78	68	57
60	68	55	48	43

hf	MODELO 10-M			
25	166			
30	164	145	116	80
40	157	140	113	79
50	145	130	107	75
60	122	110	97	68
70	85	82	75	53
80	20	20	19	18

hf	MODELO 15-M			
30	250	210	170	130
40	230	200	165	128
50	200	182	155	125
60	160	152	138	115
70	110	105	100	90
75	75	73	72	70

hf	MODELO 20M			
30	333	280	235	165
40	310	268	230	162
50	275	245	220	165
60	220	210	195	143
70	160	155	155	125
80	90	90	90	88

hf	MODELO 30-M			
30	500	435	350	250
40	495	430	345	250
50	475	415	340	245
60	450	400	325	240
70	415	370	300	230
80	355	325	270	210
90	250	240	215	175
100	100	100	100	100

hf	MODELO 40-M			
25	655			
30	640	575	475	355
40	645	565	465	350
50	620	545	455	345
60	585	510	435	335
70	535	475	410	315
80	465	410	365	280
90	375	325	300	220
100	250	215	195	145
110	65	60	50	40

hf	MODELO 80-M			
25	1500			
30	1480	1280	1050	780
40	1430	1230	1020	780
50	1325	1160	970	735
60	1225	1060	900	680
70	1050	900	775	300
80	800	680	600	100
90	450	400	355	175
100	100	100	100	100

hf	MODELO 125-M			
25	2100	1850	1570	
30	2060	1820	1560	1200
40	1960	1740	1520	1170
50	1800	1620	1460	1140
60	1640	1500	1380	1090
70	1460	1340	1250	1015
80	1250	1170	110	950
90	1020	950	940	840
100	800	760	710	680
110	570	540	500	470

CAPACIDADES ESTÁNDAR DE LAS BOMBAS CENTRÍFUGAS AUTO-CEBANTES

TABLA 4.2

La tabla 4.2 proporciona las capacidades estándares de las bombas auto-cebantes, las tablas 4.3 y 4.4 proporcionan las pérdidas por fricción para los tubos de acero limpio o hierro y para hule o algún sustituto para diferentes diámetros y flujos, por último la tabla 4.5 proporciona la longitud de tubo de acero equivalente debida a conexiones y válvulas

FLUJO GPM	DIAMETRO NOMINAL DEL TUBO PULG.											
	1	1 1/4	1 1/2	2	2 1/2	3	4	5	6	8	10	12
5.00	1.93	0.51										
10.00	6.86	1.77	0.83	0.25	0.11							
14.00	12.80	3.28	1.64	0.45	0.19							
20.00	25.10	6.34	2.94	0.87	0.36	0.13						
25.00	35.80	8.82	4.14	1.20	0.50	0.17						
30.00	54.80	13.80	6.26	1.82	0.75	0.28	0.07					
40.00		23.60	10.79	3.10	1.28	0.44	0.12					
50.00		38.00	16.40	4.67	1.94	0.66	0.18	0.06				
75.00			35.80	10.10	4.13	1.39	0.28	0.12				
100.00			62.20	17.40	8.61	2.39	0.62	0.20	0.08			
120.00				24.70	10.00	3.37	0.68	0.29	0.12			
150.00				38.00	15.40	5.14	1.32	0.33	0.17			
170.00				48.40	19.60	6.53	1.67	0.64	0.22			
200.00				66.30	26.70	8.90	2.27	0.74	0.30	0.08		
220.00					32.20	10.70	2.72	0.68	0.36	0.09		
280.00					44.50	14.70	3.24	1.20	0.49	0.13		
290.00					51.30	16.90	4.30	1.38	0.58	0.14		
300.00						19.20	4.89	1.58	0.64	0.16		
340.00						24.80	6.19	2.00	0.81	0.21		
400.00						33.90	8.47	2.72	1.09	0.28	0.09	
500.00						52.50	13.00	4.16	1.66	0.42	0.14	0.06
600.00							18.60	5.88	2.34	0.60	0.19	0.08
700.00							25.00	7.93	3.13	0.80	0.26	0.11
800.00							32.40	10.22	4.03	1.02	0.33	0.14
900.00							40.80	12.90	5.05	1.27	0.41	0.17
1000.00							50.20	16.90	6.17	1.66	0.60	0.21
1100.00								19.00	7.41	1.87	0.59	0.25
1200.00								22.50	8.76	2.20	0.70	0.03
1300.00									10.20	2.56	0.82	0.34
1400.00									11.90	2.96	0.94	0.60
1500.00									13.50	3.37	1.07	0.65
2000.00									23.80	5.96	1.84	0.78
3000.00										12.80	4.00	1.68
4000.00										22.60	6.99	2.93
6000.00											10.80	4.47

PÉRDIDA POR FRICCIÓN PARA AGUA EN PIES POR 100 FT DE TUBO
DE ACERO LIMPIO O DE HIERRO FORJADO

TABLA 4.3

DIAMETRO INTERIOR DE LA MANGUERA PULG.									
FLUJO GPM	3/4	1	1 1/4	1 1/2	2	2 1/2	3	4	5
5.00	8.25	2.64	0.93	0.46					
10.00	32.30	8.25	2.78	1.15	0.45	0.23			
15.00	89.30	20.60	6.78	2.64	0.93	0.46			
20.00	125.00	32.30	9.93	4.15	1.62	0.69			
25.00		60.80	15.00	6.70	2.31	0.93			
30.00		71.70	21.20	9.25	3.23	1.15	0.23		
35.00		84.80	27.70	12.50	4.15	1.38	0.46		
40.00		125.00	34.60	16.50	5.55	1.85	0.69		
50.00			55.50	23.10	8.32	2.31	1.15		
60.00			80.90	32.30	11.90	3.23	1.38		
70.00			103.80	43.90	15.20	4.15	1.85		
80.00			134.00	56.50	19.90	5.31	2.54		
90.00				69.30	25.40	6.93	3.23	0.69	
100.00				85.50	28.50	8.10	3.93	1.15	0.23
125.00					46.20	12.20	6.78	1.38	0.46
150.00					62.40	17.30	8.10	1.62	0.69
175.00					85.50	23.10	10.60	2.54	0.93
200.00					106.10	30.00	13.80	3.23	1.15
250.00						37.00	16.10	4.15	1.38
300.00						43.90	21.00	4.85	1.62
350.00						62.30	27.70	6.70	2.31
400.00						106.00	46.50	9.25	3.93
450.00							60.00	14.50	4.85
500.00							74.00	17.10	5.00
1000.00								62.30	22.20

PÉRDIDA POR FRICCIÓN PARA EL AGUA EN PIES POR 100 FT DE
MANGUERA DE HULE O DE ALGÚN SUSTITUTO DEL HULE

TABLA 4.4

ARTICULO	TAMANO NOMINAL EN PULGADAS											
	1	1 1/4	1 1/2	2	2 1/2	3	4	5	6	8	10	12
CODO DE 90°	2.90	3.70	4.30	5.50	6.40	8.20	11.00	13.50	16.00	21.00	26.00	32.00
CODO DE 45°	1.30	1.70	2.00	2.80	3.00	3.90	5.00	6.20	7.50	10.00	13.00	15.00
T SALIDA LATERAL	5.80	7.50	9.10	12.00	13.50	17.00	22.00	27.50	33.00	43.50	55.00	66.00
CURVA CERRADA DOBLÉZ	6.30	8.40	10.20	13.00	15.00	18.50	24.00	31.00	37.00	49.00	62.00	73.00
VÁLVULA DE COMPUERTA	0.60	0.80	0.90	1.20	1.40	1.70	2.50	3.00	3.50	4.50	5.70	6.80
VÁLVULA DE GLOBO	27.00	37.00	43.00	55.00	68.00	82.00	115.00	135.00	165.00	215.00	280.00	335.00
VÁLVULA CHECK	10.50	13.20	15.80	21.10	25.40	31.70	42.30	52.90	63.00	81.00	105.00	125.00
VÁLVULA DE PIE	24.00	33.00	38.00	48.00	55.00	64.00	75.00	78.00	78.00	78.00	78.00	78.00

LONGITUD DE TUBO DE ACERO EN PIES EQUIVALENTE
EQUIVALENTE A CONEXIONES Y VALVULAS

TABLA 4.5

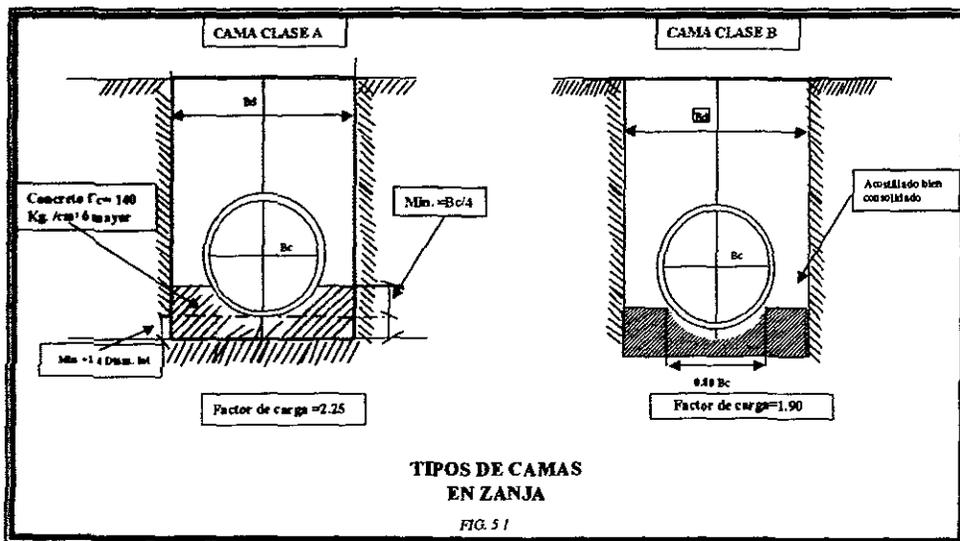
V. INSTALACION DE TUBERIA

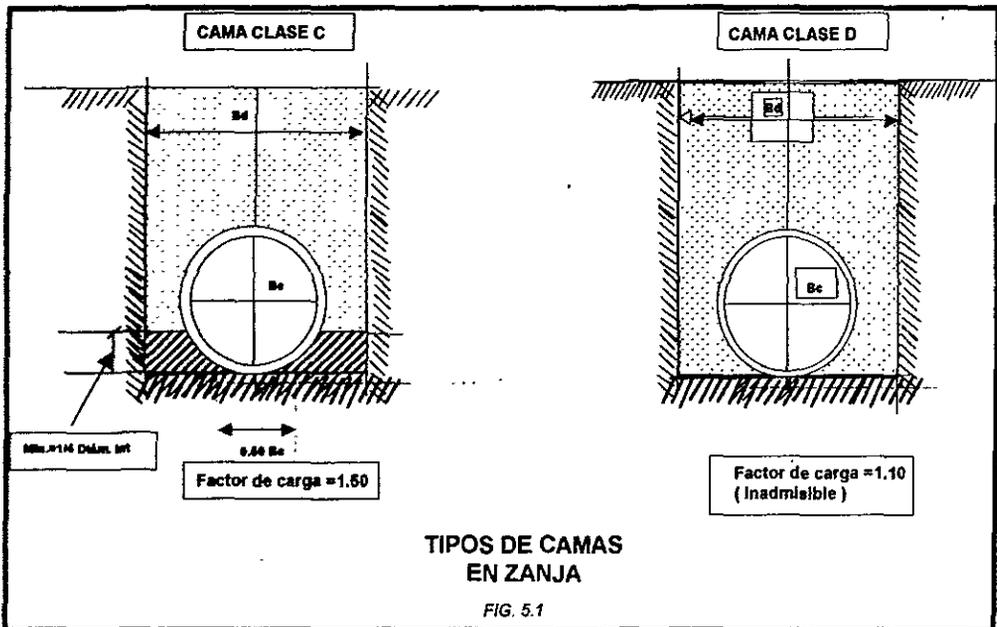
Dentro de lo que corresponde a la instalación de tubería en la zanja se hará referencia a los requerimientos establecidos por las **NORMAS DE PROYECTO PARA OBRAS DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN LOCALIDADES URBANAS DE LA REPUBLICA MEXICANA**, para los distintos tipos de clasificación de la instalación, con el fin de hacer resaltar los aspectos más importantes dentro de este tipo de instalaciones y bajo estos puntos, el contratista de esta clase de obra podrá tener un amplio criterio en cuanto a la instalación, seguridad y protección de la instalación. Se atenderá también lo referente al proceso de instalación de la tubería así como a la compactación del relleno dentro de la misma.

V.1 ACONDICIONAMIENTO DE CAMAS DE SOPORTE

Las camas de soporte son los elementos que dan acufamiento y fijación a la tubería, su instalación es necesaria cuando la excavación no ofrece este tipo de resguardo ya sea por el tipo de material o si se trata de roca

Existen de acuerdo a las normas ya mencionadas cuatro tipos de camas de soporte denominadas A, B, C Y D, las cuales se muestran en la figura 5.1





En cuanto a lo que respecta a las camas de soporte, la carga que la tubería puede soportar no solo depende de la resistencia de esta sino que puede aumentarse la capacidad de carga dependiendo del tipo de encamado los cuales se presentan a continuación:

CLASE "A". Es el método de encamado en el que la zona externa inferior de la tubería, se apoya en concreto simple o reforzado, de un espesor mínimo adecuado en la parte más baja del tubo y extendiéndose hacia arriba por ambos lados, en una altura igual o mayor a un cuarto de su diámetro exterior. Cuando se emplee concreto reforzado el factor de carga de la cama alcanza un valor hasta de 3.4 y cuando el concreto no es reforzado, su valor varía de 2.25 a 3.0 tomándose normalmente el valor de 2.25.

La cama de arena húmeda compactada es comparable en este caso al efecto que se obtiene con concreto simple y en consecuencia se le clasifica como clase A.

CLASE "B". Es el encamado en el que la tubería se apoya en un piso de material fino, colocado sobre el fondo de la zanja que previamente ha sido arreglado, para ajustarse a la zona externa inferior de

la tubería, en un ancho cuando menos igual al 80 % de su diámetro exterior. El resto de la tubería de la tubería deberá ser cubierto hasta una altura cuando menos de 30 cm arriba de su lomo, con material granular fino colocándolo cuidadosamente a mano, perfectamente compactada llenando los espacios libres abajo y adyacentes a la tubería. Ese relleno se hará en capas que no excedan de 15 cm de espesor, el proceso anterior deberá efectuarse bajo la dirección y vigilancia del ingeniero residente o de un inspector responsable, que deberá permanecer en la obra durante todo el desarrollo de esta actividad. El factor de carga de esta cama es de 1.9.

CLASE "C". La constituye el encamado en el que la tubería es instalada con el cuidado normal en el fondo de la zanja, previamente arreglado para ajustarse a la parte inferior de la tubería en un ancho aproximado al 90 % de su diámetro exterior.

El resto de la tubería será cubierto hasta una altura cuando menos 15 cm por encima de su lomo, con material fino, colocado y compactado a pala hasta llenar completamente los espacios de abajo y adyacentes a la tubería. Todo lo anterior deberá ser realizado bajo la dirección y vigilancia del ingeniero residente. El factor de carga de esta cama es de 1.50.

CLASE "D". Es el método de encamado en el que no se toma ningún cuidado especial para conformar el fondo de la zanja a la parte inferior de las tuberías, ni en lo que respecta al relleno de los espacios por debajo y adyacentes a las mismas.

Su factor de carga es de 1.10, pero este procedimiento es inadmisibles para la instalación de tuberías

CAMA ESTANDAR. Estas se podrán apreciar en las tablas de Espesores de Cama para tuberías con junta macho y campana, y espiga y caja Cuando la naturaleza del terreno lo permite y a juicio del ingeniero residente o a previa consulta de la dirección de proyectos, pueden emplearse las camas que estipulan esas tablas para el tendido de las tuberías.

V.2 ADAPTACION Y ACOPLAMIENTO DE TUBERIA

Para el efecto de colocar la tubería en su cama de soporte, se puede recurrir a la utilización de diversos tipos de maquinaria como podrían ser estructuras diseñadas con sistema de polipastos para cargar la tubería y colocarla, la utilización de grúas adecuadas al tipo de actividad y la utilización del propio equipo de excavación como es la retroexcavadora hidráulica

Para el primero de los dispositivos podría hacerse un análisis de costos, comparando el costo total de la estructura contra el costo de la utilización de otro equipo como sería la grúa o la retroexcavadora.

La capacidad de elevación de una grúa se establece sobre la base de especificaciones de seguridad fijadas por la Asociación de Fabricantes de Grúas y Palas Motorizadas (PCSA), se dice que una grúa alcanza su capacidad de carga cuando tiene un porcentaje especificado de su carga de volteo.

Este porcentaje varía entre 65 y 85 %, dependiendo del tipo de equipo y aplicación y equivale a un factor de seguridad contra el volteo de la grúa en la dirección de menor estabilidad.

La capacidad de carga de las grúas se aumenta mediante la colocación de contrapeso en la parte posterior de la superestructura, la cual estará limitada por la capacidad de carga de la estructura de la pluma y la estabilidad de todo el equipo.

En particular el contrapeso de una grúa montada sobre orugas, no puede desplazar el 70 % de la distancia hacia atrás del centro de rotación al punto de volteo de las cintas de oruga. En otras palabras con referencia a la figura 5.2, la distancia horizontal "s" entre el centro de gravedad del equipo y el eje de rotación, no puede ser mayor de 0.7 de la distancia del centro de rotación a la articulación trasera de volteo, es decir, $s \leq 0.7f$.

Cuando se usan estabilizadores, las ruedas o las cintas de orugas situadas dentro del círculo más pequeño que contiene a los estabilizadores, quedan relevados mediante los gatos de los estabilizadores o mediante su bloqueo cuando carecen de estos.

En base a la figura 5.2, aplicando un factor de seguridad ordinario, pueden determinarse la capacidad máxima de carga de una grúa montada en orugas, por las formulas.

$$Lm (rm - f) = 0.75 We (s + f)$$

$$Lm = \frac{0.75 We (s + f)}{12 - f}$$

Donde We es el peso total del equipo incluyendo el peso de la pluma Wb. Los factores de seguridad recomendados por la PCSA son:

0.75 De la carga de volteo para las máquinas montadas en orugas

0.85 De la carga de volteo para las máquinas montadas en neumáticos

0.85 De la carga de volteo para las máquinas que trabajan sobre estabilizadores

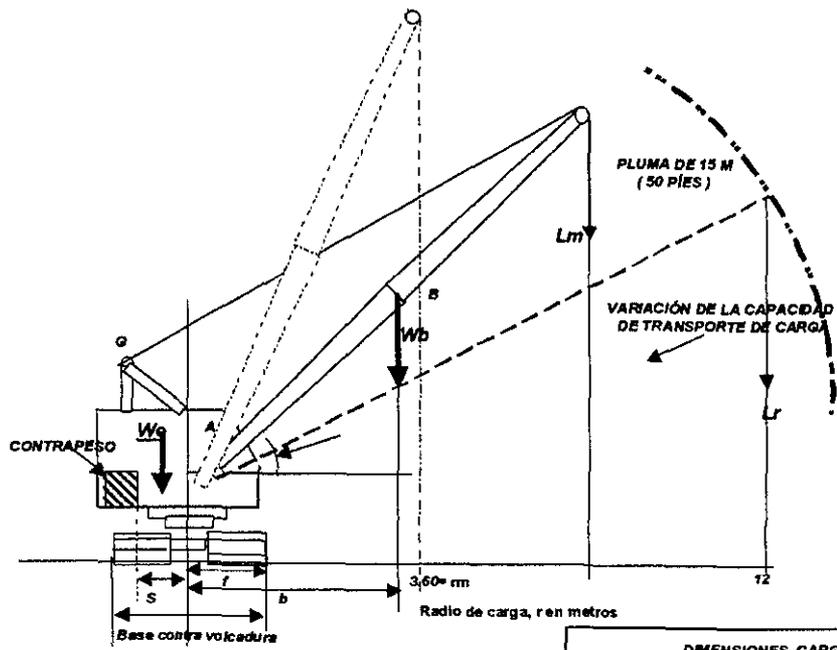


Fig. 5.2

DIMENSIONES, CARGAS Y PESOS
 PESOS DETERMINANTES DE TRABAJO EN GRÚAS

En la figura 5.2 , se muestra relativamente como disminuye la capacidad de la carga de la grúa conforme aumenta el radio de la carga.

Las normas de la PCSA , especifican a las grúas móviles convencionales por su capacidad máxima de carga, al radio mínimo con la longitud básica de la pluma de 50 pies y un radio de carga de 40 pies.

Así si la grúa de la figura 5.2 tiene valores de L_m 40 Ton (un Ton es igual a 2000 libras) y L_r 9.8 Tons (19600 lbs.), se describirá como: Una grúa de 40 toneladas (clase 12-196) en donde 12 representa al radio mínimo en pies r_m y 196 el contrapeso a r 40 pies .

Cada fabricante proporciona un juego de curvas para cada modelo en los que se muestran la longitud de la pluma y el radio de carga, la capacidad de carga para distintos radios se indica en tablas.

La productividad de las grúas móviles carece de sentido, en términos prácticos, es decir que no representa nada la producción del equipo en toneladas por hora o en metros cúbicos por hora. Es posible que alguna cuadrilla en la construcción, determine su productividad, en este caso la grúa controla una parte de los tiempos totales de un ciclo.

Como dato se tiene que la velocidad de levantamiento de una carga varía entre 100 y 400 pies por minuto y en cuanto a los giros de la carga estos se realizan a una velocidad máxima de 4 RPM.

Este equipo también puede utilizarse en el hincado de los pilotes para la instalación del ademe y también como equipo de excavación ya sea como draga de arrastre y de cucharón de almejas.

En el caso especial de utilizar la retroexcavadora para la instalación de la tubería, el recurrir a su uso será factible cuando por causas debidas al proceso constructivo existan holguras en el tiempo de operación de la misma.

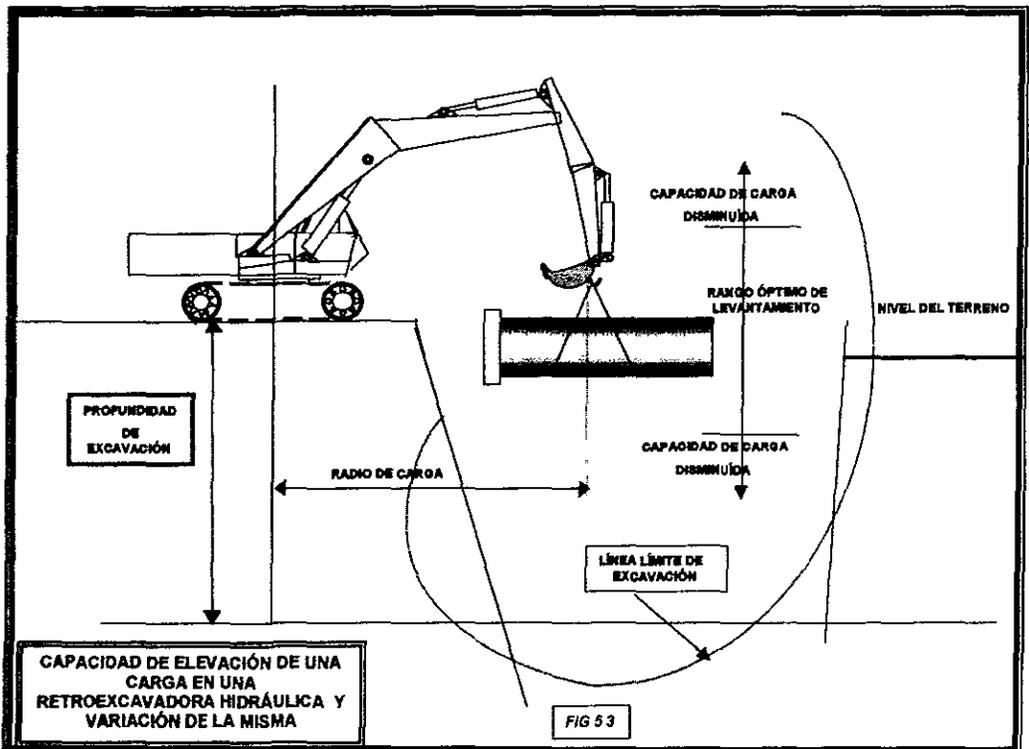
La capacidad de carga de una retroexcavadora al igual que la grúa, dependerá de la carga y del centro de gravedad localizado en la máquina, de la posición del gancho del cucharón y de la capacidad hidráulica de la máquina. Para cualquier posición del gancho del cucharón la capacidad de levantamiento de la retroexcavadora estará limitada ya sea por la estabilidad de volteo de la máquina o de la capacidad hidráulica. La cantidad de carga levantada podrá ser establecida de acuerdo con la distancia vertical del gancho del cucharón al suelo y del radio de carga

Los puntos que deberá cumplir esta carga serán:

- A) La cantidad de carga no excederá el 75 % de la carga de volteo
- B) La cantidad de carga no excederá el 87 % de la capacidad hidráulica del sistema
- C) La cantidad de carga no excederá la capacidad estructural de la máquina

La manera como la capacidad de levantamiento de una retroexcavadora varía se muestra en la figura 5.3.

Cada fabricante proporciona tablas donde se indica la capacidad de levantamiento para diferentes radios y alturas en cada modelo, en particular la tabla 5.1 muestra la capacidad de levantamiento de carga para las retroexcavadoras CATERPILLAR modelos 235 y 245 de 2.12 y 3.25 yardas cúbicas de capacidad respectivamente las cuales corresponden a modelos grandes, como se puede ver por ejemplo, la 235 con pluma de dos piezas y contrapluma de 2900 mm tiene una capacidad de levantamiento de 13,380 Kg tanto de lado como de frente, a un radio de 4.5 metros al nivel del piso.



**CAPACIDAD DE CARGA DE LA EXCAVADORA HIDRAULICA
CATERPILLAR MOD. 236**

PLUMA DE UNA PIEZA		RADIO DE LA CARGA										MÁXIMO ALCANCE	
		4.5 m 15'		6.0 m 20'		7.5 m 25'		9.0 m 30'		10.5 m 35'		12 m 40'	
		FRONTE	LADO	FRONTE	LADO	FRONTE	LADO	FRONTE	LADO	FRONTE	LADO	FRONTE	LADO
2440 mm	kg	-	-	9120	8630	7080	5950	5670	4445	-	-	4470	3720
8' 0"	lb	-	-	20100	17700	15600	12900	12500	9800	-	-	10300	8200
2900mm	kg	-	-	9120	8630	6985	5950	5580	4400	-	-	4445	3450
9' 6"	lb	-	-	20100	17700	15400	12900	12300	9700	-	-	9800	7900
3660 mm	kg	9390	9390	9030	8120	6850	5900	5480	4445	4490	3400	3450	2990
12' 0"	lb	20700	20700	19800	17900	15100	13000	12100	9800	9800	7500	7600	6600
PLUMA DE DOS PIEZAS RETRAÍDA													
2440 mm	kg	12340	12340	9750	8750	7440	6280	-	-	-	-	4310	4310
8' 0"	lb	27200	27200	21500	19300	16400	13800	-	-	-	-	9500	9500
2900mm	kg	13380	13380	9750	8890	7440	6350	-	-	-	-	3580	3580
9' 6"	lb	29500	29500	21500	19600	16400	14000	-	-	-	-	7900	7900
3660 mm	kg	13470	13470	9615	8120	7395	6490	3215	4785	-	-	2585	2585
12' 0"	lb	29700	29700	21200	20100	16300	14300	11500	10500	-	-	5700	5700
POSICIÓN MEDIA													
2440 mm	kg	-	-	9300	8255	7170	5990	-	-	-	-	4080	4080
8' 0"	lb	-	-	20560	18200	15800	13200	-	-	-	-	9000	9000
2900mm	kg	9890	9890	9300	8300	7120	5990	5825	4490	-	-	3400	3400
9' 6"	lb	21800	21800	20500	18300	15700	13200	12400	9900	-	-	7500	7500
3660 mm	kg	12890	12890	9165	8620	7030	6170	5625	4580	-	-	2495	2495
12' 0"	lb	28400	28400	20200	19000	15500	13600	12400	10100	-	-	5500	5500
EXTENDIDA													
2440 mm	kg	-	-	-	-	9300	8255	7170	5990	-	-	4080	4080
8' 0"	lb	-	-	-	-	20500	18200	15800	13200	-	-	9000	9000
2900mm	kg	-	-	9890	9890	9300	8300	7120	5990	5825	4490	3400	3400
9' 6"	lb	-	-	21800	21800	20500	18300	15700	13200	12400	9900	7500	7500
3660 mm	kg	-	-	12890	12890	9165	8620	7030	6170	5625	4580	2495	2495
12' 0"	lb	-	-	28400	28400	20200	19000	15500	13600	12400	10100	5500	5500

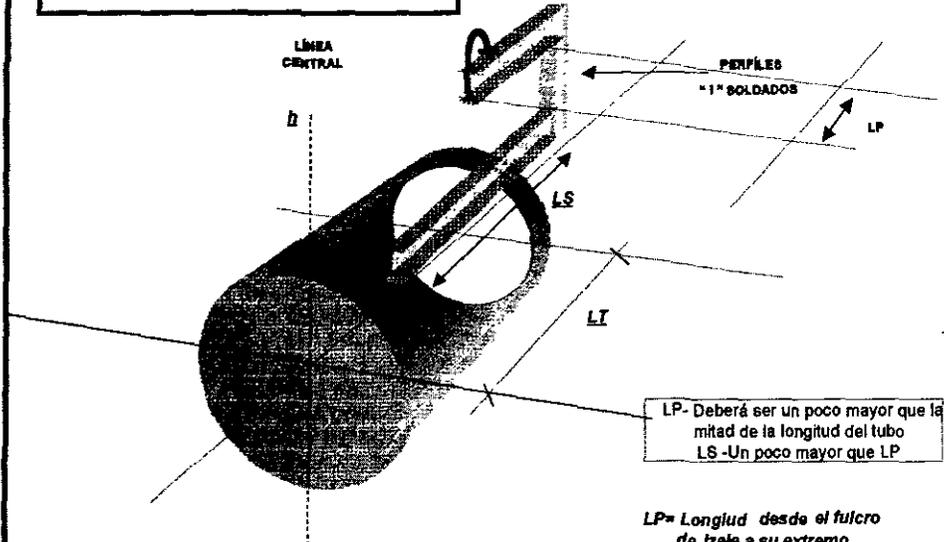
TABLA 5.1

DIMENSIONES Y PESOS EN TUBERÍAS DE DIÁMETRO COMERCIAL

DIÁMETRO	LONGITUD ÚTIL	LONGITUD TOTAL	ESPESOR DE PARED	PESO	JUNTA
cm	cm	cm	cm	kg	
10	90	95	2.3	16	" "
15	100	105	2.5	27	" "
20	100	105	2.5	35	" "
25	100	105	2.5	41	" "
30	100	105	2.5	75	" "
38	100	105	4.1	108	" "
45	100	105	6.3	202	" "
60	125	128	7.6	392	" "
76	250	257	8.9	1464	BUENCA Y EMPUSA
91	250	257	10.1	1978	" "
107	250	258	11.4	2625	" "
122	250	259	12.7	3340	" "
152	250	260	15.3	5017	" "
183	250	261	17.8	7033	" "
213	250	261	20	9170	" "
244	200	210	20.3	8495	" "
305	200	210	28	14763	" "

TABLA 5.2

**GANCHO HECHIZO PARA ÉL IZAJE Y
COLOCACIÓN EN ZANJA DE LOS TUBOS
DE DRENAJE**



LP- Deberá ser un poco mayor que la
mitad de la longitud del tubo
LS -Un poco mayor que LP

Fig. 5.4

LP= Longitud desde el fulcro
de izaje a su extremo

LT = Longitud total del tubo

LS= Longitud del perfil de apoyo

ESPECIFICACIONES EN TUBERIAS: Las dimensiones comerciales estandarizadas y los pesos de las distintas piezas de tubo para diferentes diámetro se muestran en la tabla 5.2.

Para el manejo de los tubos pueden utilizarse ganchos para tubos los cuales pueden ser hechos de tubo de hierro de 3 pulgadas y para cargas pesadas de vigueta de acero tanto el extremo de la barra de donde sujeta el gancho o amarre como la longitud de apoyo del gancho deberán prolongarse un poco más de la mitad de la longitud del tubo para que este pueda ser suspendido, otro recurso puede ser la utilización de eslingas o cadenas, pero estas pueden dañar el tubo cuando se retiran.

Los tubos se colocan usualmente con los extremos de campana hacia aguas arriba, por lo que la colocación se recomienda iniciarse en el extremo de agua abajo, el primer tubo puede bajarse horizontal pero los otros deberán tener el extremo macho libre ligeramente más bajo de modo que pueda guiarse a su lugar sin raspar el fondo. Esta inclinación se logra mediante la inserción del gancho solo en parte dentro del tubo o empujando hacia abajo el extremo libre

El junteo o calafateado de los tubos cuando estos serán de diámetro pequeño podrá realizarse mojando los extremos por unir y retacando con cuchara, mortero que podrá ser 1:3 o 1:4, sobre la mitad superior del lado macho y la mitad inferior del lado hembra, la superficie exterior de los dos tercios podrá ser alisada.

Cuando el diámetro es amplio para que trabaje un hombre en el interior, la tubería podrá colocarse en seco y posteriormente colocar el mortero de cemento o también colocar en las aberturas estopa y colocar cemento bituminoso.

V.3 RELLENO Y COMPACTACION DE ZANJAS

En la compactación de la zanja deberá de tomarse en cuenta la instalación de un sello o colchón mínimo de tierra sobre la tubería, según las Normas de Proyecto indican, las cuales establecen que será de acuerdo a la profundidad mínima de la zanja la que está regida por dos factores:

1) El colchón mínimo para evitar rupturas del conducto ocasionadas por cargas vivas que en general para tuberías con diámetros hasta de 45 cm, se acepta de 80 cm y para diámetros mayores, colchones de 1.0 a 1.5 metros.

2) Permitir la correcta conexión de las descargas domiciliarias al alcantarillado municipal, en la inteligencia de que ese albañal exterior tendrá como mínimo una pendiente geométrica de 1 % y que el registro interior más inmediato al paramento del predio, tenga una profundidad mínima de 90 cm

Este colchón deberá ser compactado ya que la mayoría de las cargas en la superficie sobre la masa de tierra se distribuyen sobre áreas crecientes a niveles inferiores como se muestra en la figura 5.5 (A), de manera que la presión disminuye rápidamente.

En (B) el relleno ha sido colocado de una manera suelta por lo que si no se compacta en un principio, el asentamiento debido al tráfico por el efecto del tiempo será una fracción o porcentaje de su espesor, de manera que el relleno más delgado sobre el tubo no se hundirá tanto y sobresaldrá como una protuberancia en la superficie.

Si posteriormente se llegara a cortar esta protuberancia como en (C), el suelo más compacto transmitirá la mayor parte de sus cargas directamente hacia abajo hasta el tubo, más bien que permitirle extenderse a través del relleno suave a cada lado.

Si una zanja se rellena con material suelto, el resultado del asentamiento será un canal en la superficie. Los vehículos que rebotan a través de ella causarán fuertes cargas de impacto.

Si el tubo está cerca de la superficie puede ser dañado o destruido. Un relleno firmemente apisonado distribuirá las cargas uniformemente sobre el área total y someterá a la tubería a cargas normales para su profundidad como en (A).

Cualquiera que sea la carga aplicada cercana al tubo será compartida por este y por el relleno lateral. Si el relleno se apisona firmemente soportará una mayor parte del peso, aliviando la parte superior del tubo. La presión vertical sobre el relleno lateral se convierte parcialmente en presión horizontal contra los lados del tubo proporcionando apoyo para la carga de arriba.

Una vez que se tiene el sello compactado sobre el lomo del tubo el cual se indica para los tipos de cama A, B y C del inciso V.1, se procederá al relleno de la zanja el cual dependiendo de la profundidad de la misma se podrá realizar en etapas por dos razones, la primera por que aunque el tubo ya haya sido protegido por el sello no es conveniente sobrecargar de golpe todo el material y la segunda razón será, que dependiendo del tipo de suelo esta compactación se hará por capas de espesores variables

El relleno podrá hacerse lentamente empujando el material que puede ser producto de la excavación o acarreado, desde los lados hacia la zanja utilizando un bulldozer o de preferencia un angledozer montado sobre neumáticos cuando se está operando sobre pavimento, si la zanja es pequeña podrá colocarse el material a mano.

Posteriormente se podrá compactar el material con pisonos de mano o neumáticos en capas de 15 cm recomendable o también mediante la utilización de rodillos vibratorios que quepan dentro de la zanja para los cuales podrán tenerse capas entre 15 y 30 cm. Para la compactación de la zanja deberá tenerse en cuenta que un grado de compactación muy alto no es necesario si se tiene un suelo que no tiene tal grado de compactación, pero se deberá cuidar que no se existan asentamientos en la zanja en el futuro.

Los terrenos de textura abierta como las arenas pueden compactarse efectivamente adicionando suficiente agua para convertir el material en lodo, el que al secarse se contraerá considerablemente, aunque algún asentamiento en suelos que no sean arena pura ocurrirá, este tipo de compactación no podrá ser superior al 80 % pero será aceptable..

Como regla de dedo se tiene que las zanjas no serán saturadas en alturas mayores a los 1.8 metros.

Otra manera de compactar con equipo mecánico eficientemente será compactar con el contenido de humedad óptimo el cual deberá ser determinado en laboratorio o en campo para el tipo de suelo que se maneje.

El rendimiento del equipo de compactación se podrá estimar con la siguiente fórmula.

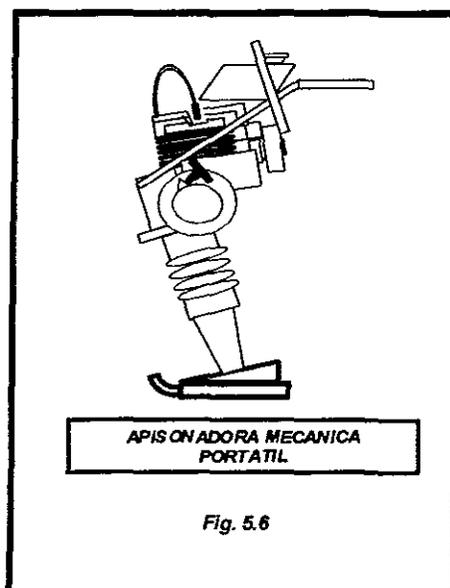
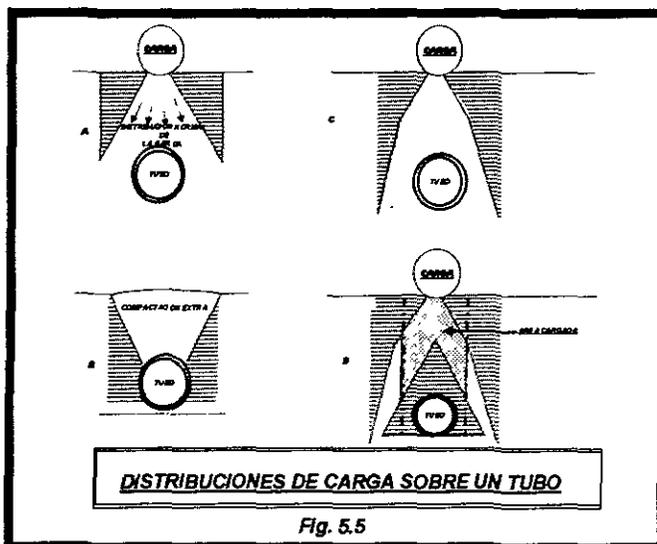
$$\text{Rendimiento (m}^3 \text{ / Hr)} = \frac{A \times C \times V \times 1000}{P}$$

donde

- A = Ancho del rodillo (m)**
- C = Espesor de la capa (m)**
- V = Velocidad (Km / Hr)**
- P = Número de pasadas**

Como un ejemplo para los pisonos mecánicos, en la compactación de capas de 15 cm de espesor, los rendimientos promedio para un equipo manual de 15 kg. (33 libras), son de 3.80 metros cúbicos por hora a un grado de compactación de 90 %. Este equipo se muestra en la figura 5.6.

Para poder estimar el ancho máximo del equipo de compactación así como el arreglo estructural del ademe, el ancho libre de la zanja según las Normas de Proyecto dependerá de la profundidad de su fondo para cada diámetro de tubería que se instale como se muestra en la tabla 5.3



**ANCHO LIBRE DE ZANJAS SEGUN LA PROFUNDIDAD
Y EL DIÁMETRO DE LA TUBERÍA QUE SE INSTALARÁ EN ELLAS (cm)**

DIÁMETRO NOMINAL		PROFUNDIDAD DEL FONDO DE LA ZANJA m										
CENTIMETROS	PULGADAS	Hasta 1.25 m	De 1.28m a 1.75m	De 1.76m a 2.25m	De 2.26m a 2.75m	De 2.78 m a 3.25 m	De 3.28 m a 3.75 m	De 3.78 m a 4.25 m	De 4.28 m a 4.78 m	De 4.77 m a 5.25 m	De 5.28 m a 5.75 m	De 5.76 m a 6.25 m
15	6	60	60	65	65	70	70	75	75	75	80	80
20	8	60	60	65	65	70	70	75	75	75	80	80
25	10	-	70	70	70	70	70	75	75	75	80	80
30	12	-	75	75	75	75	75	75	75	75	80	80
38	15	-	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90
45	18	-	110	110	110	110	110	110	110	110	110	110
61	24	-	135	135	135	135	135	135	135	135	135	135
76	30	-	-	155	155	155	155	155	155	155	155	155
91	36	-	-	175	175	175	175	175	175	175	175	175
107	42	-	-	-	190	190	190	190	190	190	190	190
122	48	-	-	-	210	210	210	210	210	210	210	210
152	60	-	-	-	245	245	245	245	245	245	245	245
183	72	-	-	-	-	280	280	280	280	280	280	280
213	84	-	-	-	-	320	320	320	320	320	320	320
244	96	-	-	-	-	360	360	360	360	360	360	360

Notes:

- 1) Los diámetros de los tubos y los anchos de zanja están expresados en centímetros.
- 2) Las tuberías que se instalarán serán de juntas de macho y campana a no ser que expresamente se designe otro tipo.
- 3) El colchón mínimo sobre el lomo del tubo será de noventa centímetros, excepción hecha de los lugares en que, por razones especiales se indiquen en los planos otros colchones
- 4) En todas las juntas se excavarán conchas para facilitar el junteo de los tubos y la inspección de estas y se estimarán y se pagarán por separado.
- 5) Es indispensable que a la altura del lomo del tubo, la zanja tenga realmente como máximo el " ancho de zanja" que indica esta tabla; a partir de ese punto, podrá darsele a la zanja, el talúd a sus paredes que se haga necesario para evitar el ademe a juicio del supervisor, quién dara esa autorización al contratista por escrito.
- 6) A profundidades de zanja mayores de 6.25 m, el ancho de ellas será constante e igual a 0.85, 0.85, 0.95, 1.00, 1.10, 1.20, 1.35, 1.55, 1.75, 1.80, 2.10, 2.45, 2.80, 3.20 y 3.60 metros, respectivamente para los diámetros de 15 a 244 cms. , que consigna esta tabla.
- 7) La amplitud dada a las zanjas permite el empleo de ademe, en algunos casos arriba del lomo o costilla del tubo, sin tener que aumentar el ancho de las mismas.

TABLA 5.3

VI. CAJAS DE DEFLEXION

VI.1 GENERALIDADES SOBRE EL SISTEMA DE DRENAJE

Antes de entrar a lo relativo a las cajas de desvío haremos referencia a aspectos generales del sistema de drenaje.

A. TIPO DE TURBERIA POR EMPLEAR: En cuanto al tipo de tubería por emplear se tiene, tuberías de concreto simple las cuales se emplean en diámetros de 15, 20, 25, 30, 38 y 45 cm de diámetro, de resistencia estandar o extra, debiendo responder a las exigencias de las especificaciones ASTM designación: C-14-70 , y tuberías de concreto reforzado utilizadas en diámetros de 45cm a 2.44 m o mayores, pudiendo designarse en la forma siguiente:

- CLASE I : $f'c = 281 \text{ Kg / cm}^2$; Paredes tipo A, y B**
 “ **II : $f'c = 281 \text{ Kg / cm}^2$; Paredes tipo A, B y C**
 “ **III : $f'c = 281 \text{ Kg / cm}^2$; Paredes tipo A, B y C**
 “ **IV : $f'c = 281 \text{ Kg / cm}^2$; Paredes tipo A, B y C**
 “ **V : $f'c = 422 \text{ Kg / cm}^2$; Paredes tipo A, B y C**

Dichos tubos deberán cumplir con las especificaciones ASTM designación C-76-70

B. TRANSICIONES CONEXIONES, CAMBIOS DE DIRECCION HORIZONTAL Y DE PENDIENTE: En cuanto a las transiciones, el cambio de una sección a otra en las conexiones y variaciones de dirección o pendiente en las tuberías, se hará por medio de una transición dentro de un pozo de visita o caja especial indicandose en cada caso en el plano del proyecto las cotas de sus plantillas, tanto de llegada como de salida

Por lo que respecta a las conexiones entre dos conductos con excepción de los domiciliarios se harán empleando pozos de visita como sigue: Comunes, si los diámetros por conectar varían entre 20 y 60 cm, especiales cuando los diámetros estén comprendidos entre 76 y 122 cm, si los diámetros son mayores de 122 cm . la conexión se instalará utilizando una caja de visita, indicando en todos los casos las cotas de las plantillas de los conductos, en la inteligencia de que las conexiones se harán de preferencia desde el punto de vista hidráulico instalando al mismo nivel las “ claves “ de los conductos y en última instancia haciendo las conexiones plantilla con plantilla Por último los cambios de dirección se harán dentro de un pozo de visita como sigue:

a) Cuando el diámetro sea de hasta 61 cm los cambios de dirección de hasta 90 grados de la tubería podrán hacerse en un solo pozo de visita.

b) Cuando el diámetro sea mayor de 61 cm, un pozo o caja de visita podrá emplearse para cambiar la dirección de la tubería hasta de 45 grados, si se requiere dar deflexiones más grandes, se emplearán tantos pozos o cajas como ángulos de 45 grados o fracción sean necesarios.

c) En colectores con diámetro mayor de 122 cm si la planificación del sitio lo permite los cambios de dirección horizontal se podrán hacer con la tubería instalandola en curva con cuerdas iguales a la longitud del tubo, de manera que el grado de curvatura será igual o menor al doble de la deflexión máxima que permita la junta entre tubo y tubo. Los cambios de pendiente siempre se harán en pozos o cajas de visita.

C. POZOS DE VISITA COMUNES Y ESPECIALES: Son estructuras colocadas sobre las tuberías, a las que se tiene acceso para la superficie de la calle. Sirven para inspeccionar los conductos y facilitar las maniobras de limpieza, sin tener que romper los pavimentos, así como la importante misión de suministrar al alcantarillado ventilación. Se colocan en conductos hasta de 1.22m de diámetro

Su forma es troncocónica, suficientemente amplia para dar paso a un hombre y permitirle maniobrar en su interior. El piso es una plataforma en la cual se han hecho canales que prolongan los conductos y encauzan sus corrientes. Una escalera de peldaños de fierro fundido o concreto, protege su desemocadura en la superficie y una tapa perforada, también de fierro fundido o concreto cubre la boca

CONEXION DE ATARJE A COLECTOR: Cuando se requiere hacer una conexión de una atarjea de hasta 61 cm de diámetro con un colector o subcolector cuyo diámetro sea igual o mayor de 122 cm, se requerirá de la conexión de un pozo de visita casi tangente a la "costilla" del colector en el que se descargará la atarjea.

La conexión entre la plantilla del pozo de visita y el colector se realiza haciendo a este una perforación elíptica en que se inserta y "emboquilla", un tramo de tubo cortado a 45 grados del mismo diámetro que el de la atarjea por conectar, a esta unión se le conoce como conexión en "Slant".

DIMENSIONES EN LOS POZOS DE VISITA. Cuando el pozo se construya con sección transversal elíptica, la base tendrá 0.90 m y 1.20 m, como semiejes menor y mayor. En tuberías de diámetros hasta de 61 cm. se empezarán pozos de visita comunes, teniendo su base 1.20 m de diámetro interior como mínimo para permitir el manejo de las barras de limpieza.

En tuberías de diámetros de 76 a 107 cm, se usarán pozos de visita especiales, con diámetro interior de 1.50 m. La base superior de los pozos anteriores siempre será de 0.60 m de diámetro

A profundidad igual o menor de 1.50 m, los pozos tendrán forma de botella y cuando sean mayores de 1.50 m, se construirá una parte cilíndrica con el diámetro interior que corresponda a la clasificación del pozo, seguida de otra troncocónica con paredes inclinadas a 60 grados, que rematará con otra parte cilíndrica de 0.60 m de diámetro y 25 cm de altura aproximadamente, que recibirá el brocal y su tapa.

MATERIALES USADOS EN LOS POZOS DE VISITA: Los pozos de visita se construirán de tabique, concreto y o mampostería de piedra. Cuando se use tabique, el espesor mínimo será de 28 cm a cualquier profundidad. La cimentación del pozo puede ser de mampostería o de concreto, en terrenos suaves se hará de concreto armado aunque la chimenea sea de tabique. En cualquier caso, las banquetas del pozo serán de tabique o piedra. Todos los elementos se juntarán con mortero cemento-arena 1:5.

Los pozos se aplanarán interiormente con mortero de cemento-arena en la proporción 1:4, el espesor del aplanado será como mínimo de 1 cm se pulirá con mortero 1:2. Cuando se trate de evitar la entrada de aguas freáticas o pluviales, el aplanado se hará también exteriormente, en este caso se aplanarán las dos caras del pozo.

En la figura 6.1 se muestran las características principales de un pozo de visita tipo.

SEPARACION ENTRE POZOS O CAJAS DE VISITA: La separación máxima entre pozos de visita o cajas en tramos rectos y de pendiente uniforme será: 125 m en tuberías hasta de 76 cm de diámetro, para diámetros entre 76 y 122 cm de 175 m y para conductos con diámetros mayores de 122 cm pueden ser hasta 250 m.

Estas separaciones podrán aumentarse, de acuerdo con la distancia entre cruces de calles, como máximo en un 10 %.

POZOS Y CAJAS DE CAIDA: Son estructuras semejantes en forma y dimensiones a los pozos o cajas de visita, que permiten efectuar en su interior los cambios bruscos de nivel por medio de una caída, ya sea libre o conducida entubada en una estructura menor o caja adosada al pozo o caja de visita, en que caerá el agua por la tubería.

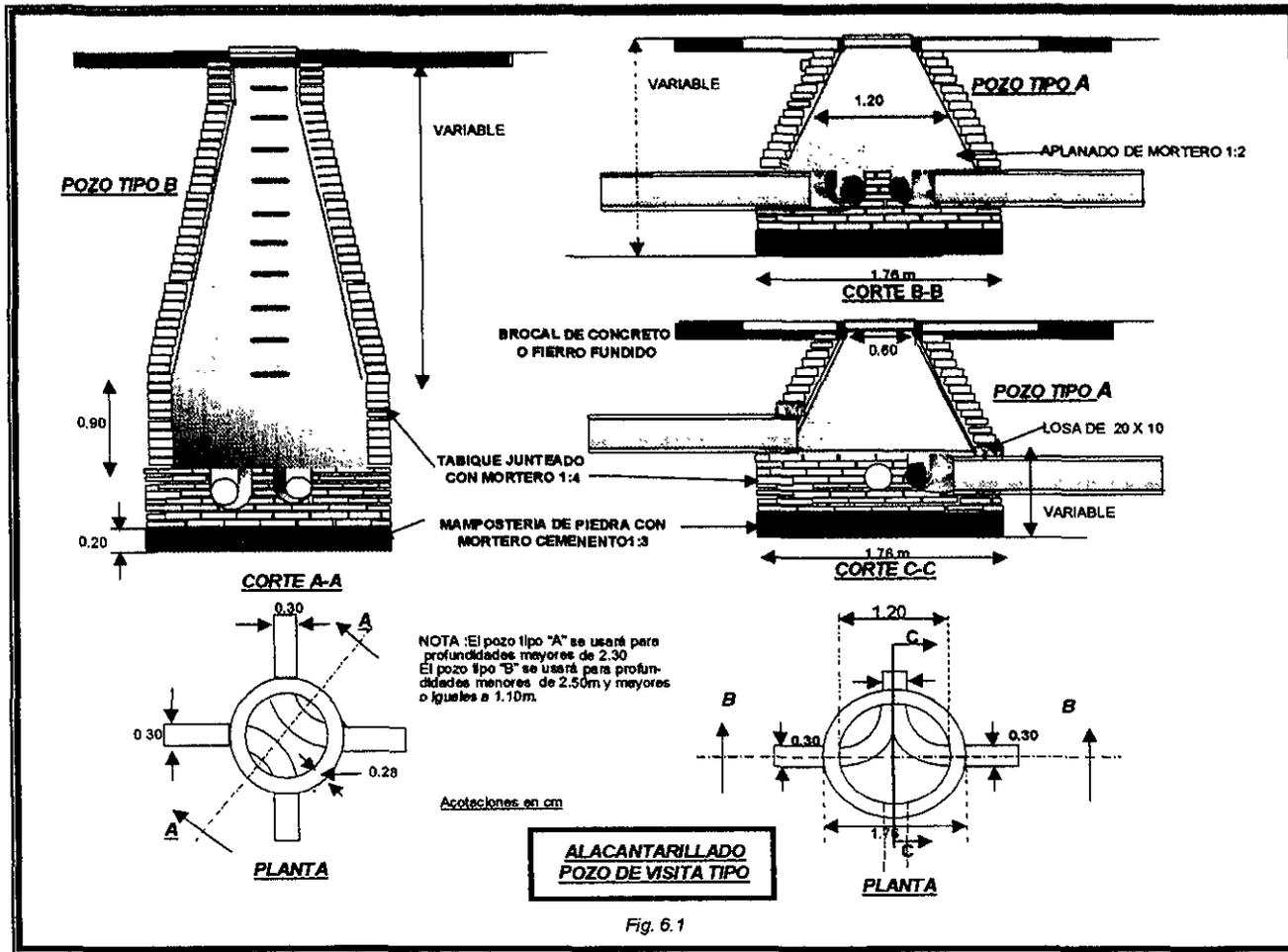


Fig. 6.1

Cuando los colectores queden profundos y los subcolectores o atarjeas laterales se localicen en un plano superior, la conexión con el primero se hará empleando pozos de caída.

La liga de dos tramos de tubería de hasta 76 cm de diámetro cuyas plantillas tengan una diferencia de nivel que varíe de 0.60 a 2.00 m se hará por medio de una caja de caída adosada al pozo de visita. Cuando los diámetros sean de 91 cm o mayores, la unión entre ellos se hará empleando pozos caja de caída libre escalonada, con variaciones de 50 en 50 cm hasta llegar a 2.00 m .

Si el desnivel es menor de 50 cm se absorberá la caída uniendo sus plantillas con una rápida dentro del pozo o caja de visita.

VI.2 CAJAS DE DESVIO

Cuando se pretende derivar un escurrimiento perpendicular a una tubería de diámetro mayor de 122 metros, se tendrá que recurrir a la utilización de cajas de concreto. En esta se deberá provocar una caída con una profundidad de por lo menos la mitad del diámetro del tubo por aliviar, si embargo, el ancho de la caja quedará definido 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 igual al diámetro de salida mas 1.20 m. Para un chorro descargando en la caja, se calculará el alcance con la fórmula de tiro parabólico:

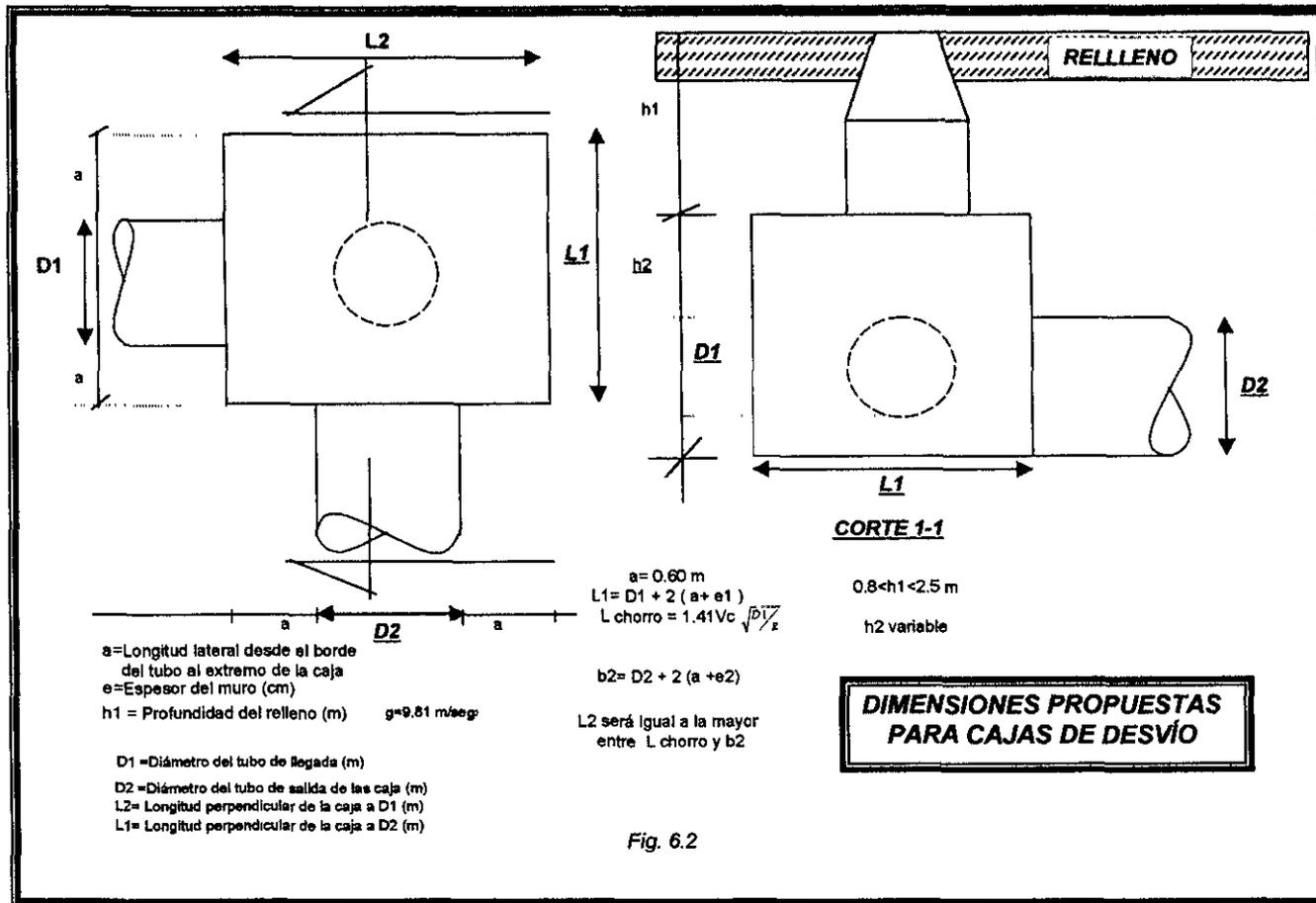
$$L = 1.4 V_c \left(\frac{D_e}{g} \right)^{1/2}$$

en donde

- L = Distancia máxima del chorro (m)**
- V_c = Velocidad crítica en el conducto de llegada (m/ seg.)**
- D_e = Diámetro del tubo de llegada (m)**
- g = Aceleración de la gravedad**

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:

$$L = (D_e + 1.20 \text{ m} + 2 \times \text{espesor del tubo})$$



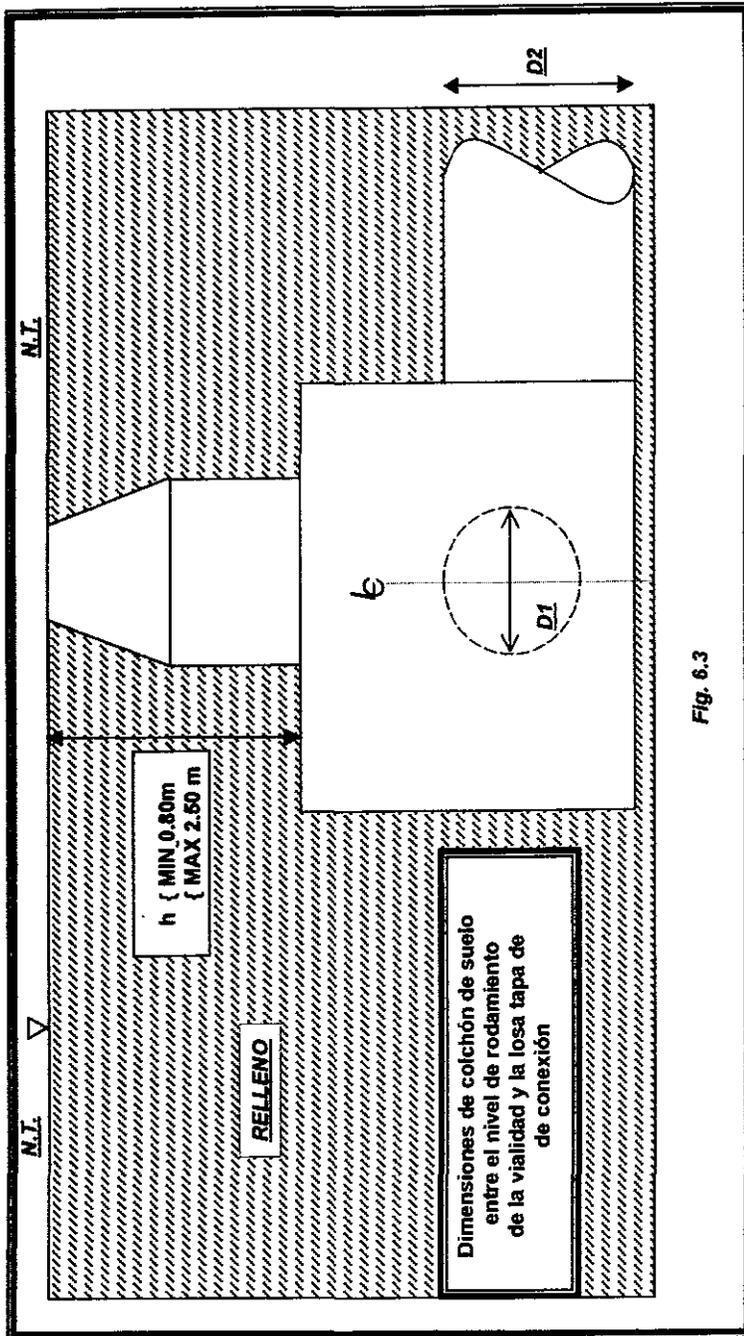


Fig. 6.3

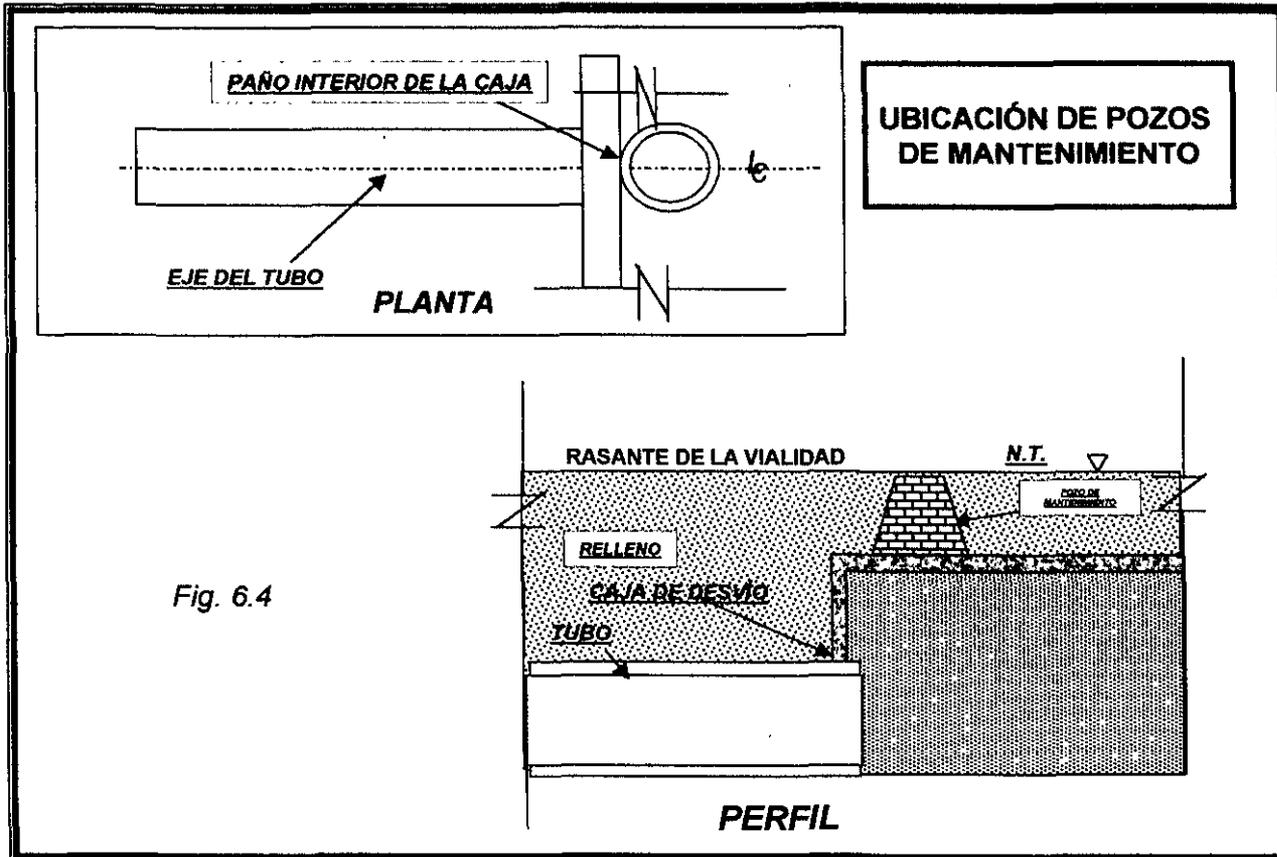


Fig. 6.4

Estas dimensiones se muestran en la figura 6.2. Cuando se requiera diseñar cajas de conexión con ángulos de salida diferentes a los contenidos en los planos tipo, deberá cumplirse lo siguiente.

El eje de la tubería y el muro deberán formar un ángulo de 90 grados, la longitud del muro será igual al diámetro exterior más 60 centímetros a cada lado, más 2 espesores del tubo, esto con el objeto de facilitar el armado, cimbrado y colado del concreto.

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 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 la losa. Con ello se pretende 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.

Como máximo espesor de colchón este podrá ser hasta de 2.50 m limitado con base al procedimiento constructivo de los accesos para visita y ventilación.

Estos tienen forma de botella y se construyen de tabique recocado como se ve en la figura 6.3.

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 como se muestra en la figura 6.4.

En dicha caja se considerarán accesos, para los cuales se utilizará un pozo distinto a los mencionados anteriormente, este deberá ubicarse cerca de las paredes pues si estuviera al centro la escalera tendría una discontinuidad igual al diámetro. Las huellas de las escaleras serán de fierro fundido con objeto de resistir el ataque de los gases que desprenden las aguas residuales.

VI.3 CAJAS DE DEFLEXION

Las cajas de deflexión deberán de cumplir con los mismos requerimientos en cuanto a su conexión tubo con pared como se muestra en la figura 6.5, debiendo considerarse además, que no se permitan deflexiones mayores de 90 grados. La tendencia es proyectar deflexiones de 90 grados con dos cajas de 45 grados con lo cual se mejora la operación y el mantenimiento de la red.

CAJA DE DEFLEXIÓN DE 45°

E= Longitud exterior m
 C=longitud interior m
 e=espesor del tubo en m
 m= espesor de la pared de la caja de deflexión en m
 D= Diámetro interior del tubo en
 f= Longitudes a aristas exteriores de la caja en m

Las dimensiones y los ángulos dependerán del diámetro del tubo en metros, para los distintos ángulos de deflexión que se considere en el diseño

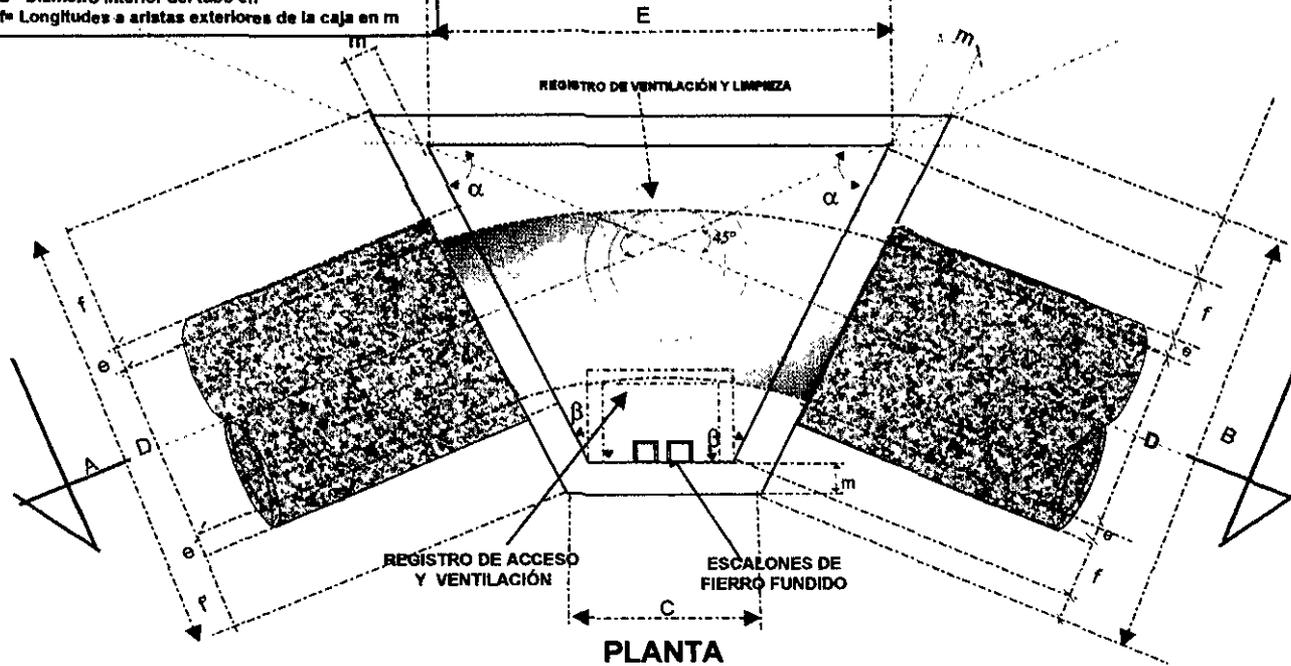


Fig. 6.5

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 al de las tuberías de llegada y salida. Para deflexiones de 20 grados 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.

Como en el caso de las cajas de conexión se deberán 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 deberán ser de fierro fundido.

En particular la separación de estas cajas para el Distrito Federal según la DGCOH (Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica) está limitada a 80 metros, para diámetros que varíen entre 60 cm y 1.22 metros, pues para diámetros mayores se utilizan otros equipos mecánicos de mantenimiento que no dependen de la separación entre cajas.

En lo que respecta a las características estructurales de las cajas de deflexión, existen diseños estructurales tipo elaborados por la DGCOH para los diámetros de 107, 122, 152, 183 ,213, 244, 250 y 305 cm de diámetro interior, en los que se indican a detalle tanto las especificaciones geométricas del armado de acero de refuerzo, como la geometría específica de cada caja de concreto para diferentes ángulos propuestos por la misma dependencia

La resistencia del acero y la del concreto es estandar, con $f_y = 4000 \text{ Kg /cm}^2$ para el acero y $f_c = 200 \text{ Kg / cm}^2$ para el concreto. En particular para el diámetro de 2.44 m se tendrá que utilizar en el armado de esta caja aproximadamente 2890 Kg de acero de refuerzo, cuyos diámetros varían desde el número 3 al 8.

La caja de deflexiones una estructura monolítica que consta de losa de fondo, muros y de una losa tapa la cual se complementa estructuralmente de dos trabes de refuerzo para soportar cargas muertas y cargas vivas. Dependiendo del nivel de desplante de la caja, la estructuración del acero de refuerzo cambia aumentando el diámetro y en otros casos disminuyendo el espaciamiento entre varillas conforme el nivel de desplante es más profundo.

Un grupo formado por un oficial herrero más dos ayudantes herreros tendrían un rendimiento aproximado de 0.36 Ton / Jor , en el habilitado y armado de acero de refuerzo en el D.F..

El armado se realiza fuera de la zanja debido a la dificultad de hacerlo adentro, para poder instalar el armado completo después dentro de la zanja por algún medio mecánico.

Para la cimbra de la caja de deflexión de diámetro de 2.44 m, se tienen las siguientes superficies para cimbra en contacto:

en muros exteriores	68.15 m ²
en muros interiores	55.60 m ²
en orificios y medio tubo	12.03 m ²
en losa tapa	9.62 m ²
en trabes	7.15 m ²

Para las cuales se tendrán las siguientes cantidades de madera en pies tablón.

muros exteriores	37.67 P.T./ m ² x	68.15 m ² =	2567.2 P.T.
muros interiores	37.67 P.T./ m ² x	55.60 m ² =	2094.4 P.T.
orificios y medio tubo	35.0 P.T./ m ² x	12.03 m ² =	421.0 P.T.
losa tapa	37.67 P.T./ m ² x	9.60 m ² =	361.3 P.T.
trabes	60.70 P.T./ m ² x	7.15 m ² =	434.00 P.T.
			<u>5877.90 P.T.</u>

En lo que corresponde a los rendimientos, con un grupo formado por un carpintero y un ayudante de carpintero se tendrían para la hechura de cimbra y el decimbrado;

muros	-	9.5 m ² / Jor
trabes	-	8.5 m ² / Jor
losas	-	9.0 m ² / Jor

y para la hechura de cimbra;

muros	-	17.0 m ² / Jor
trabes	-	9.25 m ² / Jor
losas	-	9.50 m ² / Jor

Para el colado de la cja de deflexión de 45 grados con diámetro de 2.44 m se tendrá un volumen aproximado de 25.22 m³ de concreto de $f'c \approx 200 \text{ Kg/cm}^2$ y para el medio tubo dentro de la caja conocido como "relleno" se tendrá un volumen de 6.06 m³ de concreto de $f'c = 150 \text{ Kg/cm}^2$

Habrà que tomar en cuenta que la velocidad de llenado de concreto en la cimbra ejercerà una presión mayor a medida que aumenta esta y que la presión disminuye conforme aumenta la temperatura por arriba de los 15 grados centígrados, lo que conduce a cerrar el espaciamiento entre los largueros y puentes de la cimbra.

Por otra parte la utilización de una revoladora de un saco o 6S con una capacidad de 0.170 m³ de concreto por revoltura tendrìa un rendimiento aproximado de 27.5 m³/día que cubre con los requerimientos de 31.28 m³ de concreto requerido.

El rendimiento de un grupo formado por un oficial y cuatro peones darìa para la colocación del colado un rendimiento en el D.F. de 3.40 m³/ Jor aproximadamente

VII. ANALISIS DE COSTOS

Para determinar el presupuesto total en la elaboración de un proyecto de alcantarillado y de cualquier proyecto de construcción en general, es necesario realizar un análisis de precios unitarios de los diferentes conceptos que intervienen en la obra.

Los precios unitarios son las remuneraciones pagadas al contratista por unidad de obra que ejecuta en cada uno de los conceptos de trabajo. Los costos directos son los gastos efectuados por utilización de materiales, mano de obra y equipo de construcción, cabe indicar que los gastos en el equipo o maquinaria son manejados por costos horarios los cuales contemplan cargos fijos, cargos por consumo y cargos por operación.

Los costos indirectos son todos aquellos gastos generales que de sí mismos son de aplicación a todos y cada uno de los conceptos de trabajo que forman parte de una obra determinada. Estos costos están constituidos por gastos administrativos, servicios de intendencia, superintendencias de construcción, gastos diversos generales e intereses de capital invertido, fianzas, intereses por financiamiento y gastos técnicos generales principalmente, que corresponden a un gasto fijo lo que constituye un cargo total por ingeniería y administración.

Por último se acepta en todo precio unitario una utilidad sobre los costos totales de los trabajos de ejecución, esto es sobre la suma de los costos directos más los indirectos el cual también es un porcentaje definido sobre el costo total o costo unitario para constituir así un precio unitario por unidad de obra definida.

El presupuesto total estará formado por la suma del importe de todos los conceptos de obra realizados en un proyecto.

VII.1 ANTECEDENTES DEL PROYECTO (CASO PRACTICO)

En lo siguiente se manejará un caso práctico en el proyecto de reubicación de un colector en el Distrito Federal, que ejemplifica las consideraciones técnicas hasta aquí mencionadas.

El problema de trasladar paralelamente de lugar el colector de 2.44 m de diámetro, una separación de 6.50 m de centro a centro de la tubería es debido a que se tendrá que hincar pilotes de fricción que soportan a dos de las zapatas que sostienen el puente elevado de la línea 4 Sur del Sistema de Transporte Colectivo Metro, las cuales se encuentran en el proyecto por encima del colector de 2.44 m de diámetro en una separación de unos centímetros, por lo que se propone instalar una nueva tubería paralela a la existente, separada un distancia de 6.50 metros como se muestra en el plano 7.1.

VII.1.1 MEMORIA DESCRIPTIVA

Deberán de ser demolidas dos cajas de desvío de 90 grados, de 5.10 x 3.85 metros y de altura igual a 4.45 m, con un espesor de pared de 23 cm para ser instaladas en el drenaje futuro cuatro cajas de deflexión de 45 grados para el diámetro de 2.44 m, atendiendo a las especificaciones para las cajas tipo propuestas por la DGCOH.

La longitud de la línea por extraer se extiende 93.73 m, en tanto que la línea futura será de 86.75 m.

El colector controla descargas sanitarias que le aportan tres líneas de 1.22m de diámetro, la posibilidad de asentamiento en el sitio es a largo plazo, pues se trata de un terreno arcilloso con un peso volumétrico de 1.985 Ton/ m³ en banco. En cuanto a la vialidad se verá afectado el tránsito normal de vehículos durante la ejecución de la obra.

VII.1.2 DATOS BASICOS DEL PROYECTO

- Sistema de drenaje del tipo sanitario	
- Coeficiente de Harmon	1.8
- Gasto medio diario	4.53 m ³ / seg.
- Gasto mínimo	2.26 m ³ / seg.
- Gasto máximo instantáneo	8.17 m ³ / seg.
- Gasto máximo previsto	8.17 m ³ / seg.

VII.1.3 DESCRIPCION DEL PROYECTO

La longitud de la línea por instalar se localiza en el Km 1+000 hasta el Km 1+086.7 y la de la línea por extraer del Km 1+000 al Km 1+093.7, las cajas por demoler en el Km 1+002 y 1+080 de la línea por extraer. Las cajas de deflexión de 45 grados estarán localizadas en los kilómetros 1+001.4, 1+010.6, 1+075.8 y 1+085.5 en la línea por instalar como se indica en el plano 7.2.

Sobre la base de los datos proporcionados por la DGCOH, no se encuentran obras inducidas que se interpongan al tramo comprendido. La longitud total de la línea por extraer es de 93.7 m en tanto que la longitud de la línea por instalar es de 86.75 m, el diámetro del colector es de 2.44 m con 20.3 cm de espesor de pared, el proyecto se sujetará a las normas establecidas por la DGCOH.

VII.1.4 ESPECIFICACIONES

Excavaciones. La excavación comenzará en la línea por instalar que refiriéndose a las normas “ ancho libre para zanja según su profundidad”, esta será de 3.60 m a una profundidad de 5.25 m como el promedio en la variación en la profundidad de 4.76 a 5.75 metros.

En virtud del tipo de suelo por excavar, que se trata de arcilla húmeda con peso volumétrico de 1.985 Ton/ m³ y factor de abundamiento de 1.4, la excavación se realizará con retroexcavadora hasta una profundidad lo mas cerca posible del lomo del tubo por extraer, continuando la excavación manualmente hasta la mitad del diámetro del colector para poder ser retirada con grúa.

Instalación de ademe.- Se requerirá de la instalación de ademe de acuerdo con el tipo de suelo y la profundidad de la excavación que es considerable. El ademe será cerrado totalmente y se utilizarán en el forro tabloncillos de 2" x 8", a 1.8 metros bajo la superficie del terreno se utilizarán separadores de largueros de 2" x 8" x 2' y más profundo se utilizarán separadores de 2" x 8" x 4', los largueros serán de 10" x 10", los puntales serán de 8" x 8" x 10.3' y estarán separados longitudinalmente 2 70 metros, el tipo de madera será el S4S.

El ademe se instalará conjuntamente con la excavación de la zanja y se retirará concordantemente con el relleno y la compactación, se utilizará la madera dos veces.

Cama de soporte y colchón mínimo.- La cama de soporte de la tubería será de arena con un espesor de 5 cm, esta será compactada con pisones manuales hasta una altura de 30 cm por arriba del lomo de la tubería lo que constituye el colchón mínimo, las capas no excederán de 15 cm de espesor

Instalación de la tubería. - Los tubos serán de concreto reforzado los cuales cumplirán con la norma ASTM C-14-70, de 2.44 m de diámetro y 2.1 m de longitud, la tubería se colocará cuidadosamente con grúa, la separación de los troqueles del ademe es adecuada para el tamaño de 2.1 m, será junteada con mortero 1:3, la muesca hembra será colocada hacia aguas arriba, la colocación por lo tanto se iniciara en el comienzo del desvío.

Extracción de tubería.- Para la extracción de tubería el ademe será colocado solo hasta la profundidad a donde llega el lomo del tubo por extraer *continuando* la excavación manual hasta la mitad del diámetro de la tubería para que esta sea extraída por medio de grúa utilizando gancho para tubo.

Relleno de la zanja.- Se reutilizará el material producto de la excavación como relleno el cual será compactado con rodillo de placas segmentadas semejante en función al de pata de cabra, las capas no excederán de 30 cm, el relleno se realizará con la ayuda de un dozer sobre neumáticos, de manera que el material no caiga de bulto en la zanja. El factor de reducción volumétrica de la arcilla es de 0.65.

Cajas de desvío y de deflexión. - Se demolerán las cajas de desvío con martillo hidráulico, en cuanto a las cajas deflexión estas serán construidas de acuerdo a las especificaciones dadas por la DGCOH para cajas de deflexión de 45 grados.

Pavimentación.- Se instalará una base de tepetate de 10 cm para tener una buena superficie de adherencia, la carpeta asfáltica se instalará con equipo pesado la cual será realizada bajo el sistema de 4 riegos su espesor será de 5 cm.

Desvío del caudal.- Será necesaria la utilización de bombas centrifugas para el manejo del caudal de las aguas residuales, el desvío se efectuará en la caja de visita situada en el Km 0+989 a la caja de visita situada en el Km 1+ 156, lo que significa un recorrido en tubería exterior de 120 metros aproximadamente.

El desvío se conseguirá mediante la instalación sucesiva de mamparas de madera en la caja de visita, para poder mantener el tirante normal dentro de la misma.

El caudal por manejar se espera conservadoramente que sea el gasto máximo instantáneo que es de 8 17 m³ / seg .

Se utilizará para el desvío cuatro bombas del tipo centrifugo de 390 HP efectivos de potencia que operarán continuamente el tiempo necesario que transcurra durante el retiro de la tubería por extraer hasta que la línea por instalar esté en condiciones de funcionamiento.

Memoria de cálculo.-

Gasto mínimo

$$Q \text{ min.} = \frac{Q \text{ med.}}{2}$$

$$Q \text{ med.} = \frac{\text{Densidad} \times \text{Area tributaria} \times \text{Aportación}}{86400}$$

Area tributaria=495.0 Ha.

D= 3200 hab. / ha.

$$\begin{aligned} \text{Aportación} &= 0.75 \text{ Dotación} \\ &= 0.750 \times 300 \text{ lt /hab. /día} \\ &= 495.0 \times 3200 \text{ hab. / ha.} \times 225 \text{ lt / hab. / día} \\ Q \text{ med.} &= 4.125 \text{ m}^3/\text{seg.} \end{aligned}$$

Para el número de habitantes mayor de 182500 $\mu = 1.8$

$$Q \text{ máx. Instantáneo} = \mu \times Q \text{ med.}$$

$$Q \text{ máx. Ins.} = 1.8 \times 4.125$$

$$Q \text{ máx. Ins.} = 7.425 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$Q \text{ máx. Previsto} = 1.1 \times Q \text{ máx.}$$

$$Q \text{ máx. Previsto} = 8.1675 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Assumiendo que $Q \text{ max. P.} = 8.1675 \text{ m}^3/\text{seg.}$ Debe ser desalojado en la caja de desvío a manera de un cárcamo de bombeo y proponiendo la utilización de bombas para el trasiego con tubería uniforme de 0.6 m de diámetro con cuatro tomas a la caja.

$$Q = 8.1675 / 4 = 2.041 \text{ m}^3/\text{seg. por conducto}$$

Por la aplicación de la fórmula hidráulica de la continuidad:

$$Q = v \times A; \quad v = Q / A; \quad v = 2.041 / \frac{\pi (0.6)^2}{4}$$

$v = 7.218 \text{ m}^3/\text{seg.}$ dentro del tubo de desvío.

Las pérdidas por los cambios de dirección se calculan con la fórmula:

$$H = K \times v^2 / 2g$$

Se tiene: 1 codo de 90° (toma)
 2 codos de 45° (vueltas)
 1 codo 90° (descarga)
 siendo $K = 0.1$ (para 45° y 90°)

$$H_i = 0.1 (7.218 \text{ m / seg.}^2)^2 / 2 (9.81 \text{ m / seg.}^2) = 0.265 \text{ m}$$

$$H_{\mu} = 4 (0.265) = 1.06 \text{ m}$$

Altura de la plantilla al nivel del terreno;

$$31.79 - 27.13 = 4.57 \text{ m}$$

Altura de la plantilla a la toma; 1m

$$H_T = 4.57 + 1.0 = 5.57 \text{ m}$$

Evaluación de las pérdidas dentro del desvío por fricción ;

$$V = 7.215 \text{ m / seg. Y se tiene, } v^2 / 2g = 52.05 / 2 (9.81 \text{ m / seg.}^2); v^2 / 2g = 2.653$$

$$Sf = v^2 / 2g \times d = 0.022$$

$$\mu = \gamma Sf D^3 / 32 V$$

μ = Viscosidad dinámica (Kg seg. / m²)

γ = Peso específico del fluido (1000 kg / m³)

Sf = Gradiente de la carga de velocidad (adimensional)

D = Diámetro del conducto (m)

V = Velocidad del fluido (m / seg.)

Re = Número de Reynolds (adimensional)

ρ = Densidad del fluido (1000 kg.° / m³)

H_f = Pérdida de carga por fricción (m)

$$\mu = 1000 \text{ Kg / m}^3 \times 0.022 \times (0.6 \text{ m})^3 / 32 \times 7.215 = 0.034 \text{ Kg seg. / m}^2$$

$$Re = V \times D \times \rho / \mu$$

$$Re = 7.215 \text{ m / seg.} \times 0.60 \text{ m} \times 1000 \text{ kg.}^\circ / \text{m}^3 / .034 \text{ Kg seg. / m}^2 \times 9.8 \text{ m / seg.}^2$$

$Re = 12992$; mucho mayor que 2000 \Rightarrow flujo turbulento.

$$H_f = f \times L / D \times v^2 / 2g \quad \text{si la rugosidad es } \epsilon = .0015 \Rightarrow f = 64 / Re ; f = 64 / 12992;$$

$$f = 0.00492$$

$$H_f = 0.00492 \times 120 / 0.6 \times (7.21)^2 / 2 (9.81) = 2.61 \text{ m}$$

$$HT = 2.61 + 5.57 + 2.653$$

$$HT = 10.83 \text{ m}$$

Equipo de bombeo:

Gasto máximo previsto = 8.17 m³/ seg.

Gasto por cada bomba = 8.17 / 4 = 2.0425 m³/ seg.

Diámetro de la tubería = 0.6 metros

Carga total aproximada = 10.83 metros

Potencia hidráulica requerida:

W = Potencia mecánica del fluido (HP)

$$W = \frac{Q \times \gamma \times h}{76} = \frac{2.041 \text{ m}^3/\text{seg.} \times 1000 \text{ Kg/m}^3 \times 10.83 \text{ m}}{76}$$

W = 290.84 HP asumiendo $\eta = 0.75$ la potencia al volante de la bomba deberá ser:

$$W = 290.84 / 0.75 = 387.86 \text{ HP}$$

Podrá utilizarse cuatro bombas modelo STANG MX-30 de 390 HP efectivos, para poder controlar el gasto de 8.17 m³/ seg.

VII.2 ANALISIS DE RUTA CRITICA Y PRESUPUESTO PARA

EL PROYECTO DE DESVIO DEL COLECTOR DE 2.44 M

En cuanto a lo que corresponde a la planeación del proyecto de desvío del colector de 2.44 m de diámetro, se recurrirá al análisis de ruta crítica para establecer la secuencia de actividades que de ser demoradas, repercutirán en el tiempo y en el costo del proyecto.

El programa de ejecución está compuesto por 24 actividades reales y 3 actividades ficticias, la ruta crítica pasa por las actividades; 1-2, 2-3, 3-4, 4-5, 5-6, 6-7, 7-8, 8-9, 9-16, 16-17, 17-18, 18-19, 19-20, 20-21 y 21-25.

Esta secuencia comprende el corte de la carpeta asfáltica, excavación de la línea por instalar, instalación de cama, colocación de tubería, instalación de colchones, relleno de zanja y pavimentación, se une por una actividad ficticia 8-9, para proseguir con demolición de cajas cimbrado y colado de muros losa de fondo y orificios, cimbrado y colado en medio tubo, cimbrado y colado en traves y losa tapa, hechura de brocales y pavimentación. La tabla 7.1 muestra el análisis de ruta crítica donde se pueden ver las duraciones de las actividades y las de los tiempos flotante total, flotante libre y flotante de interferencia, también se indica cuales son las actividades críticas, la figura 7.1 muestra el diagrama de flechas de la ruta crítica.

Atendiendo al presupuesto como ya se había visto al principio del capítulo, una vez obtenidos las cubicaciones, los costos unitarios y los costos horarios se podrán estimar el presupuesto, el cual para el proyecto de desvío del colector de 2.44 m de diámetro, será de 840534.00 pesos a Julio de 1998, la relación de los conceptos se muestra en la figura 7.2.

También se proporciona el diagrama de obra y de erogaciones obtenido a partir de la ruta crítica, el cual nos indica la duración de cada actividad, los tiempos flotante libre y flotante de interferencia, las cantidades indicadas arriba de las duraciones, corresponden a los importes por los conceptos ejecutados en

esa duración la cual no podrá ser mayor de seis días, esto con el propósito de poder establecer el presupuesto necesario por cada semana para el efecto de los pagos

Con la ayuda del programa de obra y haciendo uso de los precios unitarios, podemos obtener el diagrama de utilización de materiales mano de obra y equipo de construcción necesarios para el desarrollo del proyecto, los cuales se muestra en conjunto a continuación.

ANÁLISIS DE RUTA CRÍTICA DEL PROYECTO DE DESVIO DEL COLECTOR DE 2.44 M

CODIGO	ACTIVIDAD	DESIGNACIÓN	OPRACION	IMP	INT	TMP	TMP	FT	FL	FI	OBSERVACIONES
1	Inicio de actividad preliminar	A	1	0	0	1	1	0	0	0	CRITICA
2	Revisar lista por hacer	B	2	1	1	2	2	0	0	0	CRITICA
3	Obtención de planos de terreno	C	3	1	1	2	2	0	0	0	CRITICA
4	Obtención de planos de proyecto	D	4	1	1	2	2	0	0	0	CRITICA
5	Obtención de actantes	E	5	1	1	2	2	0	0	0	CRITICA
6	Revisión de datos	F	6	1	1	2	2	0	0	0	CRITICA
7	Permisos de LPS	G	7	1	1	2	2	0	0	0	CRITICA
8	Permisos de terreno	H	8	1	1	2	2	0	0	0	CRITICA
9	Revisión de planos por autorizar	M	9	1	1	2	2	0	0	0	CRITICA
10	Realización y arranque de obras de infraestructura	J	10	1	1	2	2	0	0	0	CRITICA
11	Obtención de actantes y actantes	K	11	1	1	2	2	0	0	0	CRITICA
12	Obtención de datos de terreno y actantes	L	12	1	1	2	2	0	0	0	CRITICA
13	Obtención y revisión de planos de terreno	N	13	1	1	2	2	0	0	0	CRITICA
14	Obtención de planos de terreno y actantes	O	14	1	1	2	2	0	0	0	CRITICA
15	Obtención de actantes y actantes	P	15	1	1	2	2	0	0	0	CRITICA
16	Obtención de datos de terreno y actantes	Q	16	1	1	2	2	0	0	0	CRITICA
17	Obtención de actantes y actantes	R	17	1	1	2	2	0	0	0	CRITICA
18	Obtención de datos de terreno y actantes	S	18	1	1	2	2	0	0	0	CRITICA
19	Obtención de actantes y actantes	T	19	1	1	2	2	0	0	0	CRITICA
20	Obtención de datos de terreno y actantes	U	20	1	1	2	2	0	0	0	CRITICA
21	Obtención de actantes y actantes	V	21	1	1	2	2	0	0	0	CRITICA
22	Obtención de datos de terreno y actantes	W	22	1	1	2	2	0	0	0	CRITICA
23	Obtención de actantes y actantes	X	23	1	1	2	2	0	0	0	CRITICA
24	Obtención de datos de terreno y actantes	Y	24	1	1	2	2	0	0	0	CRITICA
25	Obtención de actantes y actantes	Z	25	1	1	2	2	0	0	0	CRITICA
26	Obtención de datos de terreno y actantes	AA	26	1	1	2	2	0	0	0	CRITICA

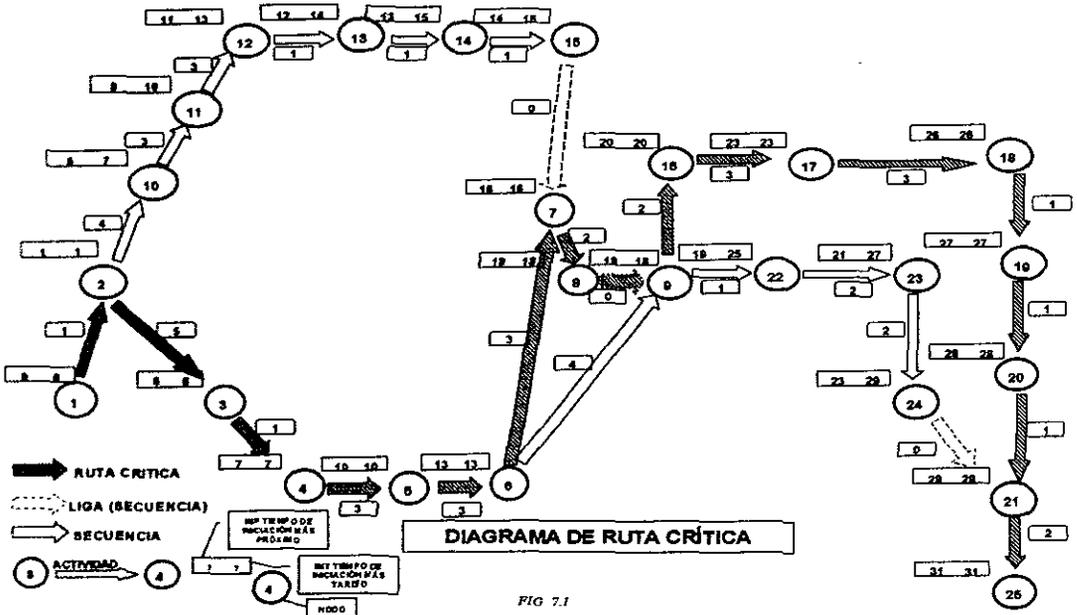


FIG 7.1

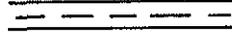
SIMBOLOGIA

Por extraer

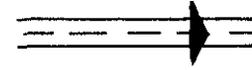
Existente

Proyecto

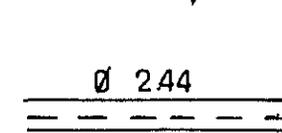
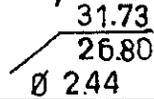
1 Colector



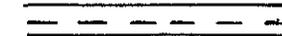
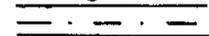
2 Sentido de escurrimiento



3 Elevación de terreno
Elevación de plantilla

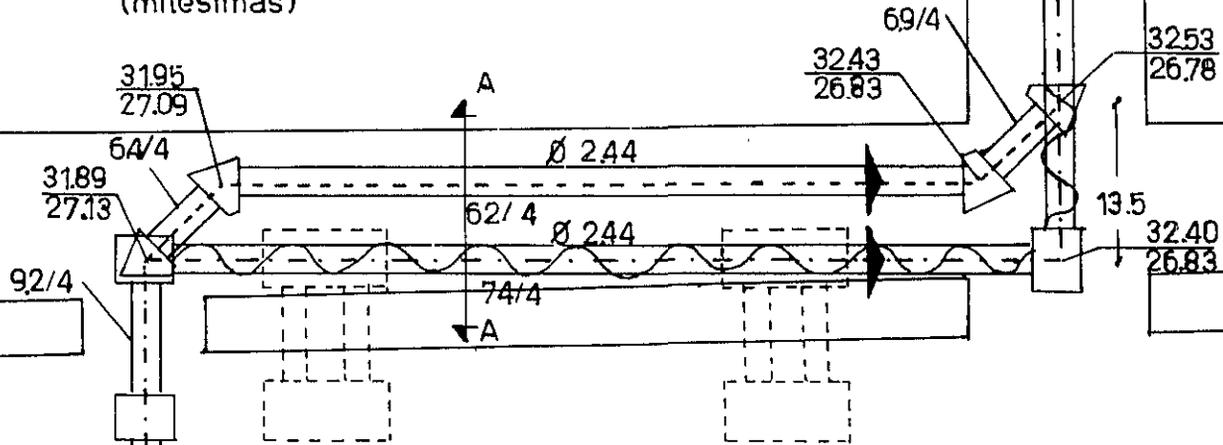


4 Diámetro del tubo (m)



5 Longitud(m) / Pendiente (millesimas)

74 / 3.6



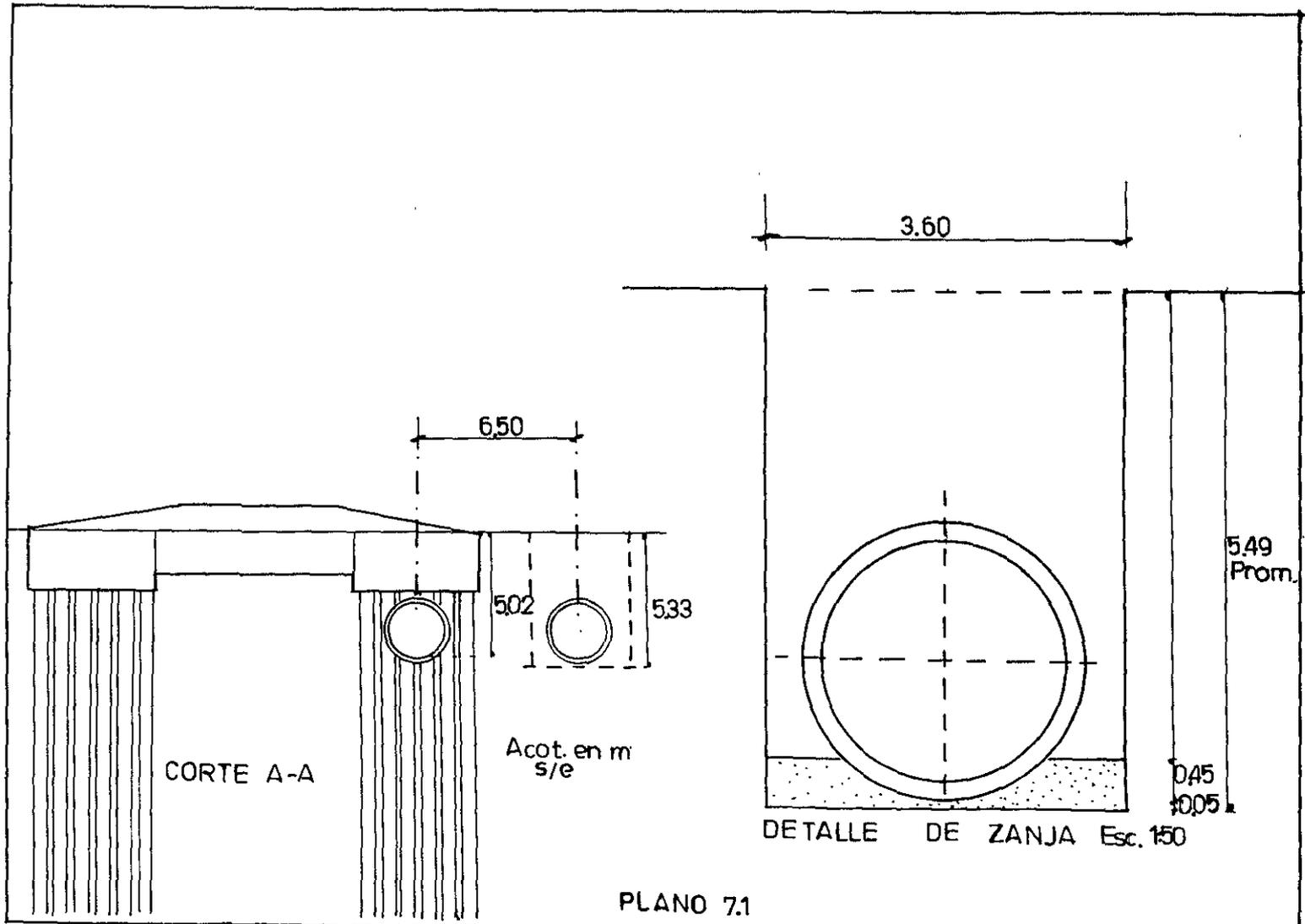
CALZ. DE LA VIGA

Esc. 1:500

PLANTA GENERAL

Acot m

PLANO 7.2



PLANO 7.1

**PRESUPUESTO DEL PROYECTO DE DESVÍO DE EL
COLECTOR DE 2.44 m DE DIÁMETRO**

CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD	C. UNITARIO	IMPORTE
CORTE EN CARPETA ASFÁLTICA	9.69	Hr.	\$ 11.64	\$ 111.63
REMOCIÓN DE CARPETA ASFÁLTICA	1.30	Hr.	\$ 198.75	\$ 258.38
EXCAVACIÓN EN ZANJA LPI	40.00	Hr.	\$ 188.75	\$ 7,950.00
INSTALACIÓN DE ADEME LPI	960.85	m ²	\$ 57.35	\$ 55,104.75
COLOCACIÓN DE CAMA DE SOPORTE	154.83	m ²	\$ 260.45	\$ 40,325.47
COLOCACIÓN DE TUBERÍA	24.00	Hr.	\$ 191.17	\$ 4,588.08
COLOCACIÓN DE COLCHÓN O SELLO	346.17	m ²	\$ 79.17	\$ 27,327.11
RETIRO DE ADEME	960.85	m ²	\$ 2.70	\$ 2,594.30
COMPACTACIÓN	24.00	Hr.	\$ 43.00	\$ 1,032.00
RELLENO DE ZANJA (DOZER)	24.00	Hr.	\$ 533.54	\$ 12,804.96
INSTALACIÓN DE BASE	39.94	m ²	\$ 66.75	\$ 2,666.00
PAVIMENTACIÓN MATERIALES	310.76	m ²	\$ 12.60	\$ 3,915.58
PAVIMENTACIÓN COMPACTACION	8.00	Hr.	\$ 43.00	\$ 344.00
PAVIMENTACIÓN EXTENDIDO	8.00	Hr.	\$ 108.10	\$ 864.80
PAVIMENTACIÓN PETROLIZADORA	8.00	Hr.	\$ 108.10	\$ 864.80
HABILITADO Y ARRABADO DE ACERO DE REFUERZO EN CAJAS DE DEFLEXIÓN	4.00	Pza.	\$ 18,884.40	\$ 75,457.60
CIMBRA TOTAL EN CAJAS DE DEFLEXIÓN	4.00	Pza.	\$ 42,264.60	\$ 169,018.00
CONCRETO EN CAJAS DE DEFLEXIÓN	4.00	Pza.	\$ 18,522.44	\$ 78,089.78
COLOCACION DE ARRABADOS EN CAJAS DE DEFLEXIÓN	8.00	Hr.	\$ 420.60	\$ 3,364.80
BOMBEO EN DESVÍO	12.00	Días	\$ 6,803.80	\$ 81,845.80
DEMOLICIÓN DE CAJAS	16.00	Hr.	\$ 482.61	\$ 7,721.76
REMOCIÓN DE CARPETA LPIE	1.30	Hr.	\$ 435.30	\$ 565.89
EXCAVACIÓN CON RETROEXCAVADORA LPIE	32.00	Hr.	\$ 434.70	\$ 13,910.40
EXCAVACIÓN MANUAL	177.50	m ²	\$ 18.80	\$ 3,301.60
INSTALACIÓN DE ADEME	485.08	m ²	\$ 57.35	\$ 27,819.34
RELLENO DE ZANJA (DOZER)	16.00	Hr.	\$ 633.55	\$ 8,536.80
COMPACTACIÓN DE ZANJA	16.00	Hr.	\$ 42.88	\$ 687.68
RETIRO DE ADEME	485.08	m ²	\$ 3.15	\$ 1,528.00
INSTALACIÓN DE BASE	31.00	m ²	\$ 66.75	\$ 2,069.25
PAVIMENTACIÓN MATERIALES	329.40	m ²	\$ 12.60	\$ 4,150.44
PAVIMENTACIÓN COMPACTACION	8.00	Hr.	\$ 42.88	\$ 343.84
PAVIMENTACIÓN EXTENDIDO	8.00	Hr.	\$ 108.10	\$ 864.80
PAVIMENTACIÓN PETROLIZADORA	8.00	Hr.	\$ 108.10	\$ 864.80
TUBERÍA	38.00	Pza.	\$ 2,923.20	\$ 111,081.60
ACARREOS POR DF. VOLUMÉTRICAS	44.00	m ³	\$ 90.00	\$ 3,960.00
ACARREOS DE ARENA	527.00	m ³	\$ 90.00	\$ 47,430.00
EXTRACCIÓN DE TUBERÍA	16.00	Hr.	\$ 420.57	\$ 6,729.12
FLETES EN TUBERÍA	41.00	Pza.	\$ 577.80	\$ 23,689.80
BROCALES Y TAPAS	16.00	Pza.	\$ 434.50	\$ 6,952.00
Nota: (LPI) Línea por instalar, (LPIE) Línea por extraer.				
			TOTAL	\$ 840,534.62

PROGRAMA DE OBRAS Y PROLONGACIONES

CONCEPTO	PROGRAMA DE OBRAS Y PROLONGACIONES					
	SEMANA 1	SEMANA 2	SEMANA 3	SEMANA 4	SEMANA 5	SEMANA 6
1-2 Corte de carpas, estibas	111 80					
2-3 Excavación línea por instalar	60313 13					
3-4 Colocación de casa de soporte		40320 47				
4-6 Colocación de tubería		4088 08				
5-6 Colocación de cojín		18218 07	8100 03			
6-7 Retiro de varje			16431 28			
7-8 Perforación			8653 58			
2-10 Habillado y armado de acero #1 cajas	75457 8					
10-11 Cimbra de muros y orillón (2 cajas)	16074 38	32302 58				
11-12 Colado de losa de fondo firme y muros (2 cajas)		42364 27				
12-13 Cimbra y colado en medio tubo (2 cajas)			17713 82			
13-14 Cimbra y colado en trabea y losa tapa			14953 72			
14-18 Hechura de brocales (2 cajas)			3478			
18-8 Excavación línea por instalar			49567 13			
8-18 Demolición de casa de concreto				7721 78		
16-17 Cimbra en muros y orillón (2 cajas)				48426 94		
17-18 Colado de losa de fondo firme y muros (2 cajas)				14118 09	28238 18	
18-19 Cimbra y colado en medio tubo (2 cajas)					17713 82	
19-20 Cimbra y colado en trabea y losa tapa (2 cajas)					14953 72	
20-21 Hechura de brocales (2 cajas)					3478	
8-22 Obturación inyección de bombas				40822 8	40822 8	
22-23 Extracción de tubería				8728 12		
23-24 Retiro y compactación				10752 48		
21-25 Perforación					4148 58	4158 58
Colocación de armados de cajas	1882 4			1882 4		
Tubería		111081 8				
Aceros de araña	47430					
Aceros de retiro de excedente		3880				
Piezas en tubería				23688 8		
SUMA	204088 12	252880 07	115634 64	183843 39	108349 18	4158 58
TOTAL ACUMULADO	204088 12	458948 18	572883 83	728827 22	838178 4	840332 98
	DURACION		TIEMPO FLOTANTE TOTAL		TIEMPO FLOTANTE LIBRE	

PROGRAMA DE UTILIZACIÓN DE MATERIALES

CONCEPTO	SEMANA 1	SEMANA 2	SEMANAS	SEMANA 4	SEMANA 5	SEMANA 6
MADERA PARA ADENE	83,674 fbm					
ARENA PARA SOPORTE DE TUBERIA		827 m ³				
TUBERIA DE 2.44 M DE DIÁMETRO		36 Pzas.				
ACERO DE REFUERZO	11.88 Ton					
CIMBRA PARA MUROS Y ORIFICIOS	9,819 fbm					
CEMENTO LOSA DE FONDO FIRME Y MUROS		13.88 Ton				
CIMBRA PARA MEDIO TUBO			848.1 fbm			
CEMENTO PARA MEDIO TUBO			3.7 Ton			
CIMBRA PARA TRABES Y LOSA TAPA			1,590 fbm			
CEMENTO PARA TRABES Y LOSA TAPA			3.67 Ton.			
ARENA PARA COLADO	36 m ³					
GRAVA PARA COLADO	40 m ³					
LADRILLO			800 Pzas.			
CEMENTO PARA BROCALES Y TAPA			0.44 Ton			
CEMENTO LOSA DE FONDO FIRME Y MUROS				13.90 ton		
CEMENTO PARA MEDIO TUBO					3.7 Ton.	
CEMENTO PARA TRABES Y LOSA TAPA					3.67 Ton.	
ARENA				36 m ³		
GRAVA				40 m ³		
LADRILLO					800 pzas.	
CEMENTO					441 Ton.	

EN LA BIBLIOTECA
 CALLE DE LA BIBLIOTECA
 NO. 1234

CONCEPTO	PROGRAMA DE MANO DE OBRA					
	SEMANA 1	SEMANA 2	SEMANAS	SEMANA 4	SEMANA 5	SEMANA 6
ADEME EN EXCAVACION	8P					
COLOCACION DE CAMA DE SOPORTE		1A, 8P				
COLOCACION DE TUBERIA		4P				
COLOCACION DE SELLOS		1A, 8P				
RETIRO DE ADEME			8P			
PAVIMENTACION			2P			
HABILITADO Y ARMADO DE ACERO	8O, 18 A					
CIMBRADO EN MUROS Y ORIFICIOS	8O, 8A					
COLADO DE LOSA DE FONDO FIRME Y MUROS		2O, 20P				
CIMBRA Y COLADO EN MEDIO TUBO			8O, 8A -2O, 20P			
CIMBRA Y COLADO EN TRABES Y LOSA TAPA			8O, 8A -2O, 20P			
HECHURA DE BROCALES Y TAPAS			1O, 1P			
ADEME EN EXCAVACION			8P			
CIMBRA EN MUROS Y ORIFICIOS				8O, 8A		
CIMBRA LOSA DE FONDO FIRME Y MUROS				2O, 10P		
CIMBRA Y COLADO EN MEDIO TUBO					8O, 8A 2O, 20P	
CIMBRA Y COLADO EN LOSA TAPA					8O, 8A 2O, 20P	
HECHURA DE BROCALES Y TAPAS					1O, 1P	
OBTURACION E INSTALACION DE BOMBAS				2O, 4A		
EXTRACCION DE TUBERIA				4P		
RETIRO DE ADEME				8P		
PAVIMENTACION					2P	

NOTA: O = Oficial, P = Peón, A = Ayudante

PROGRAMA DE UTILIZACIÓN DE EQUIPO DE CONSTRUCCION						
CONCEPTO	SEMANA 1	SEMANA 2	SEMANA 3	SEMANA 4	SEMANA 5	SEMANA 6
SIERRA DE 8 H.P. PARA PAVIMENTO	██████████					
RETROEXCAVADORA HITACHI UH-07	██████████		██████████			
GRÚA DEMAG DE 25 TON.	██████████	██████████		██████████		
BULLDOZER CLARK MICHIGAN 180		██████████	██████████	██████████	██████████	██████████
COMPACTADOR DEMAG SV-7			██████████	██████████	██████████	██████████
MARTILLO HIDRÚLICO RAMMER				██████████		
BOMBAS HIDRÁULICAS DE 380 HP				██████████	██████████	
PETROLIZADORA Y EXTENDEDORA			██████████	██████████	██████████	
REVOLVEDORA 6S- 1 SACO		██████████	██████████	██████████	██████████	
	██████████	██████████	██████████	██████████	██████████	██████████
	TIEMPO DE UTILIZACIÓN EN OBRA (DÍAS)			TIEMPO DE USO UTILIZACIÓN EN OBRA (DÍAS)		

PRECIO UNITARIO

ESPECIFICACIONES.

Colocación de cama de soporte de arena compactada, hasta una altura de 45 cm, por arriba del lomo inferior del tubo a capas de 15 cm, el factor de reducción volumétrica es de 0.93, cantidades por m³.

CONCEPTO	U	CANTIDAD	C.U.	IMPORTE
MATERIALES				
Arena fina con peso volumétrico de 1.7 a 2.0 ton/ m ³		1.07	\$ 92.00	\$ 98.44
MANO DE OBRA				
G. 4 Cabo más un peón	Jor.	0.056	\$ 66.75	\$ 3.74
HERRAMIENTA				
Pisones manuales y palas	%	0.06	\$ 1,332.35	\$ 79.94
COSTO DIRECTO				\$ 182.12
COSTO INDIRECTO 30% CD				\$ 54.65
UTILIDAD 10 %				\$ 23.65
PRECIO UNITARIO				\$ 260.45 /m ³

PRECIO UNITARIO

ESPECIFICACIONES.

Estructura de ademe en excavación de arcilla con peso volúmetrico de 1.985 t / m³ y factor de abundamiento de 1.4. El ademe será del tipo cerrado con puntales de 8" x 8" x 12' a 1.2 m, separadores de 2" x 8" x 4', los costados serán de 2" x 8" y su largo podrá variar de 8' a 12', los largueros serán de 10" x 10" x 9', el ademe se utilizará 10 veces el tipo de madera será el S4S. Cantidadesa por m².

CONCEPTO	U	CANTIDAD	C.U.	IMPORTE
MATERIALES				
Madera S4S en costados	P.T	22.43	0.5	\$ 11.22
Madera S4S en separadores	P.T	2.998	0.36	\$ 1.08
Madera S4S en puntales	P.T	18.059	0.282	\$ 5.09
Madera S4S en largueros	P.T	21.16	0.282	\$ 5.97
Clavos de 4"	Kg.	0.101	32.62	\$ 3.29
MANO DE OBRA				
G. 3 Un oficial carpintero más un ayudante.	Jor.	0.0279	133.33	\$ 3.72
HERRAMIENTA				
Sierra eléctrica	%	0.06	3.72	\$ 0.22
COSTO DIRECTO				\$ 30.59
COSTO INDIRECTO 30% CD				\$ 21.55
UTILIDAD 10 %				\$ 5.21
PRECIO UNITARIO				\$ 57.35/ m ²

PRECIO UNITARIO

ESPECIFICACIONES.

Habilitado y armado de acero de refuerzo en cajas de deflexión de 45° y 2.44 m de diámetro, el armado será de acuerdo al diseño propuesto por la DGCOH como se indica en los planos tipo, las cantidades están dadas por pieza.

CONCEPTO	U	CANTIDAD	C.U.	IMPORTE
MATERIALES				
Acero de refuerzo de f'y= 4000 kg/ cm2 # 3	kg.	38.7	\$ 3.80	147.06
Acero de refuerzo de f'y= 4000 kg/ cm2 # 4	kg.	553.2	\$ 3.80	2,102.16
Acero de refuerzo de f'y= 4000 kg/ cm2 # 5	kg.	183.6	\$ 3.80	697.68
Acero de refuerzo de f'y= 4000 kg/ cm2 # 6	kg.	367.3	\$ 3.80	1,395.74
Acero de refuerzo de f'y= 4000 kg/ cm2 # 7	kg.	1318.3	\$ 3.80	5,009.54
Acero de refuerzo de f'y= 4000 kg/ cm2 # 8	kg.	412.5	\$ 3.80	1,567.60
Alambre recocido para armado	kg.	21.47	\$ 7.00	150.29
MANO DE OBRA				
G. 4 Oficial fierro más un ayudante	Jor.	19.96	\$ 100.30	2,001.99
HERRAMIENTA				
Equipo de corte y herramienta diversa	%	0.06	2,001.98	120.12
COSTO DIRECTO				13,192.08
COSTO INDIRECTO 30% CD				3,957.60
UTILIDAD 10 %				1,714.70
				18,864.38
PRECIO UNITARIO			\$18864.4 / Pza.	

PRECIO UNITARIO

ESPECIFICACIONES.

Cimbra de madera en muros exteriores, muros interiores , orificios y medio tubo, losa tapa y trabes en cajas de deflexión, cantidades dadas por pieza.

CONCEPTO	U	CANTIDAD	C.U.	IMPORTE
MATERIALES				
Madera en muros exteriores	P.T	2667	\$ 4.60	\$ 11,551.50
Madera en muros interiores	P.T	2094	\$ 4.50	\$ 9,423.00
Madera en orificios y medio tubo	P.T	421	\$ 9.00	\$ 3,789.00
Madera en losa tapa	P.T	361	\$ 4.50	\$ 1,624.50
Madera en trabes	P.T	434	\$ 4.50	\$ 1,953.00
Clavos	Kg	13.34	\$ 32.60	\$ 434.88
Pernos de amarre	Pza.	136	\$ 2.40	\$ 326.40
MANO DE OBRA				
G. 3 Ayudante carpintero más Of. Carpinte	Jor.	13.2	\$ 133.35	\$ 1,760.22
G. 3 (losa tapa)	Jor.	1.06	\$ 133.35	\$ 141.36
G. 3 (trabes , orificio y medio tubo)	Jor.	2.256	\$ 133.35	\$ 300.84
HERRAMIENTA				
Sierra eléctrica	%	0.06	\$ 2,202.41	\$ 132.14
COSTO DIRECTO				\$ 31,436.84
COSTO INDIRECTO 30% CD				\$ 8,862.70
UTILIDAD 10 %				\$ 3,840.50
PRECIO UNITARIO				\$ 42264.5 / Pza.

VIII. COCLUSIONES

1.- La utilización de un equipo retroexcavador hidráulico el cual esté alternando las actividades de excavación y colocación de tubería, será eficiente, solo cuando se estén manejando proyectos donde no se requiera de la utilización de ademe

2.- Ultimamente la utilización de la máquina cargadora-retroexcavadora conocida como "mano de chango", ha venido a ser el equipo más adecuado a este tipo de proyectos, dada la versatilidad en su aplicación a las diferentes tareas en esta clase de obras.

3.- Para el caso en el que se tuviera que utilizar troqueles de acero y en relación con los diagramas de ademe que se han propuesto, podríamos conocer tentativamente el área de acero necesaria equivalente, si conocemos la relación de módulos de elasticidad, pero además deberemos de hacer otro tipo de consideraciones relacionadas con resistencia de materiales en lo que se refiere a la compresión y a la relación de esbeltez.

4.- Para obtener el rendimiento o avance real de una actividad, es preciso considerar los tiempos requeridos en la ejecución de las actividades complementarias que la integran, lo que alterará radicalmente el tiempo de ejecución esperado a primera vista

5.- La determinación objetiva del tiempo de instalación de un tubo de drenaje, deberá ser determinada en campo, dadas las circunstancias de la disposición de la zanja, del tamaño del tubo y del equipo y mano de obra que se utilicen.

6.- Aunque se ha pretendido contemplar los puntos más relevantes en esta metodología, solo la experiencia podrá demostrar que tan cerca se aproxima a la realidad en cuanto a su aplicación y ayuda.

7.- Como podemos ver en la determinación de la ruta crítica de éste caso práctico, encontramos varias ramas que nos conducen a tiempos de holgura importantes. Normalmente si se tratase de la instalación de una línea nueva, podríamos pensar que la ruta crítica sería una sola rama y que solamente recurriríamos a una gráfica de barras de Gantt.

8.- El hecho de que exista una holgura en el tiempo flotante total en la actividad O-V, instalación de bomba y accesorios, no puede significar en este caso que se pueda demorar en esta actividad seis días para poder realizar el desvío de aguas, pues aunque siendo su duración de ejecución de un día, su instalación y puesta en marcha es fundamental en el día programado. Por otro lado la utilización del CPM es necesaria al igual que en otros proyectos de ingeniería ya que de suyo siempre se tienen retrasos en el tiempo de terminación de obra.

9.- Podemos ver en el análisis de costos que el costo en la instalación del ademe se encarecería bastante, si no se hubiera supuesto que el mismo se utilizare diez veces, sin embargo siempre que su aplicación sea necesaria su requerimiento deberá ser contemplado como la parte más seria e importante en la ejecución de este tipo de obras.

BIBLIOGRAFÍA

1. Day David A., "Maquinaria Para Construcción", LIMUSA, WILEY S A. (México, 1978).
2. Happers & Stubbs, "Handbook Of Heavy Construction ", Mac Graw Hill Co. ,(U.S.A)
3. Nichols Jr. Herbert L. " Movimiento de Tierras ", Editorial CECSA, (México, 1969).
4. Peurifoy R.L., " Métodos Planeamiento y Equipo de Construcción", Ed DIANA (México , 1978).
5. Saad Antonio Miguel, " Tratado de Construcción", Ed. CECSA (México , 1978)
6. DGCOH AL 500-86 " RED PRIMARIA DE ALCANTARILLADO" (DIRECCIÓN GENERAL DE CONSTRUCCIÓN Y OPERACIÓN HIDRÁULICA DDF, México 1986)
7. Sergio Martinez Taboada , Javier Mancebo del Castillo " NORMAS DE PROYECTO PARA OBRAS DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN LOCALIDADES URBANAS DE LA REPUBLICA MEXICANA" IX CONGRESO NACIONAL DE INGENIERÍA CIVIL (Mazatlán Sinaloa México , 1973).