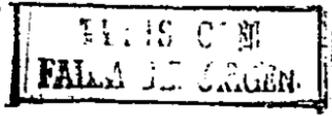


12870115

Universidad Autónoma de Guadalajara

INCORPORADA A LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL



"PROYECTO DE SERVICIOS SANITARIOS DEL CONJUNTO
HABITACIONAL LA REYNA EN AMECA, JALISCO".

TESIS PROFESIONAL

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL

PRESENTA :

MANUEL ENRIQUE GONZALEZ CASTRO

GUADALAJARA, JAL.

1988



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.

I N D I C E

Página

I.- ANTECEDENTES Y NECESIDADES,	1
II.- PLANO TOPOGRAFICO Y LOCALIZACION,	15
III.- ESTUDIOS GEOLOGICOS,	25
IV.- ESTUDIOS DEMOGRAFICOS,	50
V.- PROYECTO DE MANZANAS Y LOTIFICACION,	62
VI.- PROYECTO DE LA RED DE AGUA POTABLE Y DE LA- RED DE DRENAJE,	65
VII.- FUENTE DE ABASTECIMIENTO,	69
VIII.- DESCARGA,	110
IX.- CALCULO DE LA RED DE AGUA POTABLE Y DE LA - RED DE DRENAJE,	122
X.- PROYECTO DE LAS ESTRUCTURAS DE LAS REDES,	200
XI.- CALCULO HIDRAULICO DE LA ESTABILIDAD DE LAS ESTRUCTURAS DE LAS REDES,	222
XII.- REGLAMENTOS Y ESPECIFICACIONES,	251
BIBLIOGRAFIA,	278

I.- ANTECEDENTES Y NECESIDADES

A.- LOCALIZACION DE LA CIUDAD DE AMECA

La ciudad de Ameca se ubica en los 104°03' de longitud oeste y 20°33' de latitud norte, con una altura sobre el nivel del mar de 1250.00 metros, localizándose casi en el centro geométrico del Municipio del mismo nombre, el cual limita con los siguientes Municipios: al norte con los de Etzatlán, Ahualulco del Mercado y Teuchitlán; al Oriente con el último de los municipios mencionados y con el de San Martín Hidalgo; al Sur con este mismo Municipio y los de Tecolotlán y Cuachincingo; y al oeste con el de Guachinango.

El Municipio de Ameca, cabecera de una extensa zona conocida como "Región Ameca", se localiza a su vez en la parte occidental del Estado de Jalisco, con una extensión geográfica de 685 kilómetros cuadrados y una población estimada cerca a los 50,000 habitantes. (figura - No.1).

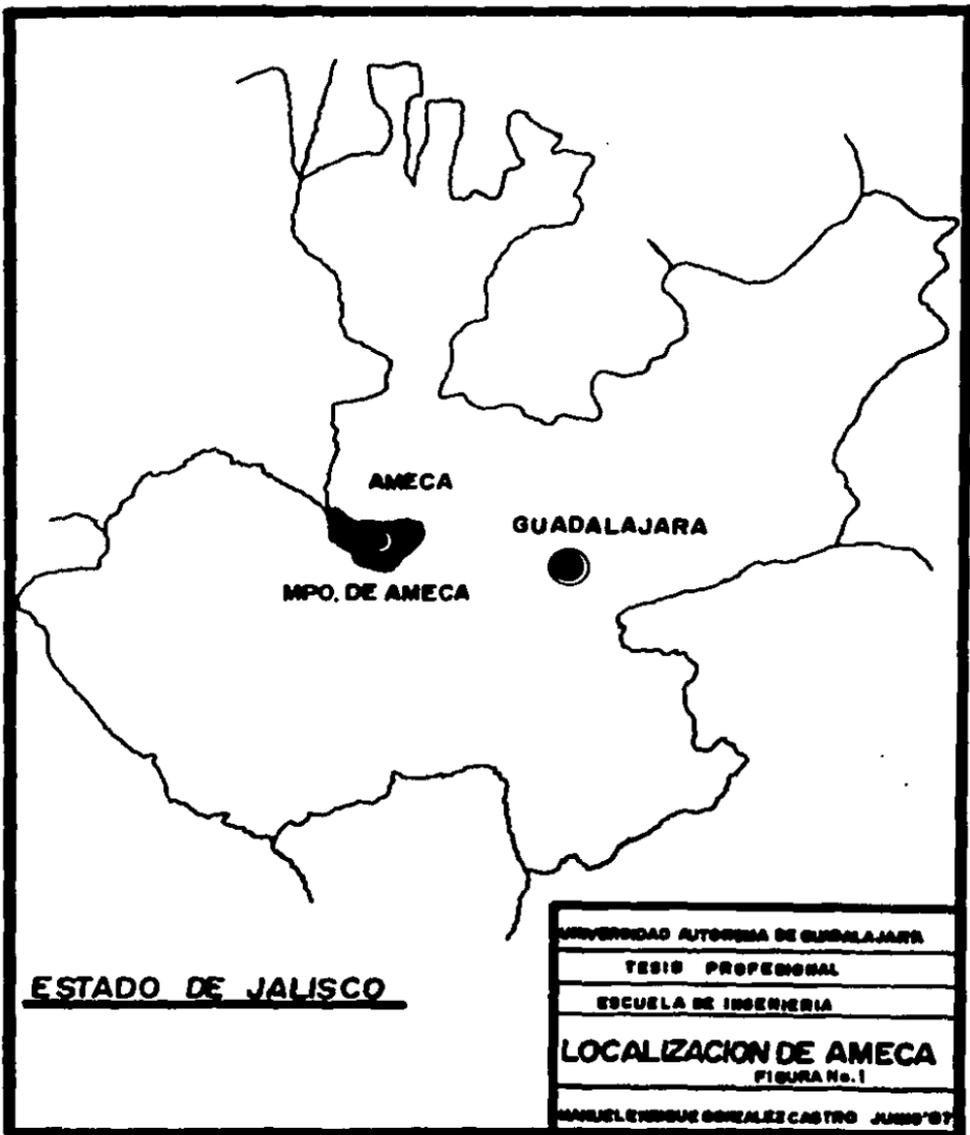
B .- INFRAESTRUCTURA.

a) Red Carretera.

La ciudad de Ameca dista 70 Kms. de la ciudad de Guadalajara y está comunicada con ella mediante una carretera pavimentada que, en un tramo de 29 kms., corresponde a una moderna autopista de cuatro carriles, desde su entronque con la carretera federal No. 15 que va a Tepic, hasta la zona Metropolitana de Guadalajara.

Además se tiene una comunicación con las poblaciones de Cocula, por medio de un camino en parte revestido, y de Guachinango y Mixtlán, por medio de terracerías.

Actualmente se encuentra en construcción la ca-



ESTADO DE JALISCO

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA

TESIS PROFESIONAL

ESCUELA DE INGENIERIA

LOCALIZACION DE AMECA

FIGURA No. 1

MANUEL YRIBARRA GONZALEZ CASTRO JUNIO '87

retera que comunicará a Ameca con las poblaciones de Mascota, Tomatlán, y Puerto Vallarta. Dada la importancia -- que reviste dicha ruta para el movimiento de mercancías -- y de personas, es necesario asegurar que se respeten las servidumbres de paso.

Los accesos carreteros a la población han generado una serie de conflictos entre los cuales se encuentran el ingreso al poblado de la Esperanza, al entronque con la carretera a San Martín Hidalgo, y el área de fábricas y fraccionamientos habitacionales.

Este tramo de tres kilómetros resulta un generador de grandes conflictos viales debido a las constantes interferencias y mezclas indiscriminadas del tránsito local con el tránsito foráneo o directo.

b) Ferrocarril.

Existe en la actualidad, un ramal del ferrocarril del pacífico hacia esta zona, el cual proporciona -- servicio de carga principalmente a los ingenios de Tala, El Refugio y Ameca.

Al norte de Ameca se localiza una estación que actualmente está fuera de servicio, alrededor de la cual se ubican bodegas y silos.

No obstante a que el movimiento ferroviario es en términos generales reducido, durante las épocas de mayor producción, los carros asignados son insuficientes -- para satisfacer la trasportación demandada.

c) Aeropista.

En el área inmediata al entronque del camino a San Martín Hidalgo, se localiza una aeropista en terracerías, que ocasionalmente es utilizada para avionetas fumigadoras.

No existen referencias de que dicha aeropista sea utilizada para el tráfico comercial o de pasajeros.

Dicha aeropista se localiza a 1.450 m.s.n.m. y su longitud es de 800 mts., contando con una superficie revestida de doce mil metros cuadrados; y careciendo de cualquier instalación de aeronavegación.

d) Infraestructura de Riego.

Dentro de lo que se conoce como Distrito de Riego número XIII del Estado de Jalisco, se cuenta con una infraestructura de riego conformada por canales, drenes, bombas, almacenamientos y canalizaciones del Río Ameca, que dentro de una superficie de 5,644 Has. (sólo en el Municipio), cuenta con una capacidad de almacenamiento superior a los 40 millones de metros cúbicos de agua.

Existen además otros cuatro almacenamientos que aprovechan los escurrimientos de los arroyos La Estanzuela, San Ignacio, La Laguna y El Sabino, con una capacidad aproximada de 3.5 millones de metros cúbicos que riegan cerca de 400 Has.

e) Comunicaciones.

La ciudad de Ameca con un servicio eficiente de correos y telégrafos, estando comunicada en forma directa con las principales ciudades del País.

Así mismo cuenta con un servicio telefónico de larga distancia automática, que comprende 1,313 aparatos con 990 líneas conectadas al sistema.

En cuanto a la comunicación comercial, se cuenta con una radifusora en AM, denominada XEED con 1,000 - - watts de potencia. Además, se recibe la señal de la mayor parte de los radifusoras a AM y FM de Guadalajara, así como las estaciones de televisión de los canales 2,5, y 13- de México y el 4 y 6 de Guadalajara.

Se reciben periódicos y revistas de todo el - - País, en especial del Distrito Federal y Guadalajara. Así mismo se difunde un periódico local llamado "La Voz del Valle", que aparece quincenalmente y trata los asuntos regionales.

f) Agua Potable.

La dotación de agua potable para la ciudad de - - Ameca se hace a través de cinco pozos en servicio y uno - - en construcción, cuya capacidad totales de 138 Lts/seg., - - cantidad insuficiente para la demanda que se presenta. -- Además el servicio es irregular y está dado en dos hora- - rios: de once de la noche a ocho de la mañana en ciertas- - áreas, y de ocho de la mañana a ocho de la noche en otras, lo que representa serias molestias para la población.

El servicio es proporcionado principalmente por los pozos 1,2 y 3 ubicados al noroeste de la población. - Los pozos 2 y 3 se conectan al sistema del pozo uno, en - donde se encuentran tanques de almacenamiento con capaci- - dad para 1,500 mts.³, es decir una capacidad de reserva - de seis horas para una población superior a los 30, habi-

tantes. El pozo cuatro no tiene tanque de almacenamiento, por lo que se conecta directamente a la red, proporcionando el servicio en la parte oriente de la ciudad.

El pozo cinco, posee un tanque elevado de 15 -- mts. de altura y con una capacidad de 35,000 lts. para auxiliar el servicio en la parte poniente de la ciudad.

En resumen, la capacidad del Sistema de Pozos - de Agua Potable en Ameca es la siguiente:

Pozo	Ademe	Consumo	Motor	Profundidad
1	10 pulgadas	30 Hs./segundo	40 Caballos	220 mts.
2	10 pulgadas	26 Hs/segundo	30 Caballos	200 mts.
3	10 Pulgadas	26 Hs/segundo	40 Caballos	200 mts.
4	10 Pulgadas	30 Hs/segundo	50 Caballos	220 mts.
5	10 Pulgadas	26 Hs/segundo	30 Caballos	195 mts.

Independientemente a este sistema, se encuentran otros tres pozos, uno en construcción en el barrio de la - otra Banda y otros dos de uso particular ubicados en el -- cuartel militar y en las bodegas de una compañía refresque - ra, cuya capacidad se desconoce.

Aunque los pozos trabajan las 24 horas, con lo - que teóricamente proporcionarían un gasto de 11,000 mts.³- al día, suficiente para toda la población, la falta de - - presión suficiente en las tuberías y las malas condiciones de operación debidas a la antigüedad originan muchas deficiencias en el servicio.

Además, es importante señalar que el agua se bombea directamente a la red sin tratamiento alguno, por lo - que se presentan índices de contaminación muy marcados que

causan un gran número de enfermedades gastro-intestinales en la población.

En el poblado de La Esperanza, el abastecimiento es similar, ya que se obtiene mediante un pozo ubicado a corta distancia de la ribera norte del Río Ameca y se bombea directamente a la población, si bien para algunos casos existe un tanque elevado localizado al Sur de la localidad, junto a la carretera.

En lo que respecta a la red de distribución el terreno es tan plano que ofrece pocos problemas para su tendido y sólo alrededor del banco de nivel 3 (Barrio Alto, la Ciénega y Loma del Pipila), es necesario bombear el agua; lo complicado de la traza urbana dificulta la dotación del servicio, provoca pérdidas de presión y fugas en la red de distribución por las conexiones y quiebres necesarios.

Existe un proyecto de complementación, rehabilitación y mejoramiento del servicio, que propone un área para suministro del servicio de 640 has., suficiente para soportar una población de 63,000 habitantes, con una dotación promedio de 200 lts./hab. (12'600,000 Hs/día).

Dicho proyecto contempla los siguientes puntos como principales:

- El proyecto se hará sobre un área de 640 has., incluyendo las ya urbanizadas, y la reserva se determinará de acuerdo a condiciones naturales, artificiales y sociales, que determinará un Comité Consultivo que se creó para consulta y soluciones de dicho proyecto.

- Dicha área sería para cubrir una demanda a -- quince años para abastecer una población aproximada a -- 63,000 habitantes.

- La obra se realizará con crédito otorgado por BANOBRAS para implementar y complementar los servicios de agua potable, drenaje y alcantarillado que incluiría aumento de las fuentes de obtención, planta de tratamiento, tanques de almacenamiento, redes de abasto y desecho, colectores y planta de tratamiento, con la condicionante -- que de no hacerse la planta de tratamiento, no se otorga el crédito.

- Las cuotas que pagarían los usuarios serían tres veces mayores que las actuales para pagar las obras.

- El Comité Técnico Consultivo quedó instalado el 23 de octubre de 1982, por las siguientes personas:

- . El Presidente Municipal.
- . El Director de Obras Públicas.
- . Representantes de la Dirección General de los Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado de SAHOP.
- . Residente de Agua Potable en Jalisco.
- . El Contratista
- . Representantes del equipo de Planeación Urbana SAHOP - DPUEJ.

Hasta ahora, dicho comité no ha tenido otra sesión; se ha ce notar la falta de un representante de la SARH.

g) Drenaje y Alcantarillado.

El tipo de sistema de alcantarillado utilizado por la ciudad de Ameca es mixto, predominantemente de -- aguas negras, y está conformado por albañales, registros- y colectores que sirven solamente a un 70% de la pobla--- ción, quedando sin servicio de drenaje las siguientes - - áreas, localizadas en la periferia:

- Poblado La Esperanza.
- Barrio de la Ciénega.
- Barrio de los Angeles.

Recientemente se puso en servicio el colector - "Oriente", para aguas pluviales, el cual desemboca en el Rfo, junto al puente de ingreso a la población y ocasiona problemas de contaminación.

La descripción de colectores es la siguiente:

- Colector Oriente-Norte; es un colector de - - aguas pluviales y conforma un primer sistema de alcantari llado, para aliviar las áreas inundables que se concentra ban en la confluencia de las calles Independencia, Absolo y 5 de Mayo, sin que con esa medida se haya podido evitar el acceso de las aguas broncas que corriendo de norte a - sur llegan por la calle Republica hasta el centro de la ciudad. Descarga directamente al Rfo, junto al puente de ingreso.

- Colector Banda Norte; corre a partir del puen te de ingreso y paralelo al Rfo Ameca en el sentido de la corriente. Da servicio aun gran área de la población y -- aparte del Ingenio (aunque este canaliza una porción de - las aguas hacia un canal que corre más al norte y que se utiliza para regar ciertas áreas río abajo). Descarga unos 500 mts. río abajo del Ingenio, sin tratamiento alguno.

Se registran en forma importante 5 corrientes - de aguas broncas que afectan con sus aguas a la ciudad, - tres al norte y dos más que llegan al sur, siendo el caso más crítico el representado por las corrientes del norte, las cuales urge terminar de canalizar, ya que solamente - se ha intentado canalizar una.

- Colector Banda Sur; actualmente esta fuera de operación por la construcción del puente sobre el Río Ameca. Dará servicio a toda la parte sur de la ciudad. Corre paralelamente al río y desemboca, también sin tratamiento, en el mismo punto que el de la otra Banda.

Como no existe un sistema de tratamiento para - las aguas negras, éstas se vierten directamente al Río, - unas dentro de su tramo urbano, y otras río abajo. Esto - conduce a que el índice de contaminación de las aguas del río, utilizado posteriormente para riego, vaya en aumento.

En las áreas sin servicio, existen algunas fosas sépticas que contribuyen a contaminar el agua del subsuelo, ya que de aquí se obtiene el agua para su uso doméstico e industrial y se distribuye igualmente sin tratamiento.

Sin embargo, se trabaja sobre el proyecto para el sistema integral de agua potable, drenaje y alcantarillado, con las características señaladas ya anteriormente.

C.- EL TERRENO

El terreno de este conjunto habitacional anteriormente era utilizado para la agricultura, que era la - fuente de vida de muchos campesinos de esta ciudad, pero hoy en día, viéndose en la necesidad urgente de viviendas

por el incremento tan acelerado de la ciudad de Ameca, se ha decidido fraccionar dicho terreno.

Es por eso que día a día el Estado y la Nación-- misma, urgentemente está resolviendo el problema habitacional y tratando de perfeccionar lo ya establecido, creando para ello instituciones como INFONAVIT, siendo esta -- institución la que financia el conjunto habitacional "La-Reyna", Foviste e inclusive empresas particulares, que -- haciendo un gran esfuerzo han ido resolviendo el problema habitacional, buscando nuevas formas de construcción tratando de hacer unidades habitacionales como la de La Reyna, haciendo lo más posible elaborar las cosas en forma seriada, obteniéndose más rápido su construcción que construyéndolas por separado.

El problema habitacional, es uno de los mayores retos que afronta el país hoy en día por el continuo crecimiento de la población, debido a que tras ésta crece a un ritmo geométrico, la habitación lo hace a un ritmo -- aritmético.

Sin embargo el problema principal que afronta -- estos tipos de construcciones es dotarlos de infraestructura urbana, como es el servicio de Agua potable, Alcantarillado, entre otros.

Además existe otra limitante tanto en capacidad como en volumen de infraestructura básica urbana. Sin embargo un problema de dichos fraccionamientos es la introducción del abastecimiento de agua potable en estas unidades habitacionales.

Este problema lo están resolviendo los Consejos de Colaboración Municipal, que ha sabido regular y propor

cionar los servicios carentes a estas zonas.

Considerando que el agua es el elemento esencial por naturaleza que mayor importancia tiene es la vida del hombre, y que por lo tanto los nuevos fraccionamientos deben de estar dotados adecuadamente para satisfacer las necesidades de cada vivienda, se pretende por medio de este proyecto contribuir a la solución de uno de los problemas que existen: En dotar de agua potable y drenaje a cada una de las viviendas de la unidad habitacional; no exponiendo métodos nuevos o sistemas desconocidos, sino simplemente los que por ser funcionales y económicos se han estado utilizando y aceptando en nuestro medio habitacional.

Uno de los problemas que existen en esta localidad de Ameca es que la mayor parte del terreno es ejidal, como son:

- a) Propiedad Privada 7,000 has.
- b) Propiedad Federal, Estatal y Municipal (aprox.) 3,484 has.
- c) Propiedad ejidal (aprox.) 58,089 has.

Como se puede apreciar que la propiedad privada es poca y el crecimiento urbano no se detiene, se tienen que establecer normas y determinar las reservas del suelo conforme crece el problema, para evitar de esta manera la utilización inadecuada de los potenciales y capacidades del uso del suelo.

Se tiene que considerar a la reserva territorial normativa a la acción de incorporar suelo rural y sub-urbano al proceso de urbanización, como indicativa en el campo de propiedad y como inductiva en la regularización

de la tenencia de la tierra, de acuerdo al Plan Nacional-
de Desarrollo Urbano y el Plan Estatal de Ordenación y --
Regularización de los Asentamientos Humanos.

11.- PLANO TOPOGRAFICO Y LOCALIZACION

A) TOPOGRAFIA DEL VALLE DE AMECA.

El Valle de Ameca presenta diferentes formaciones topográficas: se encuentra delimitada al norte, por el partaguas de la subcuenca del Río Ameca, comprendiendo los cerros El Trigo con una altura de 2100 m.s.n.m.; Los Pericos con una altura de 2000 m.s.n.m. y el Cerro Grande de Ameca con una altura de 2500 m.s.n.m.

La ciudad de Ameca se ubica en las tierras bajas del Valle, con una altura de 1232 m.s.n.m., está circundada por terrenos que en general presentan pendientes dominantes de 5% por lo que los desniveles de terreno son predominantemente reducidos.

A partir del cauce del Río Ameca el terreno presenta ligero ascenso en las direcciones norte y sur.

De acuerdo a sus características particulares, el área donde se encuentra ubicada la población de Ameca presenta problemas para la construcción de la instalación para los servicios públicos básicos de agua y alcantarillado, debido a las bajas pendientes mencionadas.

Hacia la parte norte de la zona urbana, predominan terrenos con pendientes máximas de 5%; mismas que continúan hacia el noroeste y nor este, de lo que se desprende una continuidad topográfica a toda esta zona.

Rumbo al sur y sur este, hasta las cotas 1250 m.s.n.m. y 1260 m.s.n.m., Se ubican terrenos que presentan similitud con los anteriores descritos, después de los cuales y en especial hacia el suroeste, la pendiente del terreno aumenta, llegando hasta encontrar pendientes máximas del-

45%.

Por lo que respecta a la zona ubicada al este del área urbana, las pendientes del terreno llegan hasta un 15% - - siendo predominantes aquellas que se ubican dentro de un rango que va del 0 % al 2%.

Los terrenos ubicados al oeste de la mancha urbana, en términos generales tienen pendientes máximas de 5%, predominando los que van de 0 a 2%.

Finalmente, entre la cota 1266 y el Río Ameca, se registra una amplia zona que presenta riesgos de inundación - por ser demasiado plana y encontrarse a un nivel similar - al río, mismo que en tiempo de lluvia presenta grandes avenidas.

B) HIDROLOGIA DEL VALLE DE AMECA

Se localiza en la región hidrológica de Ameca, la cual tiene como ríos principales: Atenguillo, Mascota y Talpa, - que desembocan aguas abajo en el Río Ameca.

Además de presentarse una precipitación pluvial promedio calificada como buena (864 mm.), favorecen la formación de puntos de infiltración, particularmente en el norte de la población, donde se presenta un área de concentración de aguas subterráneas, que en un futuro se podrán disponer para el uso doméstico.

El Río Ameca nace en la Presa de la Vega (ésta con capacidad de 44 millones de m³), localizada en el Municipio de Teuchitlán, el Río San Martín y el Arroyo de Santiago, - son las únicas corrientes existentes en el área de estudio que conducen agua todo el año.

Por último, la conformación orográfica de la parte norte y sur del valle, hacen que un gran número de escurrimientos viertan sus aguas al Río Ameca en épocas de lluvia, causando desbordamiento de sus aguas en sus márgenes; tales desbordamientos no afectan el área urbana de Ameca, ya que éstos presentan aguas abajo de la citada ciudad, la que sí es afectada por el paso de algunos de estos escurrimientos, causando problemas de contaminación y del tránsito vehicular, aparte de las inundaciones propias de las grandes avenidas de agua causada por éstos.

c) Climatología del Valle de Ameca.

De acuerdo a la clasificación de climas realizada por Koppen y modificada por E. Garcia, el clima de Ameca se considera semicálido por su temperatura y subhúmedo por su grado de humedad, todo lo cual ha favorecido en gran medida el desarrollo de las actividades agrícolas.

Los factores naturales de los que se derivan -- las condiciones climatológicas para Ameca son los que a continuación se relacionan:

- Temperatura:

La media anual es de 21.3°C muy adecuada para cualquier tipo de actividad y desarrollo, la máxima promedio es de 30°C y la mínima promedio de 11.9°C.

Los valores extremos máximos se presentan durante los meses de Junio y Julio y los mínimos de Diciembre a Febrero.

El antecedente de temperatura máxima extrema es de 39.6°C. y se presentó en el mes de Mayo del año 1929; - la mínima extrema, fué de 10°C y ocurrió en el mes de Febrero del año 1930.

- Precipitación Pluvial.

La media anual es de 864 mm, concentrados principalmente de Junio a Septiembre, meses en que se presenta el 80% del total anual. La máxima equivalente a 1094.8 mm. y la mínima anual a 622.0 m.

La lluvia del año más abundante se presentó en el año de 1949.

La lluvia máxima promedio a 24 horas es de 39.7 mm., sin embargo se han presentado máximas de 97.4 y 85.0 en los meses de Junio y Mayo, respectivamente.

- Vientos.

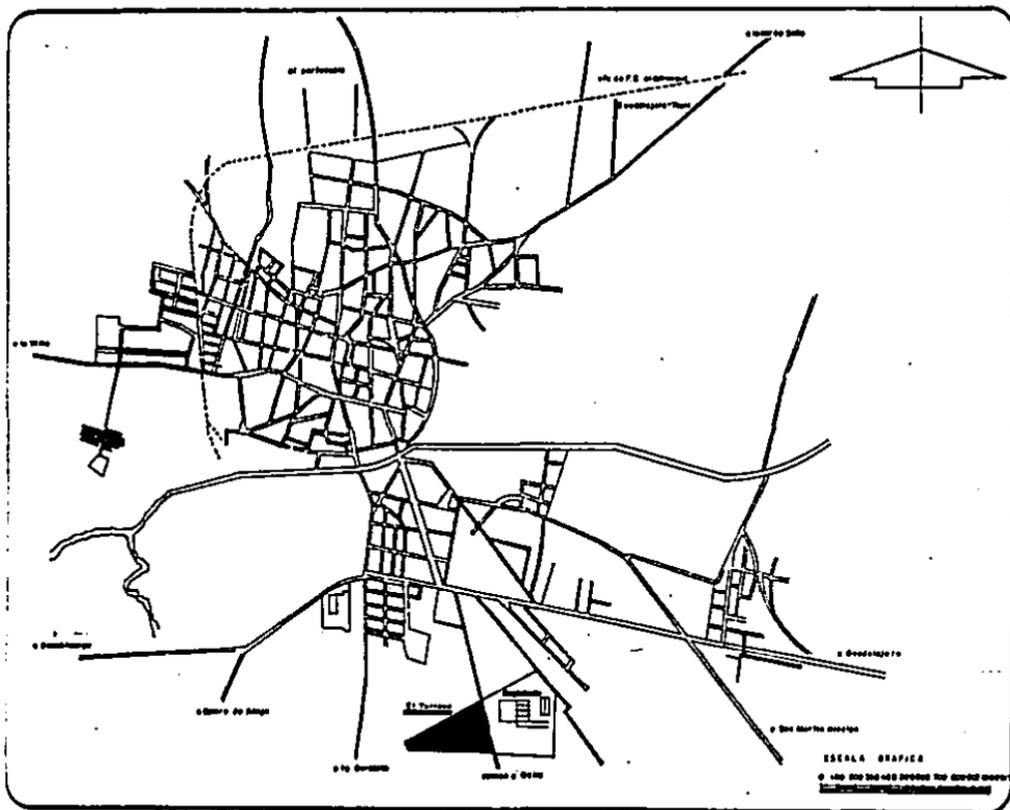
Los vientos dominantes se dan durante todo el año con dirección sureste y velocidad promedio de 8 Km/hr. (2.22 m/s.).

- Granizadas y Heladas.

Según la fuente DETENAL, para la zona de estudio se tienen considerados de 0 a 2 y de 0 a 20 días anuales de granizadas y heladas, respectivamente.

D) Localización del Terreno.

El tercero está ubicado al sureste de Ameca, Jal., sobre el camino a Quila y/o San Ignacio, frente a las ins



universidad
autonoma
de
guadalajara

conjunto
habitacional
la Reyna

localización
del terreno

MARCEL ENRIQUE GONZALEZ CASTRO

TESIS PROFESIONAL

FIGURA No. 2

ESUELA DE INGENIERIA JUNIO 1967

talaciones de la Secretaría de la Defensa Nacional (Lámina No.2), que de acuerdo al Plan General urbano de Ameca, el predio se localiza dentro de un área de reserva urbana (RU-5) para habitación de media densidad, favorable al uso habitacional tipo popular de una densidad máxima de 60 viviendas/has.

Este fraccionamiento de tipo popular consta con una superficie de 8.9788 hectáreas, con 507 lotes para vivienda de los trabajadores del Sindicato de la Industria Azucarera y Embotelladores afiliados al INFONAVIT.

Es necesario hacer un estudio previo que nos satisfaga las necesidades particulares que se requieren para la construcción del fraccionamiento tipo habitacional y efectuando las siguientes investigaciones como: Datos topográficos, Localización, Nivelación, Levantamiento topográfico.

a) LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO.

El levantamiento topográfico es el primer estudio por realizar en cualquier obra, porque mediante esto se obtienen todas las características del terreno como: Superficie, figuras geométricas, configuración, posición y en casos de localización de calles y lotificación existente.

Después de tomar todos los datos del terreno se hace el plano geoméricamente igual al terreno y referenciando al Norte magnético. Dichos planos deberán tener los datos necesarios para situar los puntos más importantes dentro y fuera del terreno.

Para este tipo de terreno la forma del levanta-

miento del terreno se utilizó procedimientos taquimétricos y para la nivelación el nivel fijo.

Se llama nivelación a la diferencia de altura o determinación de cotas de los puntos del terreno.

Las nivelaciones se pueden hacer de diferentes tipos. Menciono algunos:

Nivelación directa o topográfica.- Como su nombre lo indica, se nivela directamente.

Nivelación indirecta.- Esta nivelación se subdivide en dos:

a) Nivelación Barométrica.- Esta nivelación está basada en la medición de la presión atmosférica que -- cambia según las alturas de los lugares. Al nivel del mar la presión vale 76.2 cm. de columna de mercurio a 0°C y - 45° de latitud. Para la nivelación barométrica se emplea:- Barómetro de mercurio, aneróide, termo barómetro o hipso-métrico.

La nivelación barométrica se emplea donde no se requiere mucha presión.

b) Nivelación Trigonométrica.- Por este sistema los desniveles se obtienen mediante la trigonometría, con los datos medidos de ángulos y distancias: estas distancias pueden ser cortas (menores de 1,500 mts.) y largas - (mayores de 1,500 mts.).

La nivelación directa es la que se efectúa por medio de aparatos llamados niveles, de los cuales existen

de varios tipos que son:

- 1.- Nivel de albañil
- 2.- Niveles fijos o topográficos
- 3.- Nivel de mano.

Los métodos de nivelación para niveles directamente son dos:

Nivelación diferida.- Tiene por objeto determinar la diferencia de nivel entre dos puntos, generalmente bancos de nivel.

Nivelación de perfil.- Un estudio topográfico de proyecto se desarrolla bajo los siguientes puntos:

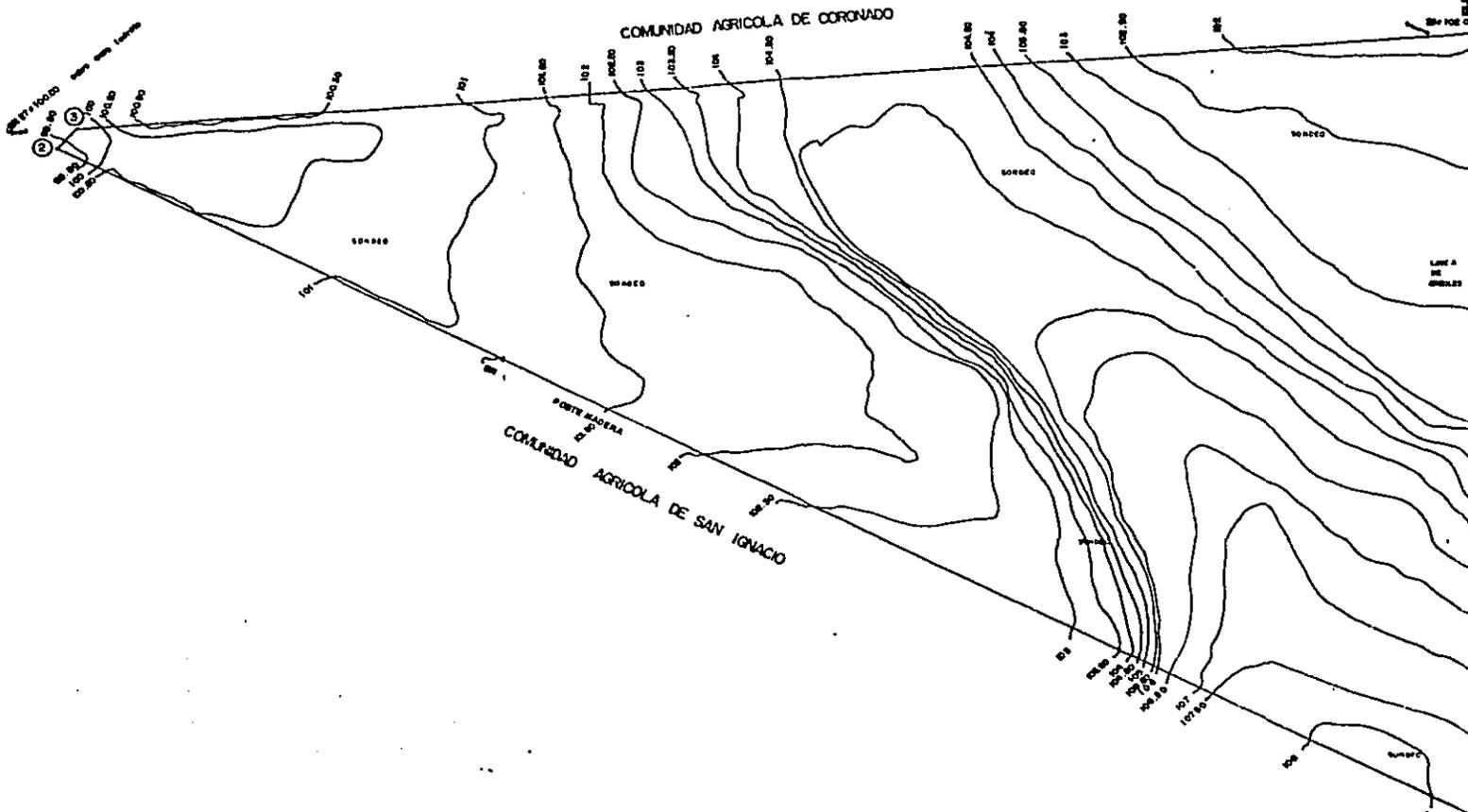
1.- Nivelación.- Para la nivelación se hizo un reconocimiento detallado del terreno, estableciendo primero los bancos de nivel, en una distancia necesaria entre ambos. Dichos bancos quedaron bien localizados y colocados en puntos fijos con una marca. Se registró el procedimiento tantas veces como fué necesario hasta tener un - - error aceptable.

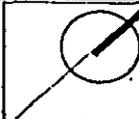
La nivelación se toma por la ruta posible colocando el aparato en un punto fijo, y se toman las lecturas de otras: en seguida ese punto del aparato se toma el punto adelante tomándose la lectura y así continúa sucesivamente.

2.- Levantamiento de la Poligonal.- Para hacer el levantamiento topográfico de la poligonal se utilizó el método de conservación de azimut, ya que éste método se emplea para cualquier clase de polígono.

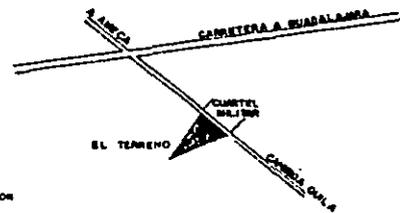
La forma en que se realizó es la siguiente:

Con el anteojo es la posición directa, se orienta el aparato en primer vértice (magnéticamente o astronómicamente) para medir con el vernier el azimut del primer lado. Después conservando esta lectura en el vernier, se traslada el aparato al punto siguiente y a la vez el de atrás en posición inversa, queda el anteojo en posición directa, y así se logra que el aparato quede en posición paralela en la que tuvo el punto anterior, o sea que el cero quede otra vez orientado al norte, y dejando ahí fija la graduación (movimiento general apretado) se afloja el tornillo del movimiento particular y puede medirse el azimut de la segunda línea con el vernier. Así se continúa el procedimiento recorriendo todos los vértices ordenadamente.





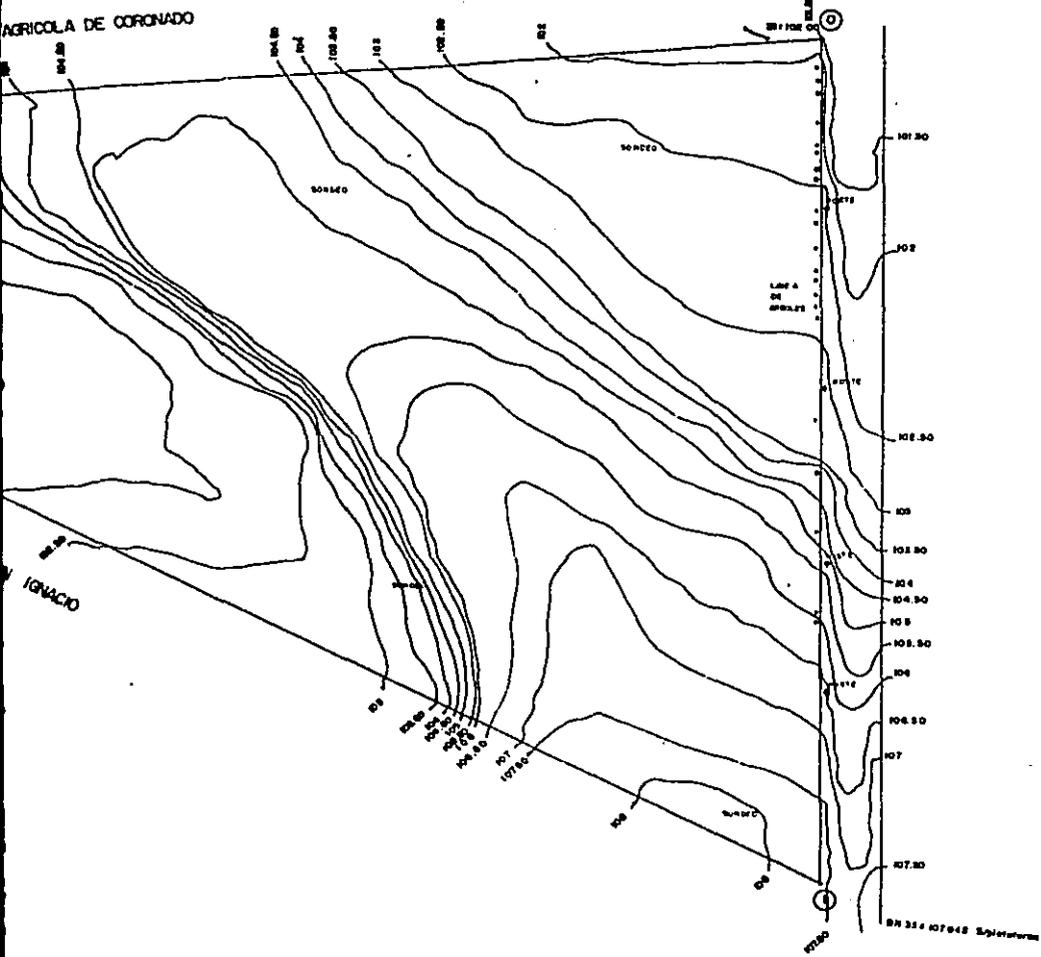
ESCALA GRAFICA



LOCALIZACION

PEDRO DEDICADO "LA REINA" EN AMECA MUNICIPIO DE AMECA JALISCO. SUPERFICIE DE 89 700.76 M.

I	DIR. ANG.	SEN	COS	S'	S''	P	Q	R	S
1	331.87	.824	.5696		318.72	125.81		103.28	-213.72
2	340.20	.9682	.2640	66.80		668.88		488.18	-214.77
3	347.07	.9216	.3876	8.80		4.10		488.08	-308.17
4	357.07	.8270	.5626	208.17		488.08		0.00	0.00



UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA	LAVINA No
TESIS PROFESIONAL	3
ESCUELA DE INGENIERIA	
UNIDAD: LA REINA	UNIVERSIDAD: AMECA, JALISCO
ESCALA: 1:1 000	
PLANO DE TOPOGRAFIA	CONTAS INDICADAS
MANUEL ENRIQUE GONZALEZ CASTRO	FECHA: AÑO DE 1987

III.- ESTUDIOS GEOLOGICOS

A.- ESTUDIOS GEOLOGICOS DEL VALLE DE AMECA.

Como antecedente se puede mencionar que la estructura geológica de la región se caracteriza por su formación de domos y derrames lávicos, siendo la mayor parte de éstos, formaciones de rocas ígneas que han dado lugar a una topografía irregular llena de fracturas.

Los afloramientos rocosos que presenta la región se clasifican en: Rocas Ígneas, Rocas Sedimentarias y Sue los Aluviales.

Las Rocas Ígneas que predominan en la Región, - están formadas por la consolidación de un magma fluido a una cierta profundidad bajo la superficie terrestre y en la región aparecen distribuidas en la siguiente forma pre dominante:

Los basaltos y los granitos se localizan en la porción sureste, en las partes bajas del Cerro del Espino del Diablo y en las faldas del Cerro Grande de Ameca, - así como en la franja norte del área de estudio, en la -- mayor parte de los Cerros El Trigo y los Pericos.

En cuanto a las rocas sedimentarias, éstas se - han formado por el transporte, depósito y consolidación - de materiales, producto de la actividad de los agentes de la erosión sobre las rocas preexistentes; por precipita-- ción química o por una combinación de ambas.

Esta clasificación rocosa se encuentra en el su reste de la localidad, conformando una franja en dirección norte-sur y en las tierras semi-bajas, abarcando desde el sureste hasta el suroeste.



LOCALIZACION DEL RIO

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA

TESIS PROFESIONAL

ESCUELA DE INGENIERIA

FIGURA No. 4

MANUEL ENRIQUE GONZALEZ CASTRO JUNIO 1987

Finalmente, los suelos aluviales son depósitos-resultantes de la erosión de rocas cuyas partículas y fragmentos han sido transportados por los ríos y se encuentran en las partes bajas del Valle de Ameca.

Las rocas descritas anteriormente ofrecen ventajas y desventajas a la urbanización y edificación. En general, las rocas ígneas de la Región son más densas, estables y resistentes al esfuerzo, que las sedimentarias y los suelos, pero por lo mismo también más difíciles y costosas de trabajar en las obras de introducción de la infraestructura básica.

Por otro lado, el Valle de Ameca es una zona estable y fuera de problemas relativos a desplazamientos geológicos, ya que las fracturas observadas de su corteza, se presentan en las áreas montañosas incluidas en el área de estudio, las cuales se consideran débiles e inestables.

En lo que se refiere a fracturas y fallas que se ubican en esta zona, no se conoce el grado de afectación que podrían tener sobre los asentamientos humanos.

B.- ESTUDIOS GEOLOGICOS DEL TERRENO.

El estudio geológico del terreno se divide en:

a).- TRABAJOS DE CAMPO.- El sub-suelo del lugar, está formado por aluviones depositados por el río Ameca que se localiza a 1 Km. aproximadamente. Se presentan también depósitos más recientes producto del arrastre al reventar se la presa San Ignacio hace 20 años, inundando la zona -

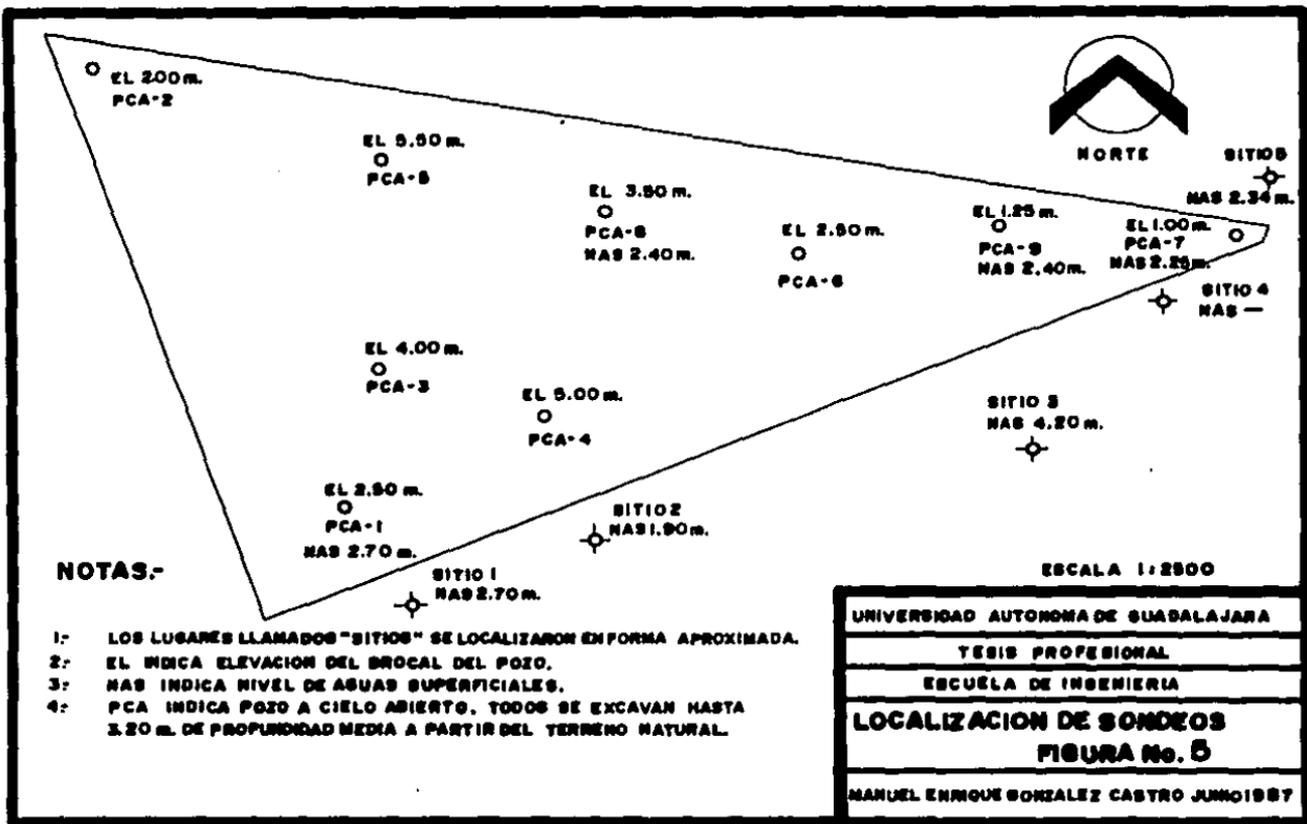
oriente del predio, donde se presentan superficialmente - boleos y gravas véase figura No.4.

Dentro del área en estudio, se localiza un canal de riego y un escalón que provoca un desnivel en el terreno de 1.0 m. aproximadamente.

Fuera del predio, en la cercanía de su límite - Sur se localizaron 5 pozos excavados para extraer agua -- del sub-suelo, los cuales se denotan como "sitios", cuya localización y profundidad de su espejo de agua se presentan en la figura No.5.

En el sitio 3, el pozo no estaba ademado, pudiendo detectar los estratos que forman el sub-suelo hasta una profundidad de 6.50 m. medidos respecto al nivel - del terreno natural. Se encontró una capa de suelo vegetal de 0.20 m. y abajo, se localiza una capa de 1.75 m. - de espesor de un aglomerado de boleos de hasta 25 cms. de diámetro, gravas mal graduadas y arena de media a fina empaçada en arcilla seca de alta plasticidad café rojizo;-- todas las partículas son redondeadas.

Subyaciendo, se encontró un estrato de 2.10 m. - de espesor de arcilla arenosa café de plasticidad media, - muy firme abajo de éste estrato se presenta un estrato -- con una potencia de 1.20 m. de arena y gravas redondeados, mal graduados con trazas de arcilla café claro. Finalmente se detectó un limo de baja plasticidad, con baja resistencia al estado seco, sumamente liviano y que permite 1m. de corte vertical estando sumergido. El nivel de aguas superficiales se encontró a 4.20 m. de profundidad. Es importante hacer notar que todos los estratos son muy firmes y compactos véase figura No.6.



NOTAS.-

- 1: LOS LUGARES LLAMADOS "SITIOS" SE LOCALIZARON EN FORMA APROXIMADA.
- 2: EL INDICA ELEVACION DEL BROCAL DEL POZO.
- 3: MAS INDICA NIVEL DE AGUAS SUPERFICIALES.
- 4: PCA INDICA POZO A CIELO ABIERTO. TODOS SE EXCAVAN HASTA 3.20 m. DE PROFUNDIDAD MEDIA A PARTIR DEL TERRENO NATURAL.

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA
TESIS PROFESIONAL
ESCUELA DE INGENIERIA
LOCALIZACION DE SONDEOS
FIGURA No. 5
MANUEL ENRIQUE GONZALEZ CASTRO JUNIO 1987

NAS-NIVEL DE AGUA
SUPERFICIAL.

S I M B O L O G I A



ARCILLA



GRAVA



ARENA



LIMO



MATERIA ORGÁNICA

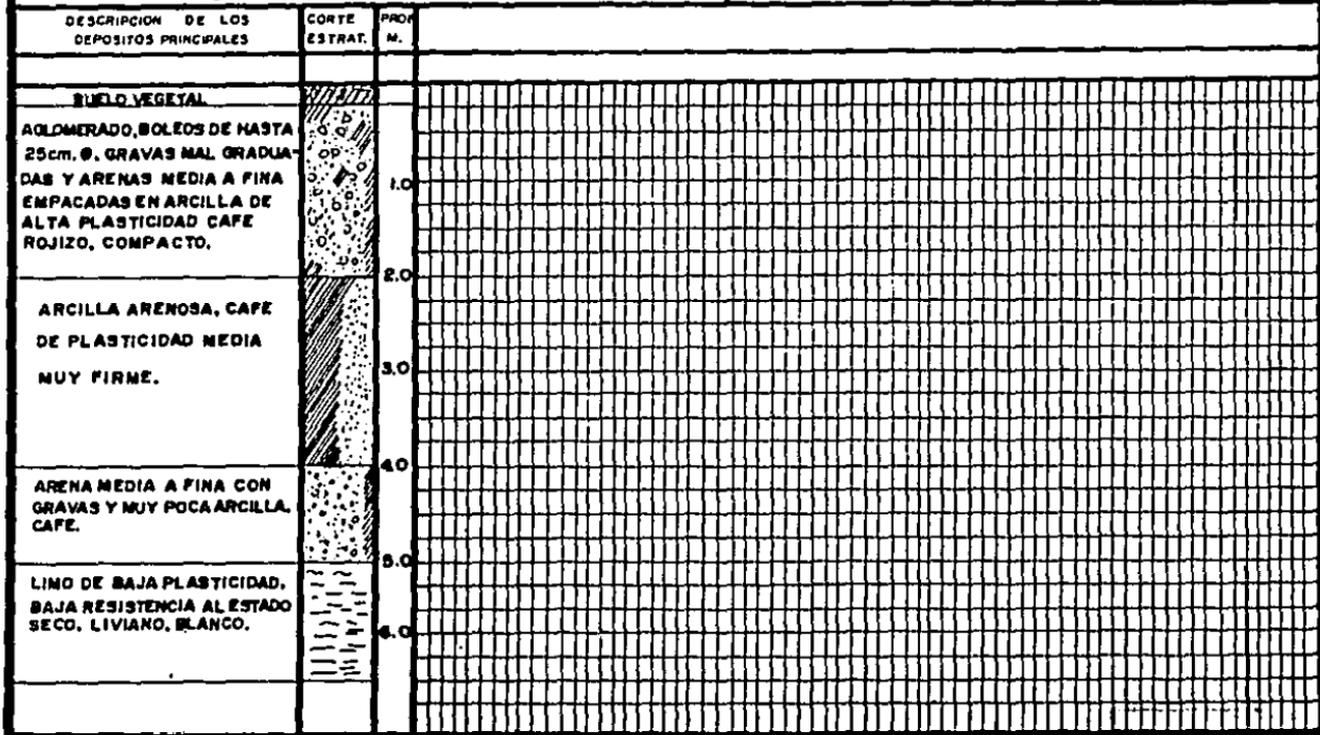
UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE GUADALAJARA
TESIS PROFESIONAL
ESCUELA DE INGENIERIA
MANUEL ENRIQUE GONZALEZ CASTRO
JUNIO 1987

SONDEO No.

SITIO 3

FIGURA No.

6



Tomando como base la información anterior, se programó la exploración de campo para obtener muestras del suelo.

Se perforaron 6 pozos con penetración estándar hasta una profundidad promedio de 0.60 m., detectándose suelos arcillosos y arenas con boleo en los cuales el número de golpes no resulta representativo; por lo que se optó por realizar pozos excavados a cielo abierto, los cuales se llevaron hasta una profundidad de 3.20 m. medidos con respecto al nivel del terreno natural. La localización de estos sondeos, se presenta a la figura No.5. La consistencia de los suelos cohesivos (arcillas) y la compactidad en arenas y aglomerados de boleos, grava, arena y arcilla se estimó en cada uno de los sondeos cuyos perfiles estratigráficos se presentan en algunos casos como en las figuras 7,8, y 9.

A medida que se procesaba la excavación de los pozos se determinó en el lugar el peso volumétrico de los suelos mediante el cono de arena, según norma ASTM referencia 1. Los valores obtenidos se presentan en las tablas 1 y 2.

b).- TRABAJOS DE LABORATORIO

Sobre las muestras obtenidas de la exploración de campo se realizaron las siguientes pruebas de laboratorio.

- Contenido natural de agua
- Granulometría por mallas, lavando la muestra por la malla 200.
- Límites líquido y plástico.

- Contracción lineal según norma SOP.
- Densidad de sólidos.
- Peso volumétrico natural por inmersión.
- Angulo de fricción en reposo en arenas según referencia 3.
- Peso volumétrico seco máximo y contenido de agua óptimo, según norma SOP.
- Valor relativo de soporte y porcentaje de expansión según norma SOP.
- Peso volumétrico seco mínimo, según norma SOP.

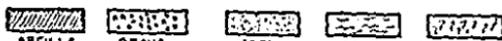
Todas las pruebas, excepto las indicadas, se efectuaron de acuerdo a las normas ASTM Ref.1.

Tomando como base los resultados, se calcularon la relación de vacíos, grado de saturación, consistencia relativa y compacidad relativa donde el peso volumétrico-seco máximo en algunos casos, se estimó a partir de las correlaciones dadas por la Ref.5.

Los resultados obtenidos se presentan a las tablas 1 y 2.

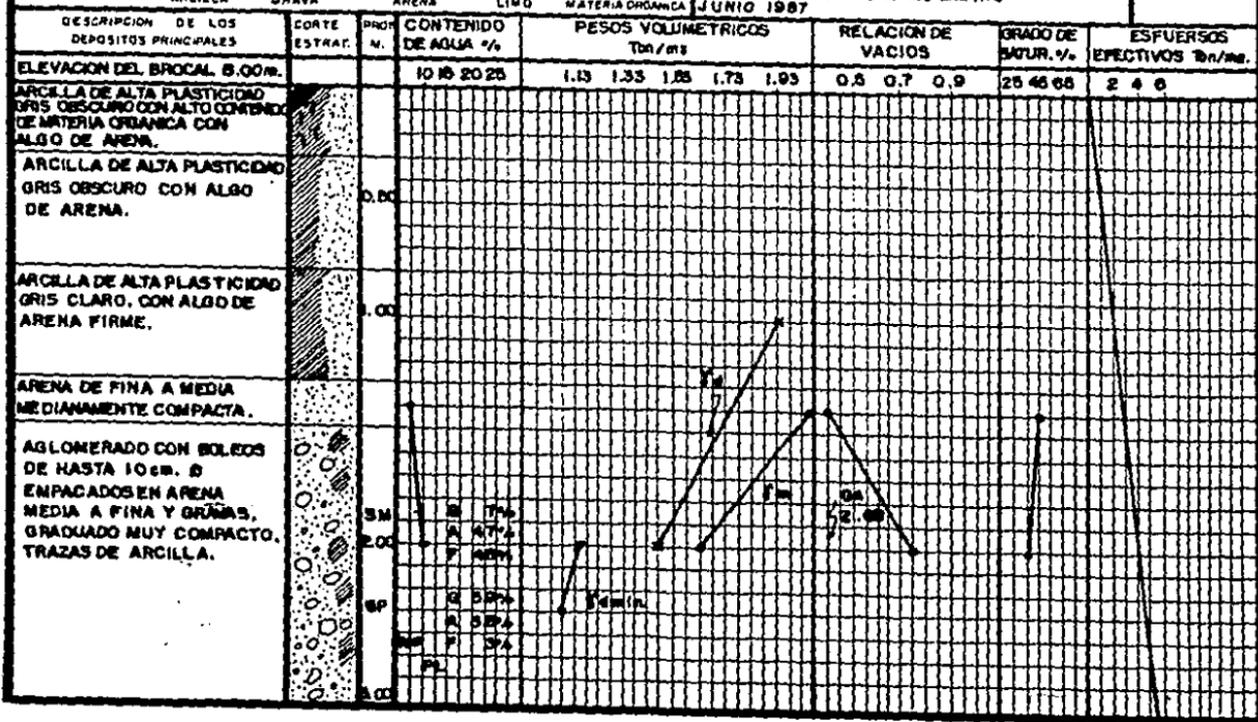
La consistencia de las arcillas encontradas formando estratos de suelo, así como las arcillas que constituyen la matriz de los aglomerados, es de firme a muy firme y se encuentran precolindadas, probablemente por secado. Considerando la relación entre la cohesión, índice plástico y carga de preconsolidación dada por Skempton y Bjerrum, Ref.6 puede considerarse que la carga de preconsolidación de tales suelos varía de 5.8 a 1.3 Kg/cm^2 siendo 3.8 un valor promedio representativo, por lo que para presiones menores de 13 Ton/m^2 , los asentamientos serán despreciables.

S I M B O L O G I A



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE GUADALAJARA
 TESIS PROFESIONAL SONDEO No. _____
 ESCUELA DE INGENIERIA
 MANUEL ENRIQUE GONZALEZ CASTRO PCA-2
 JUNIO 1987

FIGURA No.
 7



La compactación relativa de los suelos granulares, se estimó en 65% como mínimo. Algunas de sus curvas granulométricas se presentan a la Figura 10.

RESULTADOS DE PRUEBAS DE LABORATORIO

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA

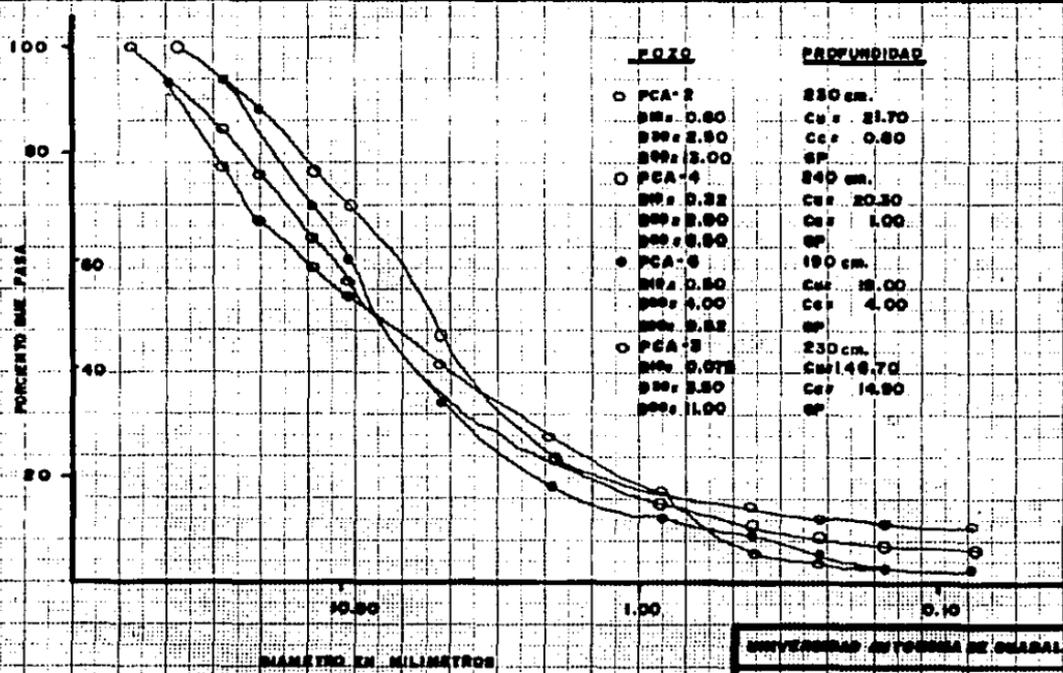
TABLA I

No	PROF. cm.	CONTENIDO DE AGUA %				S U L	PRIVALEMETRIA			Ls %	PESOS VOLUMETRICOS Kg/m ³ .				EXP. %	F _R %	G _s	e	Sr %	Cr %	Dd %	X
		W	W _{op}	LL	PL		S	A	F		γ _m	γ _{dmin.}	γ _d	γ _{dmax.}								
		3	4	5	6		7	8	9		10	11	12	13								
1	40	10.6	19.5	49.2	20.3	CH	0	26	74	15.8		989		1595	0.92	6	2.61			134		
	80	20.5	27.0	64.4	29.2	CH	0	16	84	18.4	1488	890	1235	1425	2.33	6	2.57	108	49	125		
	140	20.8		47.2	27.4	CL	0	22	78	11.2	1870	934	1548				2.52	0.63	83	133		
	150			52.4	29.3	CH	0	24	76	14.0												
2	140	7.4									2075		1932					0.39	51			
	200	10.7		23.0	NP	SM	7	47	46	8.7	1645	1168	1486				2.69	0.81	36		20	37
	230					GP	59	38	3				1072									
3	50	12.6									1636		1453				↑	0.80	41			
	80	11.3		37.7	17.0	CL				10.8							↑			128		
	130	11.0		37.0	20.1	CL	1	45	54	5.8			1152				2.61			154		
	150	11.9									1814		1621				↓					
	200	7.9		33.4	26.1	SM	29	47	24	6.0	1604	1017	1487				2.74	0.84	26			
	230			142.9	21.1	CH	65	25	10	13.6												
4	80	3.3		53.4	23.5	GC	58	21	21	15.9												
	240	8.1		139.0	23.9	CH	54	40	6	9.6	1967	1219	1820	2212*			2.74	0.51	44		74	37
5	80			35.2	17.2	GC	57	27	16	9.0												
	230			45.7	21.2	GC	50	24	26	13.4			1342				2.63					

*OBTENIDO DE LA REFERENCIA.

P o r o	PROF. cm.	CONTENIDO DE AGUA %			S u C	GRANULOMETRIA			L _s %	PESOS VOLUMETRICOS Kg/m ³ .				G _s —	e —	S _r %	C _r %	D _d %	ac °	
		W	LL	L _p		G _p	G _s	A%		F%	Y _m	Y _{dmin.}	Y _d							Y _{dmax.}
6	80	3.8	22.6	NP	GP ML	51	42	7	1.6											
	190	6.0	50.4	NP	GP	67	31	2	1.7	1978	1482	1866	2154	2.71	0.45	36		66	34	
	230		58.4	30.4	CH	2	16	82	17.3											
8	100	3.3								1871		1811		↓	0.50	18				
	150	13.5				3	72	25		1590		1401		↓	0.93	3				
9	80	3.4	31.5	18.2	GC	60	49	30	21	7.0	1707	1165	1651		2.70	0.64	15	211	34	
7	60										1867									
A	40	4	49.2	21.3	GC	46	37	17	13.3									162		

*OBTENIDO DE LA REFERENCIA.



CURVAS GRANULOMETRICAS DE LOS SUELOS

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUASALAJARA
 TESIS PROFESIONAL
 ESCUELA DE INGENIERIA
 FIGURA No. 10
 MANUEL ENRIQUE GONZALEZ CASTRO JUNIO 1967

Los parámetros mecánicos, se estiman a partir de las observaciones y pruebas en el campo, Ref. 6 y de los resultados experimentales obtenidos en suelos similares publicados en las Refs. 2,3,4,7, y 9.

A continuación se presentan los valores a emplear para diseño, los cuales se consideran dentro del lado de la seguridad:

PARAMETROS DE CALCULO.

Tipo de Suelo	@	β	μ	E	Dr	Cr
	Kq/cm ²	-	--	Kq/cm ²	%	%
Ch	0.75	1°	0.3	80	--	100
SM	0.01	32°	0.20	240	65	--
GP	0.01	42°	0.15	600	65	--
6C	0.4	20°	0.15	600	65	--

Los suelos encontrados, se consideran estables con relación a su actividad al variar su contenido de agua.

Los valores obtenidos de los límites de consistencia, granulometría y valor relativo de soporte indican que los suelos superficiales localizados entre 0.00 y 0.80 m. de profundidad en el pozo 1, es decir las arcillas gris oscuras y grises, no son adecuadas para ser empleados como materiales de base y sub-base, por lo que se requiere la localización de bancos de préstamo cuyos materiales deberán ser estudiados en el laboratorio.

C.- CAPACIDAD DE CARGA Y HUNDIMIENTOS

Los suelos encontrados en el predio, se clasificaron en 4 tipos: CH, SM, GP y GC, de acuerdo al sistema unificado de clasificación de suelos (SUC). Para cada tipo se determinó su capacidad de carga según la teoría -- del Terzaghi, cuyo valor se efectuó por la capacidad o consistencia relativa según el caso, de acuerdo al criterio de la referencia 10. Así mismo, se consideró un factor de seguridad de 3. Los parámetros empleados, se encuentran tabulados en el inciso anterior.

El cálculo de hundimientos se realizó considerando la distribución de esfuerzos en la masa del suelo -- provocada por una área cuadrada de 1.0m.X 1.0m. cargada -- con 20 Ton/m^2 , de acuerdo a las hipótesis de la teoría de la elasticidad. El espesor de la zona activa se fijó en -- 3m. medidos a partir del fondo del cimiento. El sub-suelo se idealizó a dos capas : la 1a. formada por un suelo tipo CH, que sirve de apoyo al cimiento con un espesor 1.0m. por abajo de éste y la 2a. capa subyacente a la 1a. con un espesor de 2.0m. los valores del módulo de deformación se tomaron del inciso anterior. El valor del hundimiento -- así calculado resulta menor de 2 cm. Cabe hacer notar que se estimaron las condiciones más desfavorables.

Tomando en cuenta valor de 13 Ton/m^2 de la carga de preconsolidación, puede concluirse lo siguiente:

- Para presiones de contacto menores de 13 ton/m^2 los asentamientos serán despreciables.

Para presiones de contacto menores o iguales -- de 20 ton/m^2 y con anchos de cimiento no mayores de 1.0m. los asentamientos serán menores de 2 cm.

De lo anterior, se recomienda la siguiente expresión para determinar la capacidad de carga admisible de los suelos.

$$q_{ad} = 13.8 + 0.5 t \text{ para zapatas corridas.}$$

$$q_{ad} = 17.2 + 0.6 t \text{ para zapatas cuadradas.}$$

donde:

$$q_{ad} = \text{capacidad admisible en ton/m}^2$$

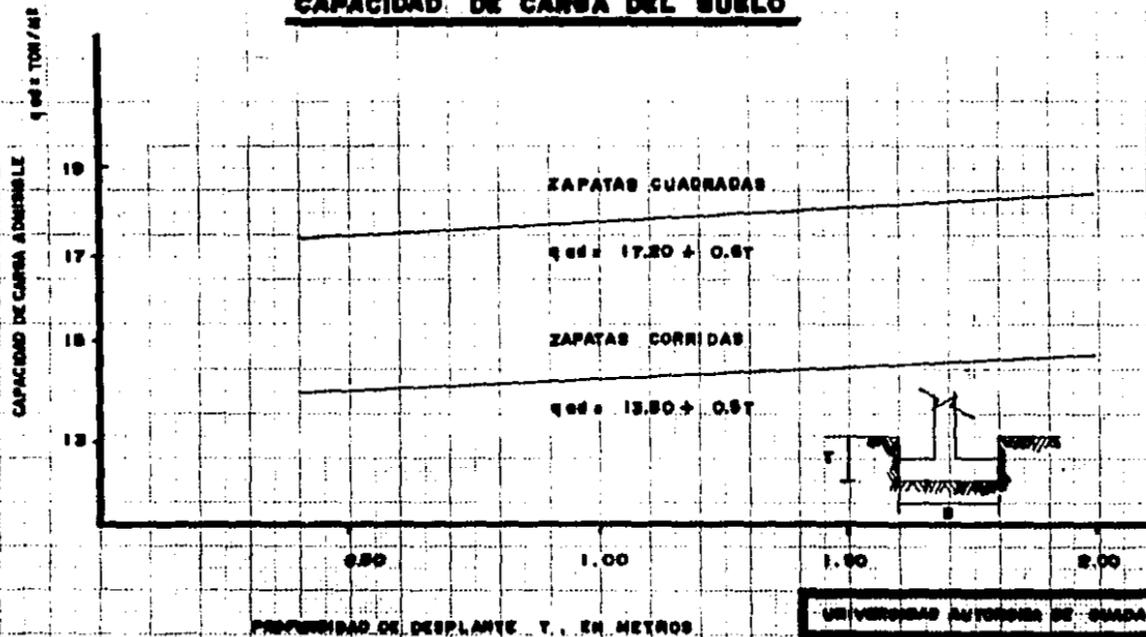
$$t = \text{profundidad de desplante del cimiento}$$

En la figura 11 se encuentra la gráfica de la expresión anterior.

Se recomienda no emplear cimientos con un ancho menor de 0.40 m. y utilizar las menores dimensiones del cimiento, con objeto de disminuir el espesor de la zona activa y como consecuencia los hundimientos.

El valor de la profundidad de desplante t , se limita dos veces el ancho del cimiento y no deberá ser menor de 0.50 m.

CAPACIDAD DE CARGA DEL SUELO



PROFUNDIDAD DE DESPLANTE T, EN METROS

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE SINALOYA
 TESIS PROFESIONAL
 ESCUELA DE INGENIERÍA

FIGURA No. II

MARCEL ENRIQUE GONZALEZ CASTRO JUNIO 1987

D.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

- El sub-suelo del sitio, está formado por depósitos de aluvión del río Ameca.

- Superficialmente, se encuentra una arcilla arenosa gris oscura de alta plasticidad con alto contenido de materia orgánica, cuyo espesor varía de 20 a 60 cm. Esta capa, deberá retirarse ya que no es conveniente apoyar ningún tipo de cimentación ni estructura de pavimento sobre ella por el comportamiento impredecible que puede presentar al descomponerse la materia orgánica que contiene.

- Subyaciendo, se localizó en la mayor parte de los sondeos un manto de espesor variable de arcilla gris-café de alta plásticidad con algo de arena de consistencia firme.

- Más abajo, se encuentra un aglomerado formado por boleos de hasta 50 cm. de diámetro y gravas mal graduadas y arena de fina a media con trazas de arcilla, muy compacto. La forma de las partículas es redondeadas se encuentra muy compacto.

- Considerando que en el predio se construirán casas habitación de 2 niveles, una cimentación de tipo tradicional de mampostería de piedra coronada por una dala de repartición, resulta adecuada aunque es más recomendable el empleo de zapatas de concreto armado.

- Las dimensiones de los cimientos deberán determinarse tomando como base la capacidad de carga admisible del suelo que se presenta en forma de gráficas en la Fig. 11.

- Para zapatas de cimentación cuya dimensión mínima (Ancho) sea menor o igual a 1 m., y que transmitan un esfuerzo de contacto de 20 ton/m^2 , los asentamientos serán menores de 20 cm. y para presiones de contacto del orden 13 ton/m^2 , los asentamientos serán despreciables.

- Los asentamientos máximos diferenciales, se estiman en 1 cm. con una distorsión angular de $\frac{1}{300}$ que es tolerable para construcciones, con muros de mampostería de ladrillo.

- La profundidad de desplante no deberá ser menor de 0.50 m. medidos a partir del nivel del terreno natural, después de haber retirado la capa de suelo con materia orgánica que se presenta superficialmente y cuyo es pesor como ya se dijo varía de 0.20 a 0.60 m.

- Las expresiones dadas en la Fig. 11 son válidas para, profundidades de desplante no mayores de dos veces el ancho, dada la profundidad a la cual se obtuvo la información del sub-suelo.

- El ancho de los cimientos deberá ser lo más pequeño posible pero no menor de 0.40 m.

- El nivel del agua, superficial del subsuelo, se localiza a una profundidad promedio de 2.30 m. y puede elevarse hasta 1.50 m. de profundidad. Esta variación, se considera que no afectará la magnitud de la capacidad de carga, sin embargo, es recomendable que la suma de la profundidad de desplante más una vez el ancho del cimiento, sea menor de 1.50 m.

- Los suelos del lugar, no se consideran adecu

dos para construir estructuras de pavimentos, por lo que se recomienda la localización de bancos de préstamo para determinar en el laboratorio la calidad de sus materiales.

REFERENCIAS.

- 1- American Society for Testing and Materials, 1978 Annual Book of ASTM Standards, part 19.
- 2- Bowles, J. E. "Analytical and Computer Methods in Foundation Engineering" McGraw-Hill 1974.
- 3- Conforth, D.H. "Prediction of Drained Strength of Sands from Relative Density Measurements" American Society for testing and materials "Evaluation of -- Relative Density and Its Role in Geotechnical Projects Involving Cohesionless Soils" SPT 523, ASTM, 1974.
- 4- Harr, M. E. "Foundation of Theoretical Soil Mechanics, McGraw-Hill 1966.
- 5- Jhonston, M.M. "Laboratory Studies of Maximum and Minimum Dry Densities of cohesionless Soils" American Society for testing and materials "Evaluation of Relative Density and Its Role in Geotechnical -- Projects Involving Cohesionless Soils" SPT 523, ASTM, 1974.
- 6- Peck, R. B., Hanson W.E. y Thornburn, T.H. "Foundation Engineering" Wiley and Sons 1974.
- 7- Skempton, A.W. and Golder, H.Q. "The Angle of Shearing Resistance in Cohesive Soils for Test at Constant Water Content" Proc Second Int. Conf. Soil Mech 11 d 2, 1984.
- 8- Szechy, K. Varga L. "Foundation Engineering, Soil Ex

ploration and Spred Foundations, Akademiai Kiado - Budapest 1978.

- 9- Terzaghi K. y Peck R. B. "Mecánica de suelos en la Ingeniería Práctica" 2a. Ed. El Ateneo 1973.
- 10- Zeevaert L. "Foundation Engineering for Difficult-subsoil Conditions" Van Nostrand Reinhold 1973.

IV.- ESTUDIOS DEMOGRAFICOS

ESTUDIOS DEMOGRAFICOS

Para 1970 la localidad contaba con 17,588 habitantes, los cuales representaban el 45.3% de la población total del Municipio y el 0.72% de la población estatal; - en tanto que para 1980 se registraba una población de - 21,018 habitantes que significaban el 49.5% de la total - municipal y el 0.64% de la total del Estado.

Lo anterior arroja una tasa de crecimiento poblacional del 1.8% en el período 1970 - 1980, notándose - que el crecimiento de la localidad se manifestó a bajo -- ritmo.

Además demuestra que la localidad presentó un - decremento en la participación estatal, como consecuencia - de un ritmo de crecimiento inferior al del Estado y de la emigración que tiene como destino la cercana Ciudad de -- Guadalajara, a donde se acude en busca de mejores condi-- ciones de vida, oportunidades de empleo, así como niveles superiores de educación.

Las tasas de natalidad registradas en el municij pio para los años mencionados son de 40.7% y 44.3% respec-- tivamente, y las de mortalidad, para 1970, de 14.6% des-- cendiendo a 10.4% en 1980. Como se puede observar, el cre-- cimiento natural de la población muestra un ritmo ascen-- dente. Comparativamente la tasa de natalidad del Muni-- cipio está por abajo de la media registrada en el Estado, - siendo para 1970 el 40.7% y 45.2% respectivamente y ya pa-- ra 1980 casi alcanza el nivel estatal representándose el-- 44.3% la tasa de nacimiento de Ameca y el 46.0% en Jalis-- co. Por lo que respecta a la mortalidad, la tasa registra-- da en Ameca para 1970 era superior a la del Estado, y ya-- para 1980 la tasa de mortalidad es la misma tanto a nivel

municipal como a nivel estatal.

Esta localidad presenta, desde los años seten--
tas, saldos migratorios negativos, como resultado de las-
mejoras en los sistemas de transporte y comunicaciones de
la mecanización agropecuaria y de la influencia directa -
de Guadalajara, metrópoli que centraliza el excedente eco-
nómico de toda la región.

Parece ser que Ameca funciona como un centro mi-
gracional de "relevo", ya que por una parte está perdiendo
población, y por otra el 30% del total de habitantes -
no son originarios de la localidad.

La inmigración proviene básicamente de distan-
cias cortas, fundamentalmente del medio rural, y consti-
tuye una migración de tipo familiar, normalmente de fami-
lias numerosas, y en la mayoría de los casos son hijos me-
nores de 12 años. Ello modifica la estructura de edades -
de la población y amplía la estructura de población joven
al tiempo que incrementa la demanda de servicios asisten-
ciales y educativos y por ende la demanda de empleo en el
transcurso del tiempo.

Por otra parte la estructura de la población --
muestra, dentro de las décadas 60, 70 y 80, que la pobla-
ción es predominantemente joven ya que la comprendida en-
el rango de 0 a 14 años ha representado el 41.3%, 44.9% y
47.3% en los años respectivos de la total del municipio, -
en tanto que a nivel estatal este mismo rango de edad, re-
presentó el 47.0%, lo que indica una estructura similar -
de la población entre Municipio y Estado.

Ahora bien, la población en edad escolar que se

encuentra en el grupo de 5 a 14 años de edad, para los --mencionados años, representaba el 26.0%, 28.5% y 30.0% de la total, y a nivel estatal en éste último año representa el 29.2%, lo que indica que es ligeramente superior a la la. del Estado, siendo esta población la generadora de constante demanda educativa.

Dentro de la población económicamente productiva para 1980, es decir de 15 a 60 años, es claramente notorio lo siguiente: el rango de 15 a 29 años casi ha permanecido constante a través de las tres décadas analizadas sin notables variaciones; el rango de 30 a 44 años empieza a descender ligeramnete en las tres décadas y el --rango restante de 45 a 60 años permanece en su equilibrio de población. Lo anterior demuestra un lógico movimiento de migración aproximado dentro de las edades de 14 a 44 años (Cuadro No. 3).

En la evolución de la composición poblacional --por sexo para 1970 y 1980, se manifiesta predominio de --hombres en el orden del 50.8% y 53.7% en los años respectivos, y reduciéndose ligeramente de una década a otra el nivel de mujeres, pasando del 49.2% al 46.3% en 1980. Ahora bien, en el rango de 30 a 60 y más años de edad, guardan equilibrio al pasar de una década a otra ya que el --49.6% aproximadamente, representa a los hombres y el 50.4% a las mujeres (Cuadro No. 4).

De lo anterior se desprende que hay cierto movimiento migratorio de la población joven relacionada en su mayor proporción con la población económicamente productiva, perdiéndose, hasta cierto punto, mano de obra local --para las actividades productivas. Por otro lado, se registra simultáneamente un fenómeno de captación de población en cuanto a la migración rural urbana de localidades in--

feriores a ésta, por lo que a nivel general se ve compensada la migración. Sin embargo, debe considerarse que la población compensada cualitativamente es inferior a la que emigra, ya que normalmente tiene menor nivel de instrucción.

En base a los datos cuantitativos del análisis poblacional, en la cabecera municipal se registraron para 1970 y 1981 respectivamente una población de 21,018 y 33,000 habitantes, lo cual arroja una tasa de crecimiento del 4.1%, en el período 1970-1981, y que de acuerdo a este comportamiento la localidad registrará para 1988, 44,000 habitantes y para el año 2000 una población de 72,000 habitantes.

Ello demuestra un acelerado crecimiento de la población en la ciudad de Ameca y por consecuencia mayor concentración de la misma, lo cual continuará la estructura que hasta 1980 se venía generando a una tasa muy inferior de la actual.

En función de lo anterior, cabe hacer notar que debido a ese crecimiento y concentración acelerada de la población municipal, frente a la corriente migratoria, se establece que la migración es de tipo rural-urbana que se establece en la ciudad en forma temporal para después incorporarse a otros centros urbanos con mejores características en niveles de vida; es decir, se utiliza como punto intermedio en el proceso migratorio hacia las grandes ciudades.

Considerando tal comportamiento será necesaria la implementación de programas y proyectos de desarrollo en infraestructura y equipamiento que apoyen a las actividades productivas, de tal forma que se pueda retener a la población en sus lugares de origen.

Cuadro No. 1 POBLACION TOTAL ESTATAL, CABECERA Y MUNICIPIO
1970 - 1980

P O B L A C I O N	HABITANTES	
	1970	1980
TOTAL ESTATAL	2'443,261	3'296,587
TOTAL MUNICIPIO DE AMECA	38,867	42,462
TOTAL CABECERA MUNICIPAL	17,588	21,018

Cuadro No. 2 NATALIDAD Y MORTALIDAD COMPARATIVAS CON LA TOTAL
ESTATAL EN %

AÑOS	POBLACION TOTAL	NACIMIENTOS			DEFUNCIONES		
		TOTAL	TASA AMECA	TASA JAL.	TOTAL	TASA AMECA	TASA JAL.
1970	36,467	1,484	40.7	45.2	534	14.6	11.6
1980	42,462	1,880	44.3	46.0	442	10.4	10.2

Cuadro No. 3 ESTRUCTURA DEMOGRAFICA POR GRUPOS DE EDAD
1 9 8 0

RANGO DE EDAD	1 9 7 0		1 9 8 0	
	TOTAL	POBL. %	TOTAL	POBL. %
0 - 14	11,621	41.3	16,363	44.9
15 - 29	7,260	25.8	8,850	24.3
30 - 44	4,788	17.0	5,416	14.9
45 - 59	2,626	9.3	3,288	9.0
60 y más	1,812	6.4	2,550	6.9

Cuadro No. 4 ESTRUCTURA DEMOGRAFICA POR GRUPO DE EDAD Y SEXO
1970 - 1980

GRUPO DE EDAD	1 9 7 0			1 9 8 0		
	TOTAL	H	M	TOTAL	H	M
0 - 14	16,363	8,307	8,056	20,070	10,933	9,137
15 - 29	8,850	4,508	4,342	10,380	5,404	4,976
30 - 44	5,416	2,657	2,759	5,335	2,614	2,721
45 - 59	3,288	1,667	1,621	3,830	1,929	1,901
60 y más	2,550	1,273	1,277	2,847	1,413	1,434

Cuadro No. 5 INDICADORES DE NIVEL DE VIDA EN % A 1980.

LUGAR	INGRESO	ALIMENTACION		VIVIENDA		MORTALIDAD	EDUCACION
Personas con ingresos inferiores a \$ 500 mens.							
Personas que no consumen leche, carne y huevos.							
Personas sin agua potable en la vivienda.							
Personas sin drenaje en la vivienda.							
Personas que ocupan viviendas de un cuarto.							
Tasa de mortalidad							
Personas analfabetas.							
JALISCO	40	25	32	45	25	0.92	19
MUNICIPIO	48	28	33	50	28	0.93	20

**Cuadro No. 6 POBLACION DE 10 AÑOS A MAS Y ANALFABETA.
ESTADO Y MUNICIPIO AMECA (1970-1980).**

C O N C E P T O .	P O B L A C I O N	
	1 9 7 0	1 9 8 0
ESTADO		
Población mayor de 10 años	1'668,520	2'201,969
Población analfabeta	491,545	426,611
% de analfabetas	29.4	19.4
AMECA		
Población mayor de 10 años	24,908	28,340
Población analfabeta	7,608	5,677
% de analfabetas	30.5	20.0

Cuadro No. 7 NIVELES EDUCATIVOS EN EL MUNICIPIO

C I C L O 71 - 72						
NIVEL EDUCATIVO	(a)	(b)	(c)	(d)		
	No. de alumnos	No. de Maestros	(a/b)	No. de aulas. esc.	No. de	(c/d)
Pre-escolar	-	-	-	-	-	-
Primaria	9,325	167	55.8	175	49	3.5
Centro de Capacitación	-	-	-	-	-	-
Secundaria	1,173	73	16.1	31	5	6.0
Preparatoria	135	13	10.1	3	1	3.0
Total Escolaridad	10,633	253	42.0	209	55	3.8

NIVELES EDUCATIVOS EN EL MUNICIPIO

C I C L O 76 - 77						
NIVEL EDUCATIVO	(a)	(b)	(c)	(d)		
	No. de alumnos	No. de Maestros	(a/b)	No. de Aulas.	No. de Escuelas	(c/d)
Pre-escolar	284	3	34.7	3	1	3.0
Primaria	11,079	224	49.5	216	59	3.6
Centro de Capacitación	306	32	9.6	-	5	-
Secundaria	468	68	6.9	13	8	1.6
Preparatoria	188	24	7.8	6	1	6.0
Total Escolaridad	12,325	351	35.1	238	74	3.2

CUADRO No. 8 INVENTARIO DE ESTABLECIMIENTOS HOSPITALARIOS

1 9 8 7

Establecimiento	No. de camas
Cabecera Municipal	
Centro de Salud	12
Hospital Subsidiado	18
Clínica del IMSS	16
Clínica del ISSSTE	-
T o t a l	46

CUADRO No. 9 INVENTARIO DE ESTABLECIMIENTOS
HOSPITALARIOS 1987

Localidad y Sector	Establecimientos Total	Tipo	Organismo	No. de Camas
Cabecera Municipal	6			98
Oficial	1	Hospital Rural con Centro de Salud	S.S.A.	30
	1	Clinica Hospital T3	IMSS	24
	1	Puesto Periférico	ISSSTE	-
	1	Célula de Sanidad	Sria.Def. Nat.	-
Particular	1	Hospital Centro Médico del Valle.	Part.	23
	1	Hospital Vicente de P.	Part.	21
OTRAS LOCALIDADES:				
Oficial	12	Consultorio Rural	S.S.A.	-
	1	Consultorio Rural	IMSS	3
Total	17			199

Población Beneficiada - 33,502 habitantes.

C.- CALCULO DEL NUMERO DE HABITANTES.

Del plano topográfico lámina 3 que el área del conjunto habitacional es de 8.97 Hectáreas.

Del porcentaje ya establecido según densidad de habitantes por hectárea en esta zona 1 se tiene:

DENSIDAD DE HABITANTES: 313.77 habitantes/ha.,- multiplicando;

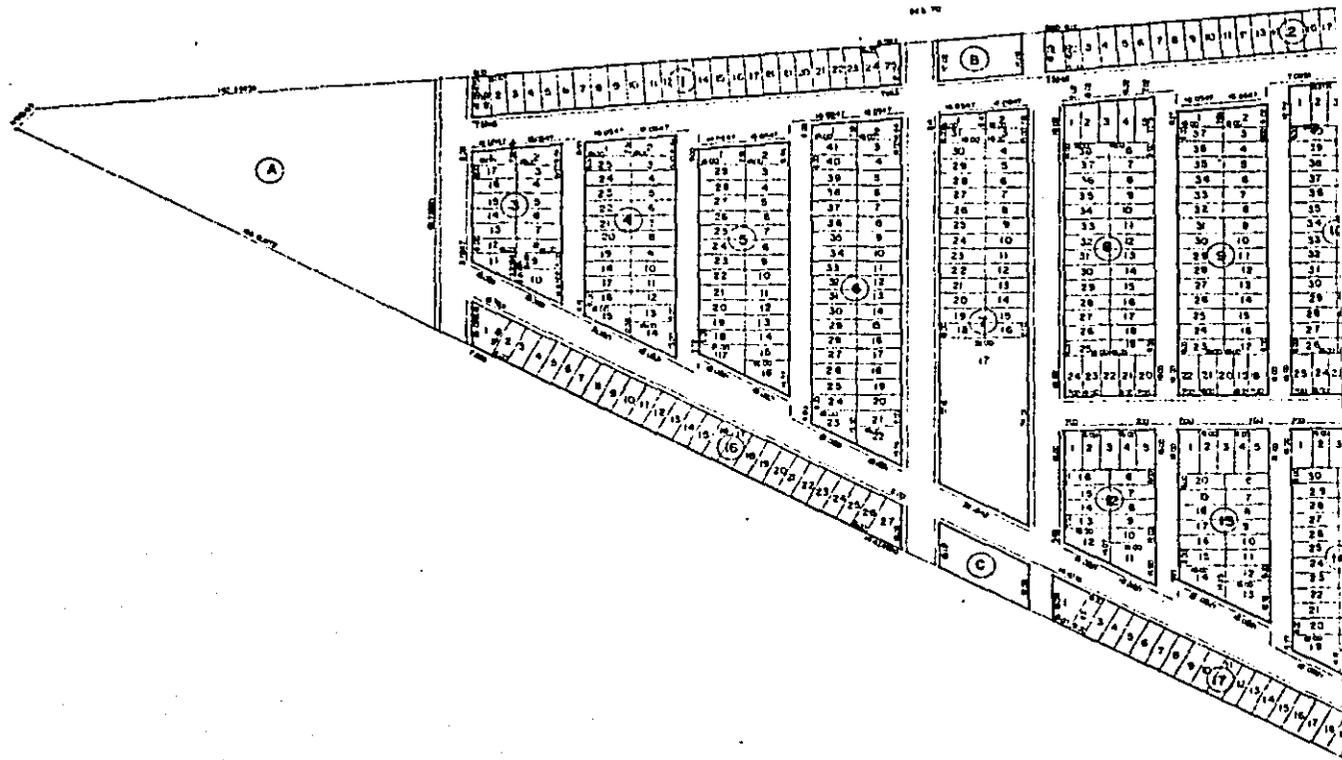
DENSIDAD DE HABITANTES / ha. X AREA DE CONJUNTO HABITACIONAL.

313.77 habitantes / ha. X 8.97 ha. = 2,814.51 - habitantes aplicamos el factor de seguridad de 1.0595, y tenemos:

2,814.51 habitantes X 1.0595 = 2,981.97 habitantes si cerramos la cantidad ya que no puede existir fracción de habitante, tenemos que el número de habitantes -- calculado para este Conjunto habitacional es de:

No. de HABITANTES: 2,982 habitantes.

V.- PROYECTO DE MANZANAS Y LOTIFICACION



A

B

C

D

E

F

G

H

I

J

K

L

M

N

O

P

Q

R

S

T

U

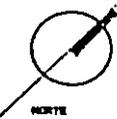
V

W

X

Y

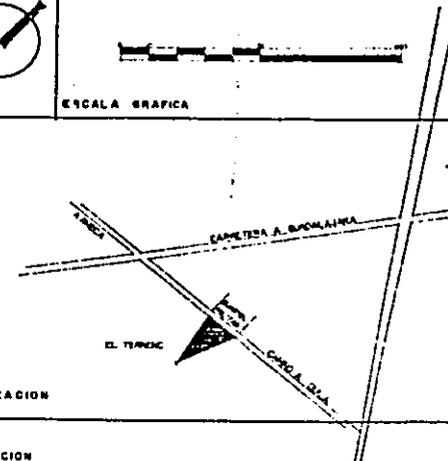
Z



NORTE

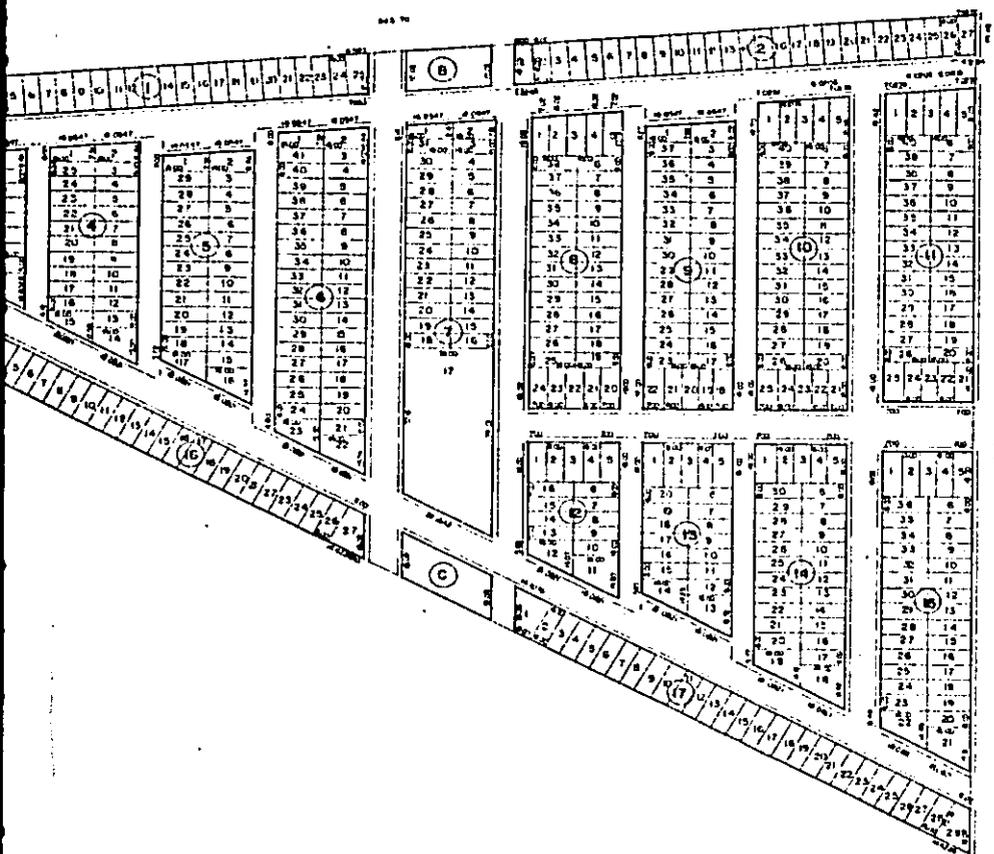


ESCALA GRAFICA

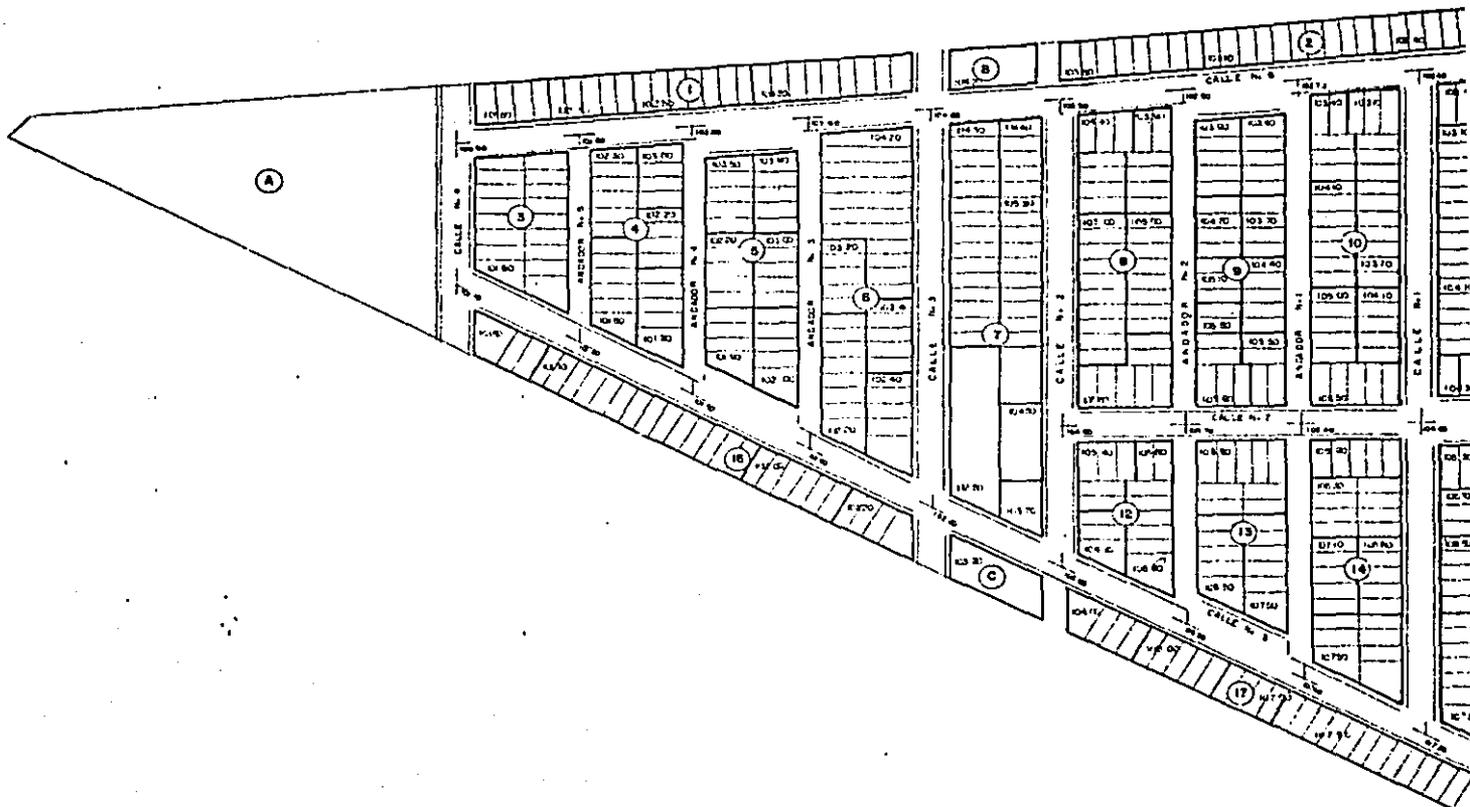


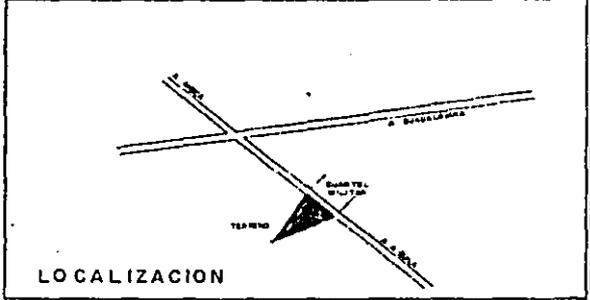
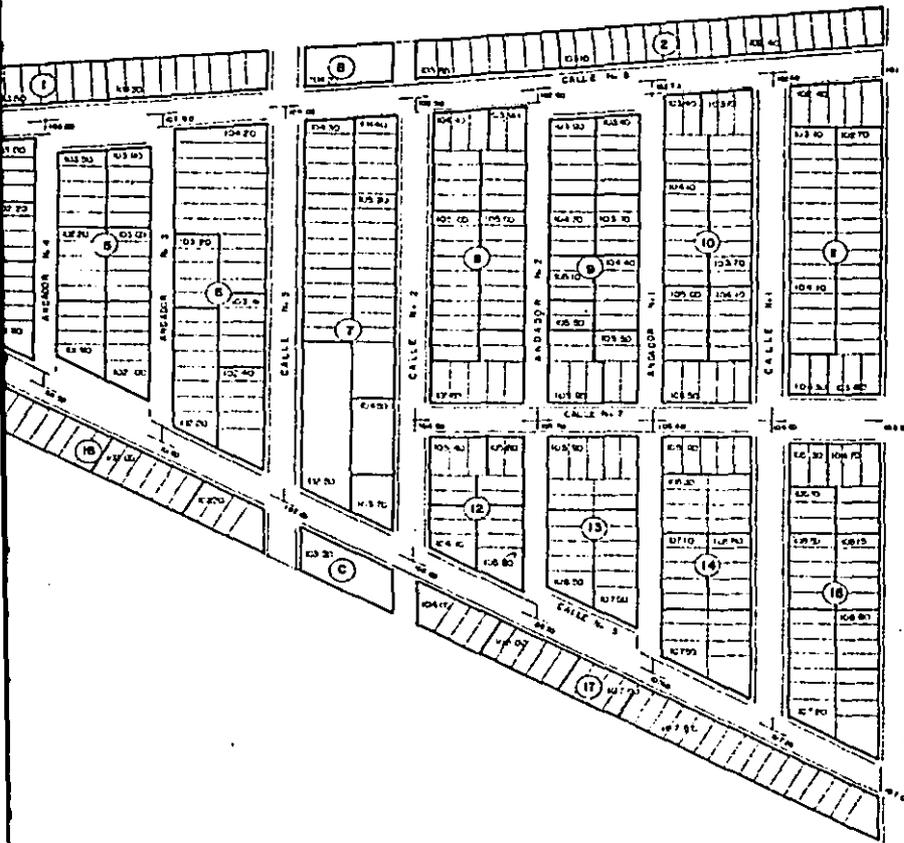
LOCALIZACION

LOTIFICACION		
MANZANA N°	N° LOTES	U S O
1	23	...
2	27	...
3	17	...
4	18	...
5	29	...
6	41	...
7	31	...
8	38	...
9	27	...
10	40	...
11	40	...
12	16	...
13	20	...
14	30	...
15	36	...
16	27	...
17	29	...
TOTAL : SOB 1962		
807 VIVIENDAS		
1 DONACION ESCUELA		
DENSIDAD DE VIVIENDA = 55.03 viviendas/Ha.		
DENSIDAD DE HABITANTES 213.77 habitantes/Ha.		



UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA	12
TESIS PROFESIONAL	
ESCUELA DE INGENIERIA	
LA REYNA AMECA, JALISCO	
PLANO 11	
MANZANAS Y LOTIFICACION	
MANUEL ENRIQUE GONZALEZ CASTRO	





NOTAS IMPORTANTES

1. LAS PLANTANAS DE LAS PLATAFORMAS DE PROYECCION HAN QUEDADO POR FUERA DE LAS RAMBRES DE LAS CALLES Y ANEXADAS A CACION EN ALGUNOS PUNTOS QUE SEAN AL VENTOS VIENTOS.

2. EN UNIFORME DE LAS ELECCIONES ESTAS DADAS EN BASE A LAS RAMBRES DE PROYECCION Y ESTAS A SU VEZ EN UN PUNTO DETERMINADO EN EL TERRENO QUE SE REALIZAN LOS AUTOS DETERMINADOS A LOS RESULTOS DE LAS - MEDIDAS DE LAS PLANTANAS DE PROYECCION EN UNICA DEL NIVEL DE LA RAMBRES HAYENDO EL NIVEL.

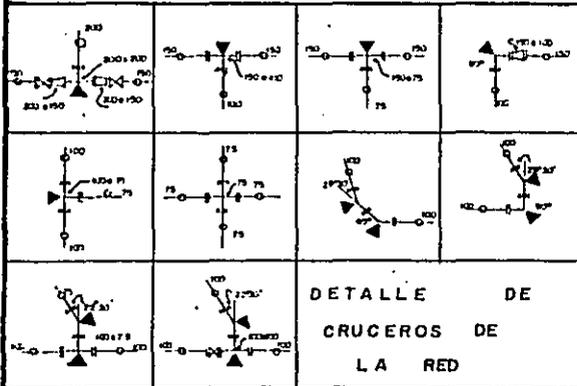
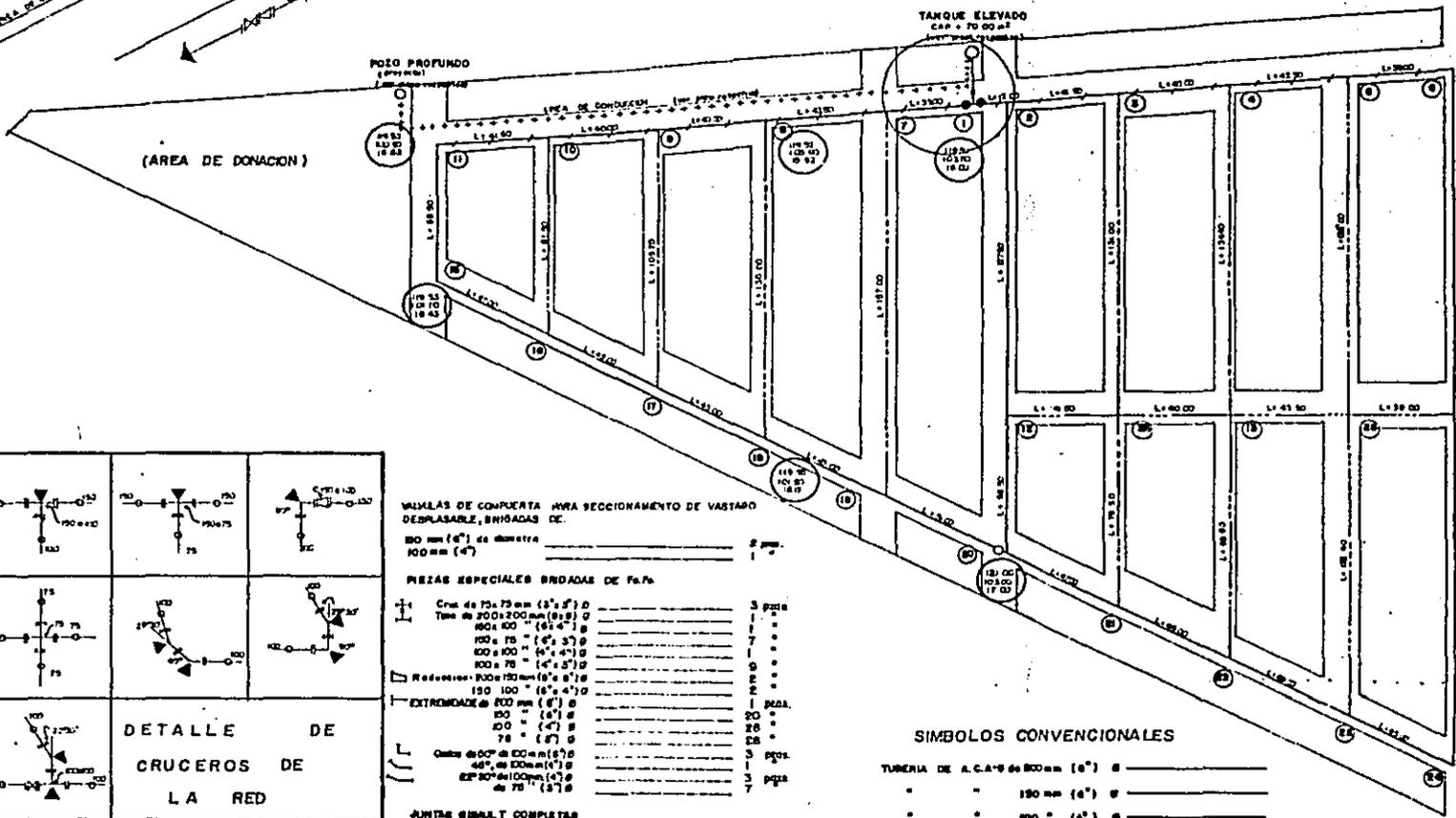
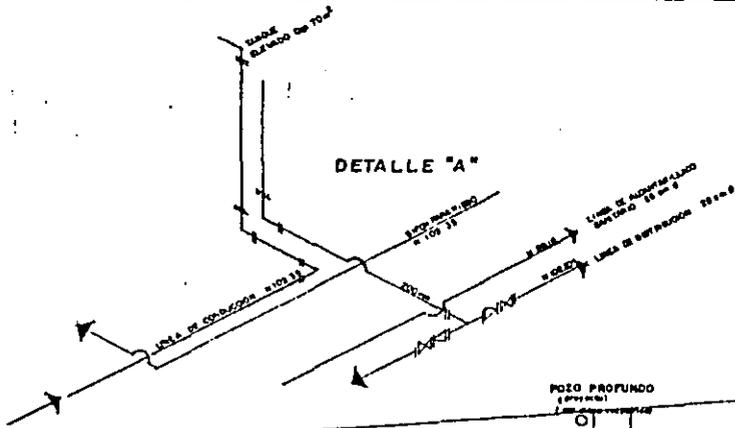
3. EL AREA DE DONACION "A" NO HAYE ALGUNAS DE PLATAFORMAS DE PROYECCION ESTO SE SUJETA AL TIPO DE USOS QUE SE REALICE.

4. EN LA DETERMINACION DE LOS NIVELES DE PLATAFORMAS SE TOMA EN CUENTA LAS LINEAMIENTOS MARCADOS EN EL PLANO DE MEDIDAS DE TERRENO.

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA		LABORIO No.
TESIS PROFESIONAL		13
ESCUELA DE INGENIERIA		ESCALA
URBANO	URBANO	1:1000
LA REYNA	AMECA JALISCO	LOTAM
MANZANAS Y CALLES		1000000
MANUEL ESTEBAN GONZALEZ		FECHA
		1967

**VI.- PROYECTO DE LA RED DE AGUA POTABLE
Y DE LA RED DE DRENAJE.**

DETALLE "A"



VALVULAS DE COMPUERTA PARA SECCIONAMIENTO DE VASTAGO DESPLAZABLE, BOMBAS DE:

80 mm (4") de diametro	2
100 mm (4")	1

PIEZAS ESPECIALES BOMBAS DE F.A.P.

Cruce de 75x75 mm (3"x3")	3
Tubo de 200x200 mm (8"x8")	1
100x100 (4"x4")	7
100x75 (4"x3")	1
100x100 (4"x4")	9
100x75 (4"x3")	2
Reduccion: 100x150 mm (4"x6")	2
150 100 (6"x4")	1
EXTREMIDAD de 200 mm (8")	1
100 (4")	20
100 (4")	28
75 (3")	28
Omba de 600x800 mm (2'3"x2'8")	3
450x800 mm (1'6"x2'8")	1
EPDM 100 mm (4")	3
de 75 (3")	3

JUNTAS SICALY COMPLETAS

80 mm (4")	1
100 (4")	1
100 (4")	29
75 (3")	28

EMPAQUE DE PLENO ESPECIALES

de 200 mm (8")	3
100 (4")	22
100 (4")	34
100 (4")	25

TORNILLOS CON TUERCA EXAKUAL

de 8 mm (5/16")	24
M3 - 10x8 (3/8"x1")	178
M3 - 10x12 (3/8"x1 1/2")	872
M3 - 8x8 (5/16"x3/4")	100

ATRAQUES DE CONCRETO SIMPLE

(Boga sin BRM VC-1827)	53
------------------------	----

TUBERIAS DE AC CLASE A-B

Subsuelo e intermedios desplazados	274
150 mm (6")	946
100 mm (4")	946
75 (3")	1,342.1

SIMBOLOS CONVENCIONALES

TUBERIA DE A.C.A. 90x80 mm (6")	---
" " " 150 mm (6")	---
" " " 100 mm (4")	---
" " " 75 mm (3")	---
VALVULA DE COMPUERTA	---
MEMBRANO DE CRUCERO	---
LONGITUD DE TRAMO (m)	L=48.00
COTA PNEUMATICA	106.13
COTA DE TERRENO	107.00
CARGA DISPONIBLE	78.15
LÍNEA DE CONDUCCIÓN 80 mm (4")	---

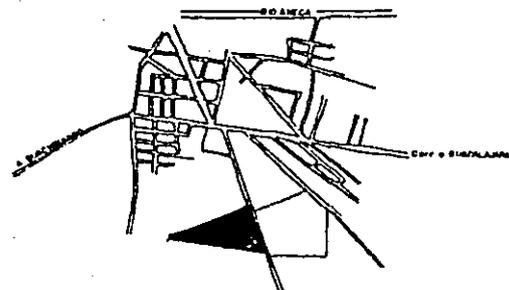
ELEVACION	2886
RELLENO AMONADO	1472
RELLENO A VOLTO	1488



norte

Escola Grafica

ZONA URBANA AMECA



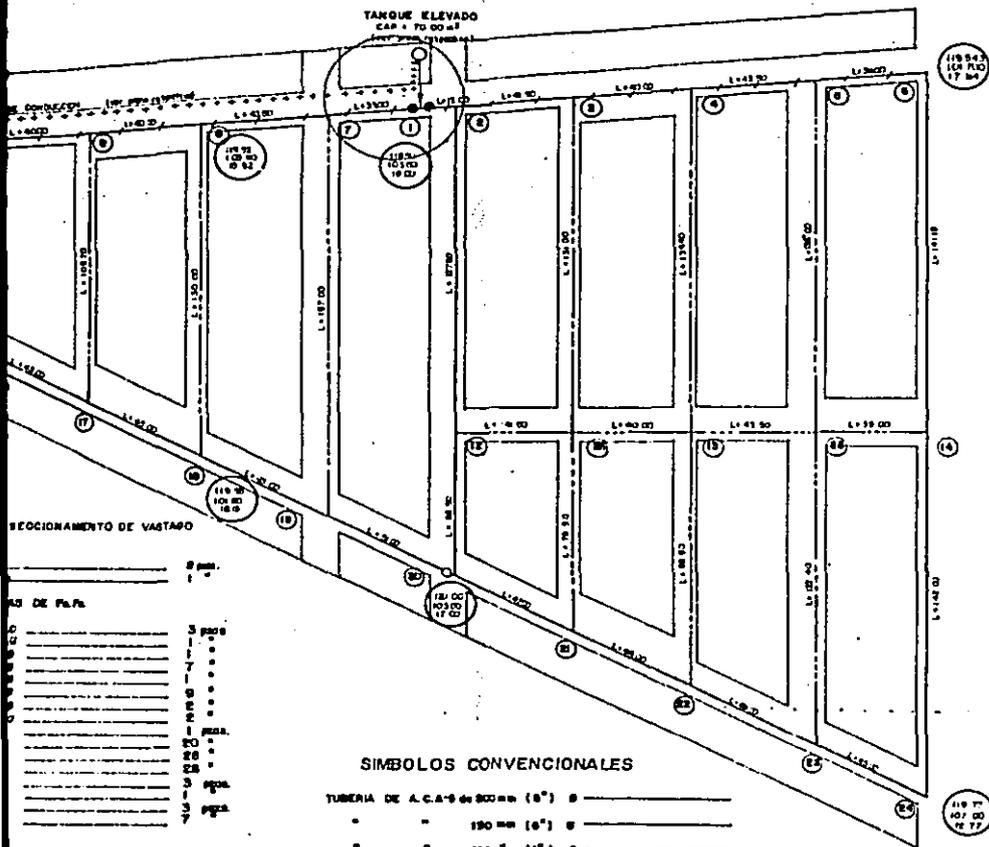
LOCALIZACION EN ESCALA

DATOS DE PROYECTO

POBLACION DE PROYECTO _____ 2,000 hab.
 DOTACION _____ 200 (lt/m³/dia)
 GASTO MEDIO DIARIO _____ 6.00 l.p.h.
 GASTO MAXIMO _____ 6.00 " "
 " HORARIO _____ 12.00 "
 COEFICIENTES DE VARIACION DIARIO Y HORARIO _____ 1.5 y 1.5
 FUENTE DE ABASTECIMIENTO _____ ANA SUBTERRANEA
 TIPO DE CAPTACION _____ POZO PROFUNDO
 DISTRIBUCION _____ GRAVEDAD
 CAPACIDAD DE REGULACION _____ TANQUE ELEVADO
 LONGITUD DEL SISTEMA _____ 2,681.75 m

NOTAS IMPORTANTES

1- LOS DETALLES COMPLEMENTARIOS SE MUESTRAN EN LOS PLANOS
 DE CARGA DEL POZO
 LINEA DE CONDUCCION
 TANQUE ELEVADO.



SIMBOLOS CONVENCIONALES

TUBERIA DE A.C.A. 9 de 80 mm (8")
 " " 150 mm (6")
 " " 100 " (4")
 " " 75 " (3")

VALVULA DE CIERRE

NUMERO DE CRUCEO

LONGITUD DE TRAMO EN (m)

COTA PIEZOMETRICA

COTA DE TERRENO

CARGA DISPONIBLE

LINEA DE CONDUCCION 80 mm (3")

L = 46.00

107.00

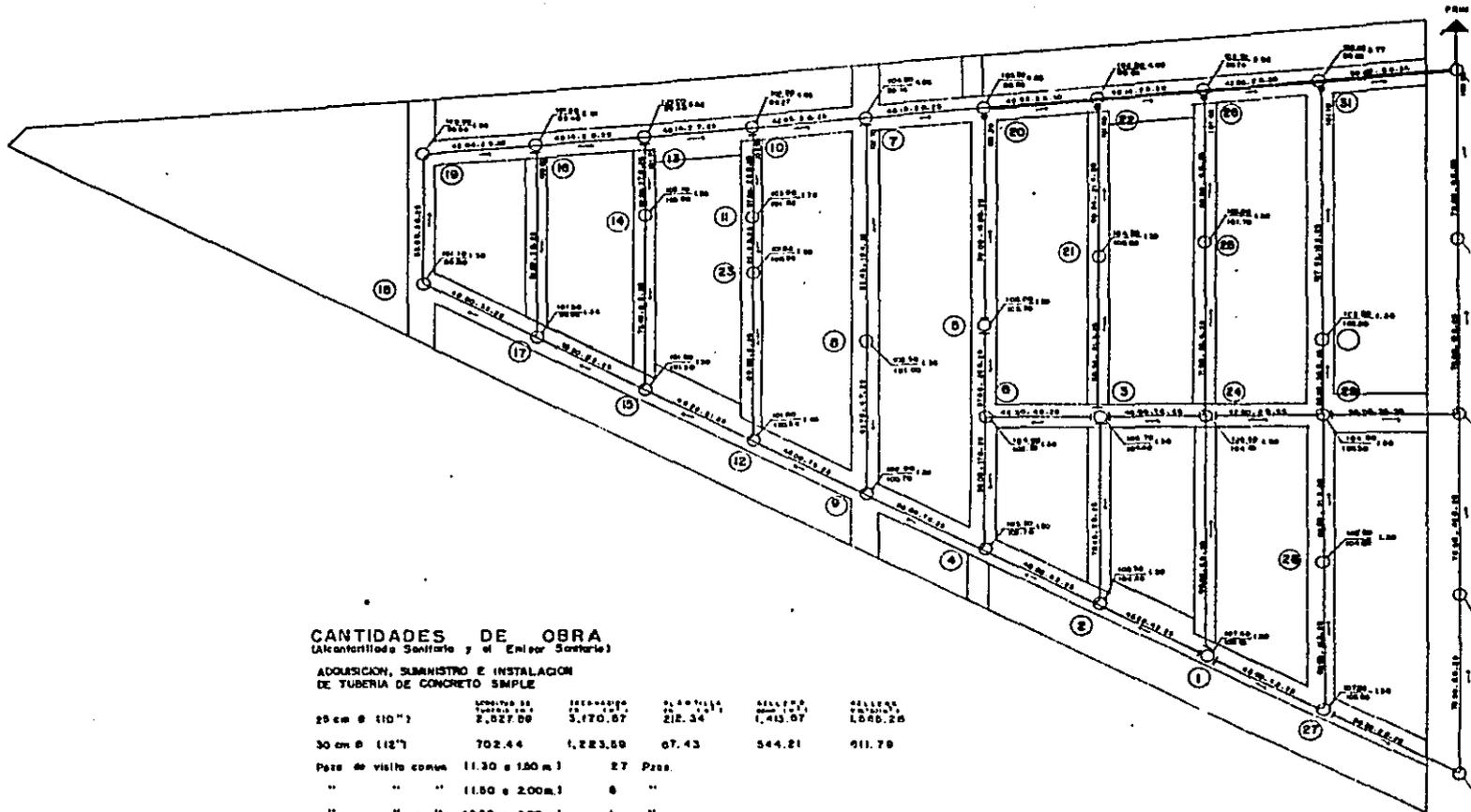
18.10

(22)

CAMINO A GUILA

8 mm.	1 "
10 mm.	1 "
15 mm.	1 "
20 mm.	1 "
25 mm.	1 "
30 mm.	1 "
35 mm.	1 "
40 mm.	1 "
45 mm.	1 "
50 mm.	1 "
55 mm.	1 "
60 mm.	1 "
65 mm.	1 "
70 mm.	1 "
75 mm.	1 "
80 mm.	1 "
85 mm.	1 "
90 mm.	1 "
95 mm.	1 "
100 mm.	1 "
105 mm.	1 "
110 mm.	1 "
115 mm.	1 "
120 mm.	1 "
125 mm.	1 "
130 mm.	1 "
135 mm.	1 "
140 mm.	1 "
145 mm.	1 "
150 mm.	1 "
155 mm.	1 "
160 mm.	1 "
165 mm.	1 "
170 mm.	1 "
175 mm.	1 "
180 mm.	1 "
185 mm.	1 "
190 mm.	1 "
195 mm.	1 "
200 mm.	1 "
205 mm.	1 "
210 mm.	1 "
215 mm.	1 "
220 mm.	1 "
225 mm.	1 "
230 mm.	1 "
235 mm.	1 "
240 mm.	1 "
245 mm.	1 "
250 mm.	1 "
255 mm.	1 "
260 mm.	1 "
265 mm.	1 "
270 mm.	1 "
275 mm.	1 "
280 mm.	1 "
285 mm.	1 "
290 mm.	1 "
295 mm.	1 "
300 mm.	1 "
305 mm.	1 "
310 mm.	1 "
315 mm.	1 "
320 mm.	1 "
325 mm.	1 "
330 mm.	1 "
335 mm.	1 "
340 mm.	1 "
345 mm.	1 "
350 mm.	1 "
355 mm.	1 "
360 mm.	1 "
365 mm.	1 "
370 mm.	1 "
375 mm.	1 "
380 mm.	1 "
385 mm.	1 "
390 mm.	1 "
395 mm.	1 "
400 mm.	1 "
405 mm.	1 "
410 mm.	1 "
415 mm.	1 "
420 mm.	1 "
425 mm.	1 "
430 mm.	1 "
435 mm.	1 "
440 mm.	1 "
445 mm.	1 "
450 mm.	1 "
455 mm.	1 "
460 mm.	1 "
465 mm.	1 "
470 mm.	1 "
475 mm.	1 "
480 mm.	1 "
485 mm.	1 "
490 mm.	1 "
495 mm.	1 "
500 mm.	1 "
505 mm.	1 "
510 mm.	1 "
515 mm.	1 "
520 mm.	1 "
525 mm.	1 "
530 mm.	1 "
535 mm.	1 "
540 mm.	1 "
545 mm.	1 "
550 mm.	1 "
555 mm.	1 "
560 mm.	1 "
565 mm.	1 "
570 mm.	1 "
575 mm.	1 "
580 mm.	1 "
585 mm.	1 "
590 mm.	1 "
595 mm.	1 "
600 mm.	1 "
605 mm.	1 "
610 mm.	1 "
615 mm.	1 "
620 mm.	1 "
625 mm.	1 "
630 mm.	1 "
635 mm.	1 "
640 mm.	1 "
645 mm.	1 "
650 mm.	1 "
655 mm.	1 "
660 mm.	1 "
665 mm.	1 "
670 mm.	1 "
675 mm.	1 "
680 mm.	1 "
685 mm.	1 "
690 mm.	1 "
695 mm.	1 "
700 mm.	1 "
705 mm.	1 "
710 mm.	1 "
715 mm.	1 "
720 mm.	1 "
725 mm.	1 "
730 mm.	1 "
735 mm.	1 "
740 mm.	1 "
745 mm.	1 "
750 mm.	1 "
755 mm.	1 "
760 mm.	1 "
765 mm.	1 "
770 mm.	1 "
775 mm.	1 "
780 mm.	1 "
785 mm.	1 "
790 mm.	1 "
795 mm.	1 "
800 mm.	1 "
805 mm.	1 "
810 mm.	1 "
815 mm.	1 "
820 mm.	1 "
825 mm.	1 "
830 mm.	1 "
835 mm.	1 "
840 mm.	1 "
845 mm.	1 "
850 mm.	1 "
855 mm.	1 "
860 mm.	1 "
865 mm.	1 "
870 mm.	1 "
875 mm.	1 "
880 mm.	1 "
885 mm.	1 "
890 mm.	1 "
895 mm.	1 "
900 mm.	1 "
905 mm.	1 "
910 mm.	1 "
915 mm.	1 "
920 mm.	1 "
925 mm.	1 "
930 mm.	1 "
935 mm.	1 "
940 mm.	1 "
945 mm.	1 "
950 mm.	1 "
955 mm.	1 "
960 mm.	1 "
965 mm.	1 "
970 mm.	1 "
975 mm.	1 "
980 mm.	1 "
985 mm.	1 "
990 mm.	1 "
995 mm.	1 "
1000 mm.	1 "

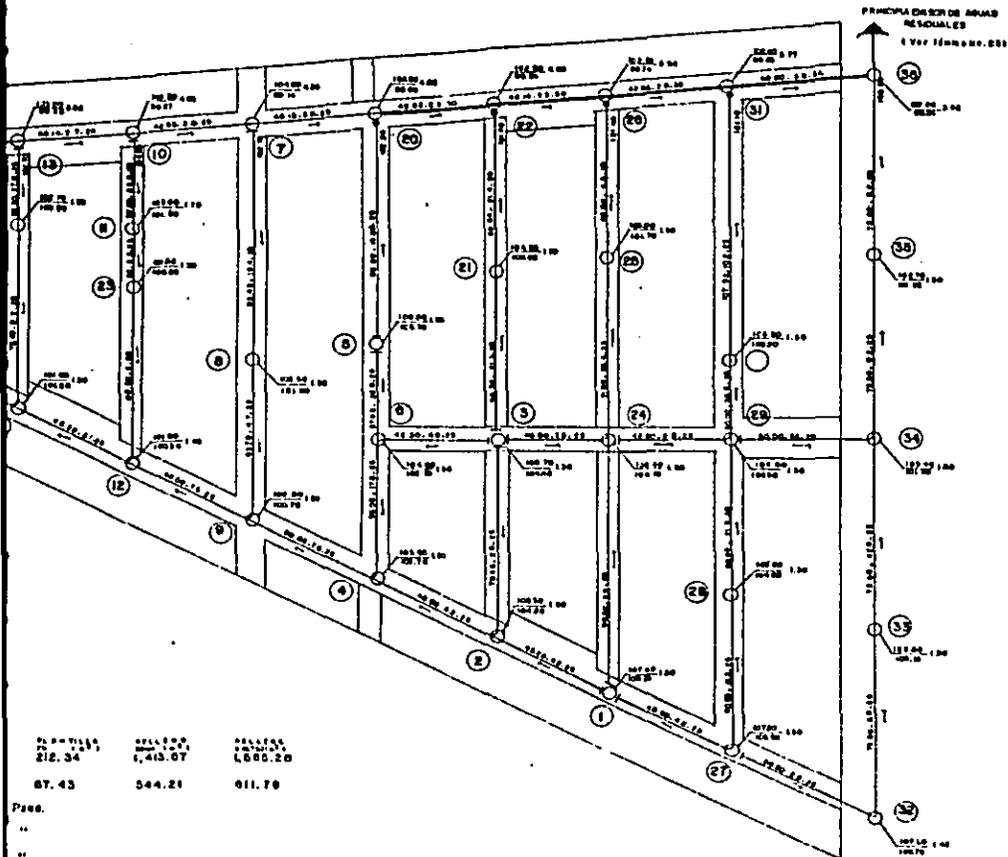
UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA		LAVINA NO
TESIS PROFESIONAL		14
ESCUELA DE INGENIERIA		
UNIVERSIDAD	UBICACION	FOLIO
LA FECHA	AMECA, JALISCO	1 1000
PLANO DE		
AGUA POTABLE		
MANUEL ENRIQUE GONZALEZ CASTRO		
		COTAS
		INGENIERIA
		FECHA
		JUNIO DE 1967



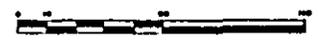
CANTIDADES DE OBRA
(Alcantarillado Sanitario y al Emisor Sanitario)

ADQUISICION, SUMINISTRO E INSTALACION
DE TUBERIA DE CONCRETO SIMPLE

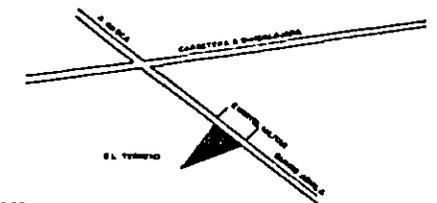
	CANTIDAD DE TUBERIA (m.)	VALOR UNITARIO (P.S.)	VALOR TOTAL (P.S.)	VALOR UNITARIO (M.P.S.)	VALOR TOTAL (M.P.S.)
25 cm Ø (110")	2,027.00	3,170.07	212.34	1,413.07	1,040.20
30 cm Ø (12")	702.44	1,223.50	67.43	544.21	911.79
Pozo de visita conca (1.30 x 1.20 m.)			27		
" " " (1.50 x 2.00 m.)			6		
" " " (2.50 x 3.00 m.)			1		
" " " (3.50 x 4.00 m.)			3		
Pozo con celda /desecho (3.00 x 4.50 m.)			5		



D.P. TILA 212.34
 D.P. TILA 544.21
 D.P. TILA 611.70



BOFIO ESCALA GRAFICA



LOCALIZACION

OBSERVACIONES

NOTA 1) LA CONSTRUCCION DE LABED Y SUS ESTRUCTURAS COMPLE MENTARIAS DEBERA AJUSTARSE A LAS NORMAS Y ESPECIFICACIONES DEL INCONAVI Y DE LAS OTRAS AUTORIDADES QUE INTERVENIRAN EN ESTA.
 NOTA 2) A LAS COTAS DE PROYECTO QUE APARECEN EN EL PLANO COMO SIMBO RELATIVO SE LE SUMARA LA COTA DEL TERRENO PARA OBTENER LA PROPIEDAD DE LOS POZOS.

DATOS DE PROYECTO

POBLACION PROYECTO	2000	HABITANTES
DOTACION	900	LTS/HAB/DIA
APORTACION (80% DE LA DOTACION)	180	LTS/HAB/DIA
SISTEMA	FORMAS	SEPARADO
LONGITUD DE LA RED	2,705.30	M.
SISTEMA DE ELIMINACION		GRAVEDAD
COEFICIENTE DE SEGURIDAD	1.0	
VELOCIDAD MINIMA	0.50	M./SEG.
VELOCIDAD MAXIMA	3.00	M./SEG.
GASTO MINIMO	0.70	L.P.S.
GASTO MEDIO	3.30	L.P.S.
GASTO MAX. INSTANTANEO	18.00	L.P.S.
GASTO MAX. EXTRAORDINARIO	28.00	L.P.S.

SIMBOLOGIA

- EMISOR
- SUBCOLECTOR
- ATAJAZA
- CAMERA DE ATARJEA
- POZO DE VISTA COMUN
- POZO DE CAIDA
- COTA DE TERRENO
- COTA ANASTRE
- LONGITUDAL PERFORANTE (1/3)" DIAMETRO (m)
- NUMERO DE POZO DE VISTA



NOTA

EL CALCULO SE HIZO CONSIDERANDO QUE LAS AGUAS PLUVIALES FLUIRAN POR LA RED. EN CAMBIO SE VIO QUE DEBIDO A LOS NIVELES DE PLATAFORMAS Y CALLES EN EL CONJUNTO HABITACIONAL QUEDARA A UN NIVEL MAS ELEVADO QUE LOS TERRENOS QUE RODEAN A ESTE Y SE OPTO POR QUE EL AGUA PLUVIAL FLUYERA POR LAS CALLES YA QUE AL SER EMPEDRADO NO TENDRIA UNA FILTRACION CONSIDERABLE, ASI SE GENERALIZARON LOS DIAMETROS QUEDANDO TUBERIA CON 8 DE 10" Y 10"

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA	LAMINA
TESIS PROFESIONAL	15
ESCUELA DE INGENIERIA	
LA REYNA	ESCALA:
AMECA, JALISCO.	1:1000
PLANO DE	COTAS
ALCANTARILLADO	INDICADAS
MANUEL ENRIQUE GONZALEZ CASTRO	FECHA
	JUNIO DE 1982

VII.- FUENTE DE ABASTECIMIENTO.

Para suministrar agua que sea eficiente y apropiada a nuestro conjunto habitacional, es necesario hacer un estudio previo que nos satisfaga las necesidades particulares que se requieren, siendo en este caso esencialmente de tipo habitacional-residencial.

Las fuentes de abastecimiento pueden ser :

AGUAS METEORICAS.- Que son las aguas que caen directamente de la atmósfera en forma de lluvia, captándose una vez que llegan a tierra en cisterna.

AGUAS SUPERFICIALES.- Son aquellas aguas provenientes de los lagos naturales, de ríos, de embalses, etc. aunque por lo regular casi siempre estas aguas se encuentran un poco contaminadas.

AGUAS SUBTERRANEAS.- Generalmente es la fuente de bastecimiento principal a nuestro medio, ya que estas aguas tienen muchas ventajas tales como:

a) Por lo regular no se necesita someterlas a un tratamiento de aguas.

b) Es más fácil de captar esta agua, además de economía.

c) Casi siempre se encuentra en abundancia.

d) No lo afectan las sequías.

e) Desde el punto de vista sanitario, son más recomendables.

Existen varios métodos de abastecer un conjunto habitacional los cuales pueden ser. Pozo profundo, manan

tiales, aguas pluviales, etc.

En nuestro caso, pozo profundo es la fuente - -
abastecedora del agua para el conjunto habitacional, la-
cual es considerada dentro de las aguas subterráneas.

A.- GENERALIDADES DE UN POZO

Generalmente, el objetivo del diseño de ingeniería es conseguir la mejor combinación posible de rendimiento, vida útil y costo razonable. El diseñador de pozos pequeños, a menudo encontrará que sus soluciones óptimas comprenden una serie de conciliaciones y que debe -- adoptar un enfoque flexible para cada problema. Entre -- estas conciliaciones está la necesidad de sacrificar rendimiento o eficiencia a fin de reducir costos. Por ejemplo, en la situación en que se requiere un rendimiento -- pequeño de una capa acuífera muy gruesa y permeable, puede justificarse el empleo de un tipo menos eficiente de sección de admisión tal como tubería ranurada en un pozo pequeño, para ahorrar el costo adicional de una rejilla -- más eficiente hecha en una fábrica. En este caso, el rendimiento limitado en comparación con la naturaleza altamente productiva de la capa acuífera hace que el costo y la disponibilidad de fondos desempeñen un papel más importante que la eficiencia hidráulica. También se puede considerar aconsejable la conciliación de la vida útil -- de un pozo pequeño con su costo. Con materiales de acero inoxidable y otros materiales no corrosivos que cuestan dos o tres veces más que el acero ordinario, un diseñador puede usar este último material en condiciones corrosivas para el entubado del pozo, a sabiendas de que tendrá que reemplazarlo tal vez en la mitad del tiempo que hubiera tenido que hacerlo si hubiese usado acero inoxidable.

Puede también haber basado su decisión en el hecho de que al fin de la vida útil más corta, podrá disponer de fondos adicionales para una substitución del pozo existente.

Para propósitos de diseño, un pozo que se va a -- construir en materiales no consolidados puede conside-- rarse que consiste en dos partes principales. La parte superior o sección cubierta del pozo sirve de albergue para el equipo de bombeo, y como conducto vertical a -- través del cual fluye el agua desde la capa acuífera -- hasta la bomba o el tubo de descarga de un pozo de tipo artesiano surgente. Usualmente es de construcción impermeable y se extiende hacia abajo desde la superficie -- hasta la formación impermeable situada inmediatamente -- encima de una capa acuífera o a una profundidad segura -- bajo el nivel anticipado de bombeo de agua. También se -- conoce como entubado del pozo.

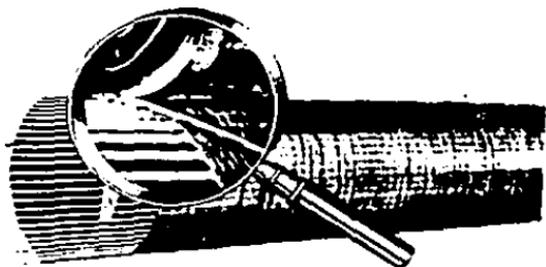
La parte interior o sección de admisión del pozo -- es la parte de su estructura en que el agua de la capa -- acuífera entra al pozo. La sección de admisión puede -- ser simplemente el extremo inferior abierto del entuba -- do del pozo, aunque esto sería un arreglo muy defectuo -- so en formaciones no consolidadas. Las desventajas son -- los grandes diámetros del pozo requeridos para la infil -- tración natural del agua dentro de él y la tendencia -- del material de la capa acuífera a ascender en el entu -- bado del pozo al efectuarse el bombeo. Un mecanismo de -- rejilla conocido como colador de pozo debe usarse en su -- lugar. Esa rejilla permite el empleo de técnicas enca -- minadas al aumento del grado de infiltración natural en -- el pozo, ofreciendo así la conveniencia de un pozo mu -- cho más pequeño. Además de asegurar que no se obstruya -- la entrada del agua en el pozo a baja velocidad, el co -- lador debe proporcionar soporte estructural contra el -- derrumbe de material de formación no consolidado y evi -- tar la entrada de éste con el agua en el pozo.

SECCION ENTUBADA

La selección del diámetro de la tubería del pozo se controla, usualmente, por el tipo y tamaño de la bomba que se espera instalar para el rendimiento potencial o deseado del pozo. El entubado del pozo debe ser suficientemente grande para alojar la bomba con bastante holgura para su instalación fácil y funcionamiento eficaz. Para pozos más grandes, tales como los que se usan para abastecimiento municipal e industrial, el diámetro del revestimiento debe escogerse dos tamaños nominales (nunca menos de un tamaño nominal) mayor que el de las cajas de la bomba. Para pozos de cuatro pulgadas o menos de diámetro, es satisfactorio escoger un diámetro de entubado que sea un tamaño nominal mayor que el de las cajas, el cilindro, o el cuerpo de la bomba. Lo anterior supone el uso de una bomba de tipo de pozo profundo que usualmente se suspende por medio de una columna de tubo y/o flecha dentro del entubado del pozo. Una bomba que tenga diámetro de caja mayor de tres pulgadas (7.5 cm) no debe, de acuerdo con esta regla, instalarse en una tubería de cuatro pulgadas de diámetro.

En pozos pequeños, donde se sabe que los niveles de bombeo del agua bajo la superficie del suelo se encuentran dentro de los límites prácticos de succión - - (quince pies) (4,5 m) (o menos) de la mayor parte de las bombas del tipo de superficie, tales máquinas se conectan, ya sea directamente en el extremo del entubado del pozo, o con una tubería de succión suspendida dentro del entubado del pozo. El diámetro de éste puede luego seleccionarse en relación al diámetro de la succión o admisión de la bomba teniendo en mente que no es aconsejable restringir la capacidad de succión de la bom

ba empleando tubería de diámetro más pequeño que el de su lado de succión.



FABRICACION DE UN COLADOR DE POZO DEL TIPO
RANURA CONTINUA.

En pozos más grandes y más profundos que los -- que se consideran algunas veces es ventajoso, por razo-- nes económicas y de otro tipo, reducir el diámetro del -- revestimiento a niveles inferiores a la mayor profundidad de bombeo previsto. Esto se hace instalando, en forma -- de telescopio una o más secciones de entubado de tamaño -- más pequeño a través del lecho superior. Esto ahorra el -- costo adicional de prolongar el entubado de diámetro mayor todo el trayecto hacia abajo hasta la capa acuífera, cuan -- do un tamaño menor de tubería sería suficiente para alo -- jar el flujo previsto de excesiva pérdida de carga. Sin -- embargo, hay poca justificación para este tipo de diseño en pozos de cuatro pulgadas (10 cm) o menos de diámetro -- y no más de cien pies (30 M) de profundidad.

SECCION DE ADMISION

Tipo y construcción de la rejilla.

El factor que más influye en el funcionamiento eficiente de un pozo es el diseño y la construcción de su rejilla. Una rejilla propiamente diseñada combina un alto porcentaje del área abierta para el flujo relativamente libre, dentro del pozo, con potencia suficiente -- para resistir las fuerzas a que puede quedar sujeta la rejilla durante la instalación en el pozo y después de ella. Las aberturas de la rejilla, preferiblemente, deberán tener una forma que facilite el flujo dentro del pozo, a la vez que dificulte a las partículas pequeñas alojarse permanentemente en ella restringiendo así un flujo.

Existen rejillas de pozos de tipo de ranura continua, hecha de alambre estirado en frío, de sección -- aproximadamente triangular, enrollado en forma de espiral alrededor de un conjunto circular de varillas longitudinales. El alambre se solda a las varillas en todos los puntos de contacto.

La rejilla de pozo cilíndrico resultante viene a ser una unidad rígida de una pieza.

Mientras más fuerte sea el material usado en la construcción, más pequeñas serán las dimensiones de las varillas de alambre y, por lo tanto, mayor la relación de espacio abierto y área compacta de la superficie de la rejilla. Estas están hechas de metales tales como hierro galvanizado, acero, acero inoxidable y varios tipos de latón. También se están experimentando, con este fin, materiales plásticos.

SELECCION DE MATERIALES PARA EL REVESTIMIENTO Y LA REJILLA.

La selección de los materiales que entran en la construcción de un pozo es un aspecto muy importante del diseño del mismo. Un pozo construido con materiales de poca o ninguna resistencia a la corrosión puede ser destruido hasta quedar inservible, por un agua altamente corrosiva a los pocos meses de su terminación. Este será el caso a pesar de que los demás aspectos del diseño -- sean excelentes. Una selección inadecuada de los materiales puede ocasionar también el derrumbe del pozo debido a una resistencia inapropiada. Los anteriores son factores que tienen influencia considerable en lo que se llama la vida útil de un pozo. Además de estas influencias, la selección de los materiales también afecta considerablemente al costo del pozo. Los metales resistentes a la corrosión, por ejemplo, son mucho más costosos que el -- acero ordinario. La selección de un metal adecuado o el empleo de un espesor más grande del mismo metal para llegar los requerimientos de resistencia, redundará invariablemente en costos más elevado. Por lo tanto estas consideraciones indican que el diseñador debe tener gran -- cuidado en la selección de los materiales para un pozo.

De ordinario, el diseñador toma su decisión en la selección de materiales después de considerar tres -- factores principales. Estos son calidad del agua, requerimientos de resistencia y costo.

CALIDAD DEL AGUA

La calidad del agua en este contexto, se refiere primordialmente al contenido mineral del agua que -- producirá el pozo. Sus efectos sobre el metal pueden -- ser de dos tipos básicos. Pueden causar corrosión o in-

crustación. Ciertas aguas causan corrosión e incrustación al mismo tiempo. Los análisis químicos de muestras de -- agua pueden indicar al intérprete hábil si es probable - que un agua sea corrosiva, que produzca incrustaciones, - o ambos defectos. A menos que ya se disponga de conoci-- miento sobre la naturaleza del agua en una capa acuffera, sería recomendable solicitar la asesoría de un químico - con experiencia al respecto antes de escoger los materiales que se usarán en el pozo.

La corrosión es un proceso que destruye los metales. Usualmente, las aguas corrosivas son ácidas y pueden contener concentraciones relativamente altas de oxígeno disuelto que, a menudo, es necesario para la existencia y el aumento del grado de corrosión. Concentraciones altas de bióxido de carbono, sólidos totales disueltos y sulfuro de hidrógeno con su olor característico de huevos podridos son otras indicaciones de un agua que -- tiene probabilidades de ser corrosiva.

Además de la calidad del agua, hay otros factores tales como velocidad del flujo y disimilitud de los metales que contribuyen al proceso de corrosión. Mientras mayor sea la velocidad del flujo, mayor será la eliminación de los productos finales protectores de la corrosión de la superficie del metal y, por lo tanto, la exposición de esa superficie a corrosión posterior. Esta es otra razón importante para mantener la velocidad a través de las aberturas de la rejilla dentro de límites aceptables. El uso de dos o más tipos diferentes de metales, como por ejemplo acero inoxidable y acero ordinario, o acero y latón o bronce, debe evitarse siempre que sea posible. Usualmente, la corrosión es más grande en los puntos de contacto o en las proximidades de los metales.

La corrosión puede ocurrir en las rejillas del pozo así como en el revestimiento o entubado. También puede ser más crítica en las rejillas porque allí puede alcanzar proporciones de daño mucho antes que en el entubado. Esto se debe a que solamente se requiere un pequeño agrandamiento de las aberturas de la rejilla para permitir la entrada de arena a través de ella, mientras que el espesor total del entubado de metal debe ser penetrado para ocasionar una falla en el pozo debida a la corrosión de su revestimiento. Sin embargo, ésta no es una razón para desdeñar el efecto de la corrosión en los revestimientos. La falla del revestimiento por corrosión arruina un pozo del mismo modo que una falla de la rejilla. Puede provocar la introducción de barro y agua contaminada o inadecuada en el pozo.

COSTO

Con frecuencia, las consideraciones de costo pueden ser el factor decisivo en la selección de los materiales de construcción empleados en los pozos pequeños. Por ejemplo, puede darse el caso de que el acero inoxidable sea el material más adecuado, combinando la resistencia a la corrosión con excelente fuerza y una larga vida útil. Sin embargo, su costo puede hacer que el diseñador recomiende el uso de otros materiales menos adecuados después de pesar los beneficios de la mayor vida útil contra el costo inicial más bajo, el costo de la substitución en una fecha posterior y la capacidad financiera del propietario.

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

PERCUSION POR CABLE Y HERRAMIENTA.

El método de percusión con herramienta y cable es uno de los más antiguos empleados en la construcción de pozos. Utiliza el principio de la caída libre de una broca pesada aplicando golpes contra el fondo de un agujero y penetrando, de esta manera, en el suelo. Los cortes se retiran periódicamente por medio de un achicador o bomba de arena. Las herramientas para perforar y achicar se llevan en líneas o cables separados enrollados en tambores elevadores independientes.

Los componentes básicos de un aparejo perforador de cable y herramientas son: una unidad de fuerza motriz para impulsar el carrete del cable (que lleva el cable de perforación) y el carrete de arena (que lleva el cable para achicar), y un balancín para impartir el movimiento de perforación a las herramientas, montados todos en un bastidor que lleva una grúa o mástil de peso adecuado para el uso de una línea de herramientas de perforación.

Una línea completa de herramientas de perforación comprende cuatro partes. Estas son: la punta de broca, la barra de la broca, los percursoros de perforación y el encastre para la cuerda. La punta de la broca, en forma de cincel, se usa para aflojar los materiales de roca no consolidada y, al oscilar, los mezcla con un lodo que se extrae posteriormente por medio de achicadores. Cuando se perfora en formaciones secas, debe agregarse agua para formar el lodo. El paso del agua sobre la broca permite el movimiento del lodo relativo a ella, y por lo tanto facilita el movimiento oscilante de caída libre de la broca. El vástago de la broca situado inmediatamente sobre la punta, solo proporciona peso adicional a és-

ta y agrega longitud a la línea de herramientas para percibir que la perforación sea recta.

Los percursores son un par de barras de acero, unidas que pueden moverse entre sí en una dirección vertical. El juego o carrera de los percutores de perforación es de 6 a 9 pulgadas (15 a 22 cm.) Los percutores de perforación deben diferenciarse de los percutores de pesca, de igual diseño que tienen una carrera de 18 a 36 pulgadas (45 a 90 cm.) y se utilizan para pescar o recuperar herramientas que se han soltado de la línea de perforación en el agujero.

El encastre de la cuerda conecta la línea de herramientas al cable. Está construido de tal manera que proporciona una ligera rotación en el sentido de las manecillas del reloj a las herramientas de perforación en relación con el cable. Esta rotación de las herramientas asegura la perforación de un agujero redondo. Otra función del encastre de la cuerda es proporcionar, con su peso, parte de la energía de los golpes ascendentes de los percursores.

Usualmente, los componentes de la línea de herramientas se unen por medio de conexiones de tipo de caja y pasador, con diseños y dimensiones normales del American Petroleum Institute (API).

El achicador es, simplemente, una sección de tubo con una válvula de retención en el fondo. La válvula puede ser del modelo plano o del tipo de campana y lengüeta, llamado válvula de dardo.

La bomba de arena es un achicador ajustado con un émbolo, que al subir crea un vacío que abre la válvula.

la de retención y succiona los cortes en el lodo hacia el achicador. Las bombas de arena se fabrican siempre con válvulas de retención del tipo plano.

Es importante para el buen funcionamiento que el movimiento de perforación se mantenga al mismo ritmo que la caída de la línea de herramientas. El perforador debe ver que la velocidad de la máquina tenga la misma sincronización que la caída de las herramientas y la extensión del cable. Esto es un talento que sólo posee un perforador experimentado.

La perforación por medio del método de percusión por cable y herramienta en formaciones no consolidadas requiere que el entubado siga muy de cerca la punta de la broca según se va profundizando el agujero. Esto es necesario para evitar derrumbes. El procedimiento usual es cavar un agujero inicial en el cual se coloca la primera sección del entubado. Este se hinca de uno o varios pies dentro de la formación, se añade agua y el material que se encuentra dentro del entubado se reduce a masilla y se retira por medio de achicadores. Luego, se hinca nuevamente el entubado y se agrega agua al material que contiene si es necesario, se perfora y se extrae con los achicadores. Se repite el procedimiento, agregando secciones de entubado hasta que se alcance la profundidad deseada.

La operación de hincar del tubo requiere que el extremo inferior de la primera sección del entubado se cubra con una zapata protectora. El extremo superior del entubado se protege con un cabezal de hincar que sirve de yunque. Abrazaderas para hincar, hechas de dos piezas pesadas de acero forjado y unidas al cuadro de -

la llave superior del vástago de la broca, se usan a manera de martillo. La línea de herramientas, que proporciona el peso necesario para la hinca, se levanta y se deja caer repetidamente por la acción de balanceo de la máquina de perforación, hincando, así el entubado en el suelo. Otro sistema para hincar entubados en pozos de diámetro pequeño emplea un aparejo de hinca. El aparejo hincador se eleva y se deja caer en el cabezal por medio de una cuerda de manila enrollada en un carrete.

Es importante que los primeros 40 a 60 pies (12 a 18 m) del entubado se dirijan verticalmente. El alineamiento apropiado de la línea de herramientas, con centricamente dentro del entubado, cuando se permite que las herramientas cuelguen libremente es una precaución necesaria. Deben efectuarse comprobaciones periódicas con una plomada o nivel de carpintero usados a lo largo del tubo en dos posiciones, aproximadamente en ángulos rectos uno con respecto al otro para asegurar que se está perforando un agujero recto y vertical.

El método de percusión de cable y herramienta puede usarse en todos los tipos de formaciones. Sin embargo, está mejor adaptado que otros métodos para perforar en formaciones no consolidadas que contienen rocas y pedruscos grandes.

Las desventajas principales del método de percusión de cable y herramienta son su escasa velocidad de perforación y la necesidad de cubrir el agujero según avanza la perforación. Sin embargo hay cierto número de ventajas que explican su amplia aceptación. Se puede lograr, fácilmente, un muestreo razonablemente exacto del material de la formación. Igualmente, se pueden -

efectuar comprobaciones someras del rendimiento y la calidad del agua de cada estrato acuífero según progresa la perforación. Se necesita mucho menos agua para la operación que en los métodos de rotación hidráulica y de chorro. Esta puede ser una consideración importante en regiones áridas. Cualquier encuentro con formaciones acuíferas se advierte inmediatamente, ya que el agua brota dentro del agujero. Sin embargo, el perforador no necesita bajo ciertos aspectos ser tan hábil como su colega del método de rotación.

C.- LOCALIZACION DEL SITIO PARA LA PERFORACION DEL POZO.

Para localizar el lugar apropiado de la perforación del pozo, se tuvo que investigar las condiciones hidroscópicas prevaletientes en el subsuelo para localizar agua subterránea explotable.

CONDICIONES GEOHIDROLOGICAS.- El terreno del - Conjunto Habitacional se integran en la parte SUR+CENTRO de la porción occidental de un extenso valle aluvial en donde una intensa sedimentación ha formado potentes espesores de materiales aluviales.

Accidentes tectóricos hacia las estribaciones - N y S del Valle sugieren la idea de suponer al mismo como un bloque colapsado o fosa a la cual se han ido acumulando las formaciones recientes.

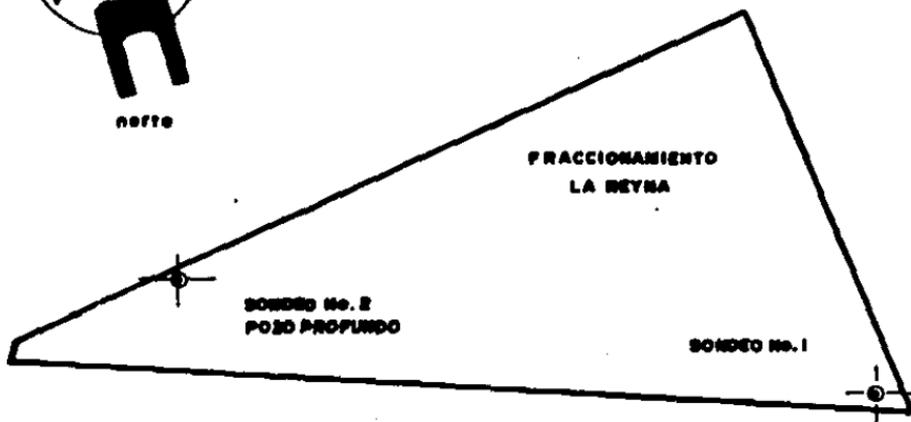
La recarga principal a la unidad de materiales - no consolidados se afectúa por efectos horizontales presentando debido a las contaminaciones arcillosas acuíferos que obedecen a una probable mecánica de confinamiento.

El sustrato u horizonte basal se debe localizar a gran profundidad deduciendo del grado geomórfico erosivo.

Graduaciones selectivas en el tirante aluvial - distinguen zonas permeables dentro de la secuencia en el ambiente de depósitos, mismos que integran acuíferos de cierta potencialidad.

TRABAJO DESARROLLADO.

PLANO GENERAL DE LOCALIZACION, SONDEOS
ELECTRICOS VERTICALES Y POZO PROFUNDO



ESC. APROX. 1:2200

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA

TESIS PROFESIONAL

ESCUELA DE INGENIERIA

LOCALIZACION DE
SONDEOS Y POZO FIGURA No. 16

MANUEL ENRIQUE GONZALEZ CASTRO JUNIO 1987

Para realizar el presente estudio se llevó a cabo un reconocimiento general de los terrenos, seleccionando los puntos estratégicos de interés para estudiar el subsuelo por medio de Sondeos Eléctricos Verticales - (SEV.)(fig.16)

. Método Geofísico: Resistividad Aparente.

. Equipo Empleado: Terrametro ABEM Atlas Copco -- Mod. 5310 A.C. Configuración de Electrodo : -- Schlumberger.

Sondeo No. 1. (Figura No.17) Localizado en el vértice SE del terreno la parte donde se encuentra la parte de donación).

Profundidad de exploración; 180.00 mts.

Una capa superficial de aluvión empacado en arcillas impermeables hasta 1 ó 2 mts. de profundidad que no presentan acuíferos de interés.

A continuación se localiza un espesor de materiales aluviales en probables contaminaciones arcillosas hasta 30 ó 35 Mts. de profundidad en donde se incrementa el grado aparente de saturación hidrosópica.

Por último se interpretó un potente espesor o tirante de sedimentos, dentro de los cuales predominan las contaminaciones de arcillas definiendo pequeños espesores de materiales saturados prolongándose esta secuencia hasta la profundidad total de la exploración.

SONDEO No. 2 (figura No.18). Localizado a 100 Mts. hacia el NE vértice W sobre el lindero Nte. de los terrenos.

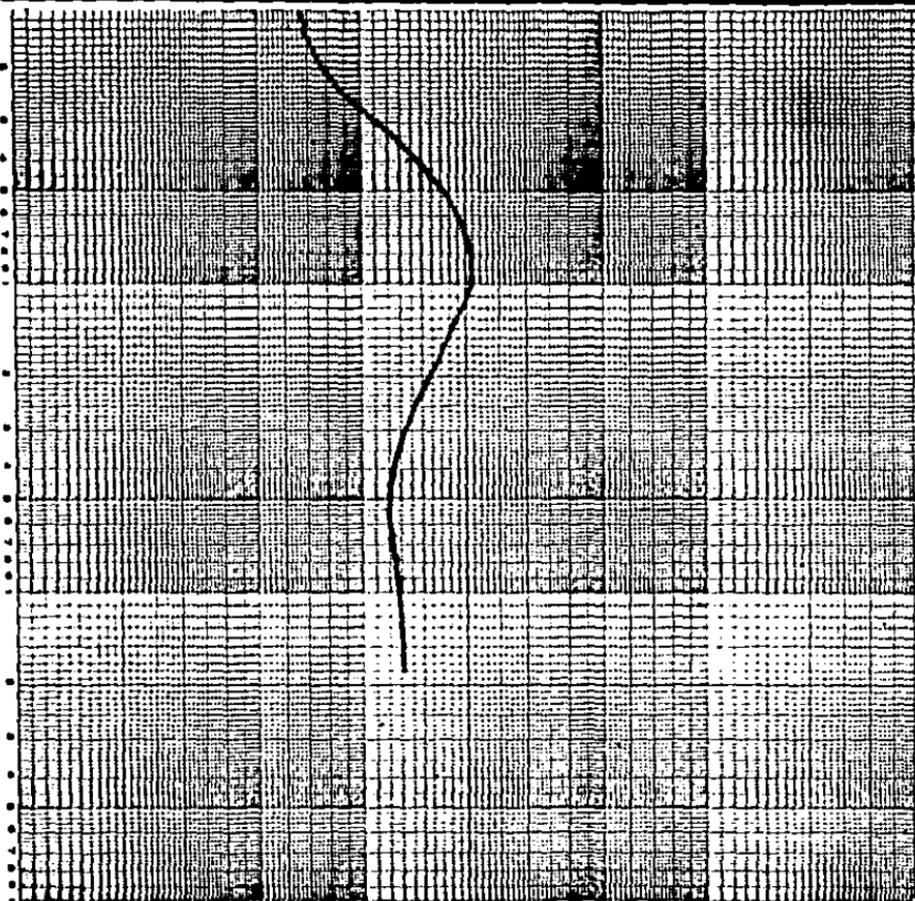
Profundidad de exploración : 180 Mts.

Una primera capa superficial reducida de aluvión empacado en arcillas hasta 5 Mts.aprox.

A continuación se define una capa hasta 8 ó 10-Mts. de aluviones y acarreos más permeables en donde se define la primer zona acuífera superficial.

A continuación se interpretó cierta gradación a materiales más arcillosos pero que mantienen grados favorables de saturación hidrosópica hasta 30 ó 35 Mts. de profundidad.

En seguida y dentro de la misma probable secuencia aluvial se localiza una capa intermedia donde se hace evidente la contaminación de arcillas, acentuándose de 120 mts. de profundidad y definiendo en claro comportamiento impermeable a partir de 150 mts. y que se prolonga hasta el fondo de la prueba.



PERFORACION
DEL POZO

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA

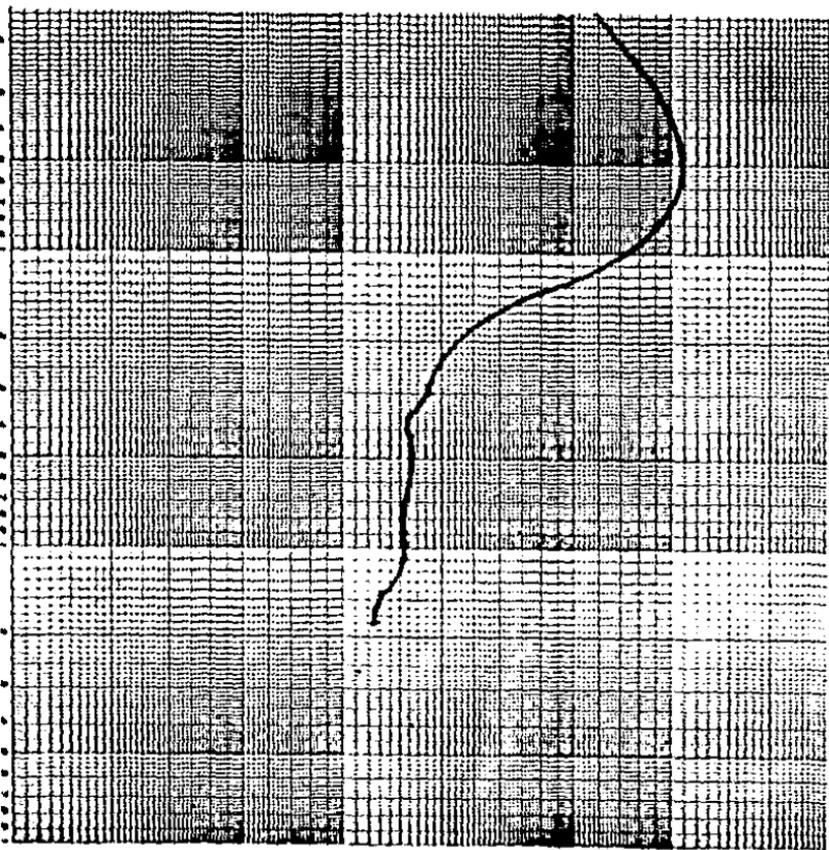
TESIS PROFESIONAL

ESCUELA DE INGENIERIA

SONDEO G.V. No.1

FIGURA No. 17

MANUEL ENRIQUE BONZALEZ CASTRO JUNIO 1987



PERFORACION
DEL POZO

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA

TESIS PROFESIONAL

ESCUELA DE INGENIERIA

SONDEO G.V. No. 2
FIGURA No. 18

MANUEL ENRIQUE GONZALEZ CASTRO JUNIO 1987

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES:

Una vez procesada y analizada la información de las pruebas eléctricas y teniendo en cuenta las condiciones geohidrológicas prevaletientes en la zona, se llegó a las siguientes conclusiones:

- PRIMERA:** En la zona de estudio prevalecen claros ambientes de sedimentación aluvial - lacustre propiciado por los accidentes de las estribaciones montañosas.
- SEGUNDA:** Estos accidentes originaron la caída de bloques por sistemas fallados originales y definieron la fosa tectónica que al irse cubriendo por los depósitos integró las formaciones de sedimentos.
- TERCERA:** Con las pruebas eléctricas realizadas no se encontró el contacto con la formación basal de fondo por lo que se supone que la unidad compacta debe encontrarse a gran profundidad en este sector del valle.
- CUARTA:** En la secuencia del depósito y confirmado por el comportamiento eléctrico de los SEV se define una secuencia de cambios en la granulometría por lo que se interpreta una interdigitación en las zonas y espesores acuíferos.
- QUINTA:** En las dos pruebas realizadas se ha encontrado gran similitud y coorelación en cuanto a los espesores que integran el subsuelo, y se ha definido en el SEV No. 2 ligeras condiciones acuíferas más favorables con un menor grado de contaminaciones arcillosas, sobre todo en la parte superior (capas No. 2 y 3).

Por todo lo anterior expuesto y teniendo en cuenta el fin pretendido de la obra, se sometió a consideración las siguientes recomendaciones:

"Perforación directa en diámetro reducido en el SEV No. 2 a una profundidad tentativo de 150 Mts.

"Recolectar y analizar muestras de perforación para construir el Corte Litológico".

"Registro Eléctrico al concluir el barreno piloto para delimitar las zonas productoras".

"Con la anterior información y en caso de estimaria positiva, proceder a realizar la etapa final de construcción".

D.- REGISTRO ELECTRICO

En base a las recomendaciones hechas con anterioridad se efectuó un Registro Eléctrico (figura 19) cuyo objetivo es registrar parámetros eléctricos de las perforaciones perforadas para testificar las condiciones acuíferas y definir la etapa final de construcción. A continuación se reportan los comentarios de la interpretación del Registro Eléctrico.

CONDICIONES DE LA PERFORACION:

Profundidad total perforada:	150.00 mts.
Diámetro de exploración	0-10 mts. 22" Ø, 10-150 mts. 13" Ø.
Equipo de perforación:	Percusión
Fluido de Perforación	Lodo arcilloso
Resistividad:	- - - - -
Nivel del lodo registrado:	10.0 mts.

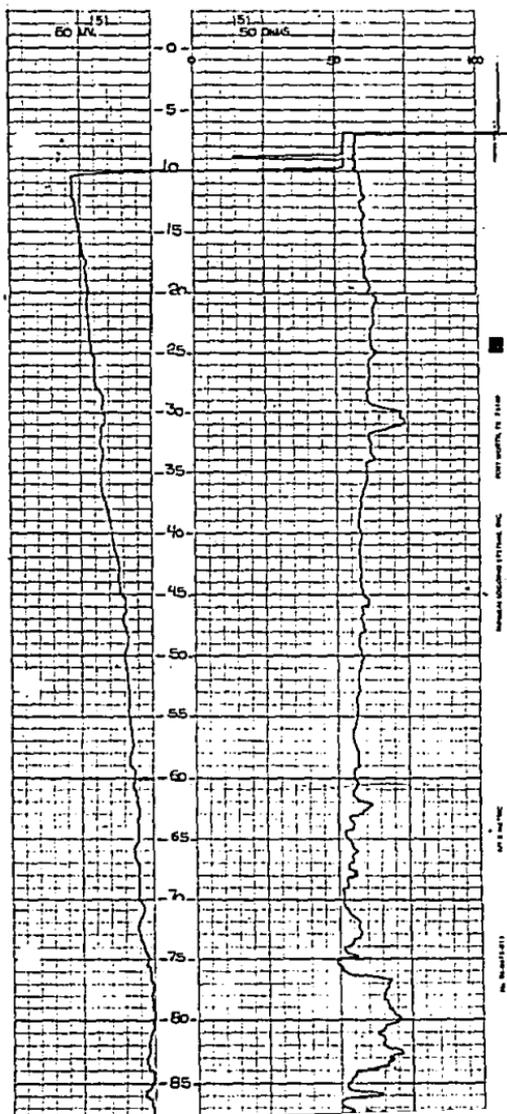
EQUIPO DE REGISTRO EMPLEADO:

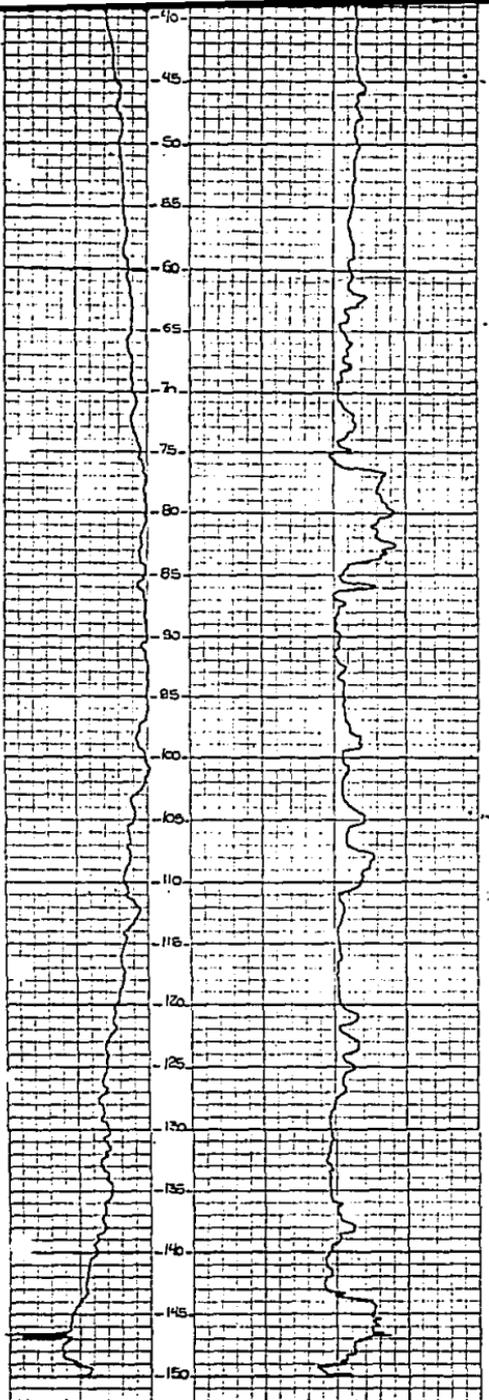
Marca.	Mineral Logging Systems (WIDCO).
Modelo	1500
Curvas:	S.P.- Normal 16" Resistividad.
Longitud total del cable:	500.00 Mts.
Sonda de registro:	Unielectrodo de dos curvas.
Corridas realizadas:	Una, empleado escala de:50M.V. 60 ohms.mt.

REGISTRO ELECTRICO

FIGURA No. 19

MANUEL ENRIQUE GONZALEZ CASTRO	Profundidad perforación 190.0 MTS.
TESIS PROFESIONAL	Profundidad 190.0 MTS.
ESCUELA DE INGENIERIA	Mts. Log. 190.0 MTS.
Pozo FRACCIONAMIENTO LA REYNA	Tipo equipo perforación PERCUSSION
equipo de registro M.L.S. 1500	diámetro tubería C-JUNTS 22" O.D. 10.0 MTS. 18" I.D.
JUNIO 1987	diámetro tubería de perforación 0-10 MTS. 18" I.D.
	fluido de perforación LODO ARCILOSO
	nivel de fluido 10.0 MTS.
	tipo de registro S.P. NORMAL 16" ACTIVIDAD





RESISTIVITY LOG
S. W. 101 100

INTERPRETACION :

Al interpretar la corrida eléctrica que se llevó a cabo, condiciones aparentes favorables de saturación, en medios ambientes poroso contaminados por materiales arcillosos que integran acuíferos confinados por tirante de arcillas en su parte superior.

De acuerdo a los valores eléctricos que se han registrado e interpretado conjuntamente con las variaciones del parámetro del autopotencial que dentro de la secuencia de los materiales y sedimentos que integran el tirante perforado se localizan interdigitaciones de gravas, cascajos y arenas, mismos que acentúan el grado aparente de saturación a partir de una profundidad de 60 Mts. prolongándose hasta el fondo total explorado.

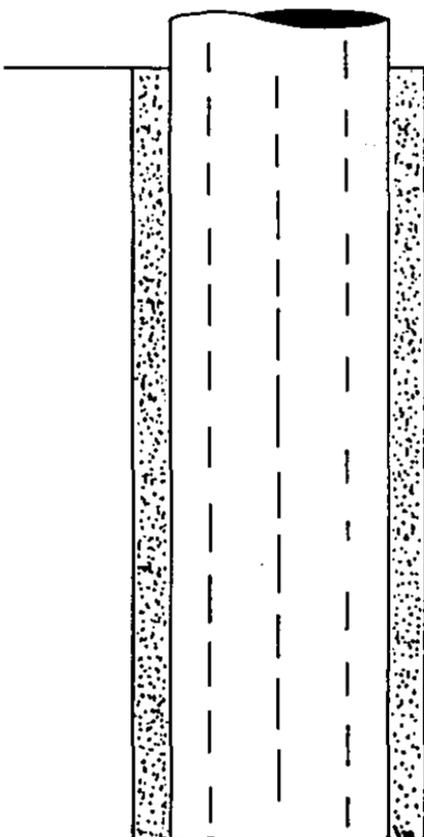
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES:

De acuerdo a la interpretación anterior, se llegó a la conclusión de que la formación en el paquete aluvial-sedimentario que se perforó acusa geohidroscopía favorable en porosidad intergranular primaria, estableciendo acuíferos que obedecen a una mecánica de semiconfinamiento por el índice de contaminaciones arcillosas en su parte superior.

No obstante y para garantizar de una manera permanente y a futuro la demanda o gasto requerido, sometemos a su consideración las siguientes recomendaciones.

- * PROFUNDIZAR BARRENO EXPLORATORIO HASTA 200 MTS.
- * SEGUIR MUESTREANDO SISTEMATICAMENTE EL DESARROLLO DE LA OBRA, HASTA ALCANZAR LA PROFUNDIDAD PROGRAMADA.

- * EN CASO DE ASI CREERLO CONVENIENTE TOMAR REGISTRO ELECTRICO.
- * AMPLIACION DE LA PROFUNDIDAD TOTAL DEL BARRENO CON 16" Ø
- * INSTALAR TUBERIA DE ADEME LISA DE 0-24 MTS, -- (10"Ø X 1/4")
- * INSTALAR TUBERIA DE ADEME RANURADA STANDAR DE: 24 MTS. HASTA EL FONDO TOTAL ALCANZADO EN (10" Ø X 1/4") RANURA 3/16"
- * ENGRAVADO SELECTIVO CON GRANZON CLASIFICADO DE - 1/4 A 1/2" Ø.
- * DESARROLLO EXHAUSTIVO DE LIMPIEZA CON PISTONEO Y TRATAMIENTO QUIMICO CON DISPERSANTES DE ARCILLA.
- * PRACTICAR AFORO RESPECTIVO PARA DEFINIR EL REGIMEN OPTIMO DE EXPLOTACION. (Figura No.20).



0 Mts.

PERFORACION:
0 a 200.00 mts. (18")

24.00 Mts.

ADEME:
0 a 24.00 mts. (10" @ x 1/4") Tubo liso
24.00 a 200.00 mts. (10" @ x 1/4")
Tubo con ranura de 3/16"

FILTRO:
Empaquetado selectivo con granada
clasificado de 1/4" a 1/2"

Desarrolle exhaustivo de limpieza
con pistones y tratamiento químico
con dispersantes de arcilla

200.00 Mts.

FIGURA No. 20

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA
TESIS PROFESIONAL
ESCUELA DE INGENIERIA
CONSTRUCCION DEL POZO EN BASE AL REGISTRO ELECTRICO
MARIEL ENRIQUE GONZALEZ CASTRO JUNIO 1987

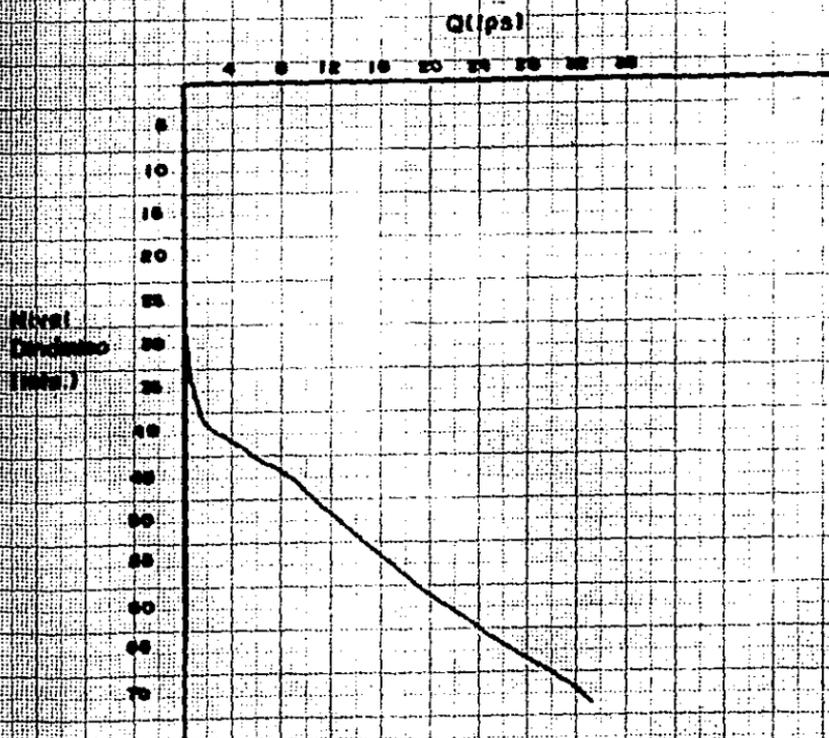
CORTE LITOLÓGICO APROX.
 POZO: UNIDAD HABITACIONAL LA REYNA
 MPIO. AMECA, JAL.

DE	A	FORMACION	CLAVE DUREZA.
0	-	1 MT. SUELO ARCILLO LIMOSO VEGETAL	I
1	-	8 " BOLEOS DE ROCA EMPACADOS EN ARCILLA ARENOSA	II
8	-	28 " ARCILLAS CON POCA ARENA	I
28	-	32 " GRAVAS Y ARENAS CON ARCILLA	I
32	-	60 " ARCILLA CON ESCASAS CONTAMI- NACIONES DE ARENA.	I
60	-	76 " GRAVAS EMPACADAS EN ARCILLA ARENOSA.	I
76	-	107 " GRAVAS, CLASTOS Y PEQUEROS BO- LEOS EMPACADOS EN MATERIAL AR- CILLO-ARENOSO.	I
107	-	140 " CLASTOS EMPACADOS EN ARCILLA	I
140	-	150 " BOLEOS, CLASTOS Y GRAVAS EM- PACADOS EN ARENAS.	I

CURVA DE AFORO DEL POZO

CONJUNTO HABITACIONAL LA REYNA

TESIS PROFESIONAL MANUEL ENRIQUE GONZALEZ CASTRO



E. EQUIPO DE BOMBEO.

La perforación y la terminación de un pozo solo constituyen una parte de la solución al problema de la obtención de agua en cantidad suficiente donde se desearía usarla. Generalmente se requiere el agua para usarla a alturas algo mayores que la del pozo y, a menudo, a distancia apreciable del mismo. Por lo tanto, debe encontrarse algún medio de elevarla desde la fuente y forzarla a través de un tubo, a velocidades adecuadas, hasta los puntos y alturas de empleo. La excepción a esta aseveración general es el caso de pozo de flujo artesiano, que tiene una descarga suficiente a presión adecuada, para satisfacer las demandas limitadas de una o varias casas pequeñas sin ninguna ayuda externa. Sin embargo, generalmente se necesita ayuda, y ésta se recibe bajo la forma de una bomba apropiada. Es importante que la bomba sea adecuada, seleccionada sobre la base de la demanda que debe satisfacer y la capacidad del pozo para producir agua.

La acción de la mayoría de las bombas se puede dividir en dos partes. La primera es la elevación del agua desde cierto nivel bajo hasta la toma de la bomba o su lado de succión. La segunda se refiere a la presión aplicada al agua en la bomba para impulsarla hacia su destino.

SELECCION DE LA BOMBA.

La selección adecuada de una bomba para su instalación en un pozo comprende la consideración de varios factores. La exposición siguiente presenta algunos de los más importantes de ellos y, particularmente, aquellos que más frecuentemente se pasan por alto y es nece-

sario hacer destacar.

El primer factor que debe considerarse debe ser, necesariamente, el rendimiento de un pozo. Pese a lo evidente que parece, es un hecho que a menudo se desatiende en la selección de la bomba para pozos pequeños. No es posible extraer más agua de un pozo que la cantidad determinada por su rendimiento máximo. Por lo tanto es necesario escoger una bomba cuya capacidad de descarga sea más grande que lo que rendirá el pozo. Usualmente, los rendimientos máximos de un pozo se determinan por medio de pruebas de bombeo.

Con el conocimiento de la capacidad específica y las demandas estimadas de agua se puede seleccionar después el régimen de bombeo adecuado tomando en consideración la provisión de almacenamiento. Se puede considerar la posibilidad de varias horas de capacidad de almacenamiento y un alto régimen de bombeo a fin de mantener el número de horas de funcionamiento tan bajo como sea posible. Deben pesarse las ventajas de hacer esto, o bien emplear un régimen de bombeo más bajo durante mayor número de horas de operación y la provisión de una capacidad de almacenamiento menor. La disponibilidad de energía eléctrica solamente por períodos limitados del día o la noche también influiría en la decisión. Habiendo escogido un régimen de bombeo, puede estimarse el descenso de nivel en el pozo para ese régimen dividiéndolo por la capacidad específica de aquél. Por ejemplo, un régimen de bombeo de 30 gpm (113.55 litros por minuto) en un pozo con una capacidad específica de 5 galones por minuto por pie, crearía un descenso de nivel de 30 dividido por 5, o sea 6 -- pies (1.83 m). Agregando el descenso a la profundidad del nivel estático

del agua bajo la superficie de ésta se obtiene la profundidad al nivel esperado de bombeo del agua. Entonces, se usa esta profundidad al nivel de bombeo del agua para escoger entre una bomba de tipo de superficie y una de pozo profundo. Al hacer esto, debe recordarse que las variaciones estacionales de la capa freática, el bombeo prolongado y la interferencia de otros pozos puede producir la disminución del nivel de bombeo del agua. Por lo tanto, deben hacerse concesiones donde es probable que ocurran tales posibilidades. El uso de bombas de pozo profundo estaría indicado donde la profundidad al nivel de bombeo del agua fuera de 25 pies (7.62 m) o más, y el pozo fuese suficientemente profundo y de diámetro bastante grande para alojar una bomba apropiada. De lo contrario, se usarían bombas de tipo de superficie con regímenes limitados de bombeo, si fuera necesario.

El siguiente paso lógico es la estimación de la carga total de bombeo, la cual, con el régimen correspondiente, determina la capacidad de la bomba seleccionada. Entonces, puede estimarse la carga total de bombeo, h_t , agregando la altura total vertical, h_e , del nivel de bombeo del agua al punto de entrega del líquido (fig.No.21) y las pérdidas totales por fricción, h_f , que ocurren en la tubería de succión y descarga. Esta estimación determina la carga por velocidad o carga requerida para producir el flujo a través del sistema, ya que puede esperarse que ésta sea despreciable en la mayoría de las instalaciones que emplean pozos pequeños. La altura vertical total, h_e , incluye la altura de succión y la carga de entrega o carga sobre el impulsor de la bomba cuando se usa una máquina del tipo superficie.

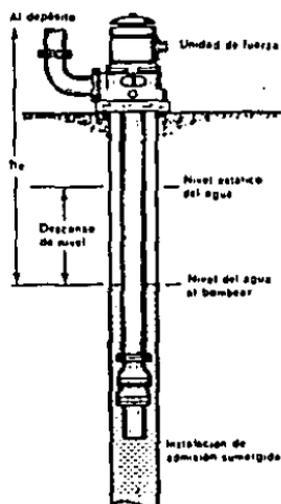


FIGURA No. 21

LA CARGA TOTAL DE BOMBEO DE LA BOMBA DE UN POZO DE AGUA INCLUYE LA ALTURA VERTICAL, h - MAS LAS PERDIDAS POR FRICCIÓN EN LA TUBERÍA, h_f Y LA -- CARGA DE VELOCIDAD.

Se puede consultar a los fabricantes de bombas o a sus agentes sobre la selección de una bomba adecuada para satisfacer la capacidad de bombeo estimada y las -- condiciones de succión, cuando sea posible. Algunos -- otros factores afectarían la selección final. Entre estos se encuentran el precio de compra y el costo de operación de la bomba; la magnitud del mantenimiento requerido y la confiabilidad, en el servicio disponible para ello; la posibilidad de obtener piezas de repuesto; la - facilidad con que pueden efectuarse las reparaciones; - las características sanitarias de la bomba, y la conve-- niencia de la regularización en el uso de un determinado tipo y fabricación de bomba a fin de reducir la diversidad de repuesto.

SELECCION DE LA FUENTE DE ENERGIA.

A menudo, el costo de la energía puede constituir un factor principal en el precio del bombeo. En vista de que los recursos económicos suelen ser limitados -- para aquellas personas y comunidades que usan pozos pequeños, es muy importante considerar cuidadosamente la -- selección de la fuente de energía. En muchos casos, el -- tipo de energía disponible será el factor determinante en el diseño de una pequeña instalación de bombeo. Normalmente, se puede escoger entre cuatro tipos de ella para operar bombas en pozos pequeños. Estos son: la energía humana, el viento, los motores eléctricos y las máquinas de combustión interna.

ELECTRICIDAD.

La electricidad, cuando se dispone de ella desde una central generadora a costo razonable, se prefiere

sobre otras fuentes de energía. Sin embargo, sería insensato instalar generadores eléctricos simplemente para hacer funcionar una bomba pequeña. La gran ventaja de la electricidad es que puede usarse para suministrar un abastecimiento continuo de agua automáticamente controlado. La fuente de energía debe ser confiable y no estar sujeta a variaciones significativas de voltaje. Usualmente, los pequeños motores eléctricos son de bajo costo -- inicial, requieren poco mantenimiento y su operación es económica.

En base al régimen para la elección de una bomba puntualizadas anteriormente y tomando en cuenta el número de habitantes que se tendrán que dotar de agua, se determinó que mediante un tanque elevado de almacenamiento del cual ampliamos la información en el capítulo de colados y viendo que existía la posibilidad de que la fuente de energía para la bomba fuera mediante la electricidad, se determinó que sería una bomba de pozo profundo.

BOMBAS DE POZO PROFUNDO

Las bombas de pozo profundo se definieron como las que se colocan dentro de los pozos y se emplean para elevar agua desde profundidades generalmente mayores de 25 pies (7.6 m) bajo la superficie del suelo. También se indicó que pueden ser de desplazamiento positivo (pistón y rotor helicoidal) y de desplazamiento variable -- (centrifugas y de chorro) por lo que respecta al diseño. Sin embargo, las bombas de pozo profundo se clasifican además, según la posición de su fuente de energía. Si está situada en la superficie del suelo o sobre él, y se requiere por consiguiente la transmisión de la fuerza impulsora, a través de un largo eje, hacia la bomba en el pozo, entonces la bomba se conoce como de eje maestro --

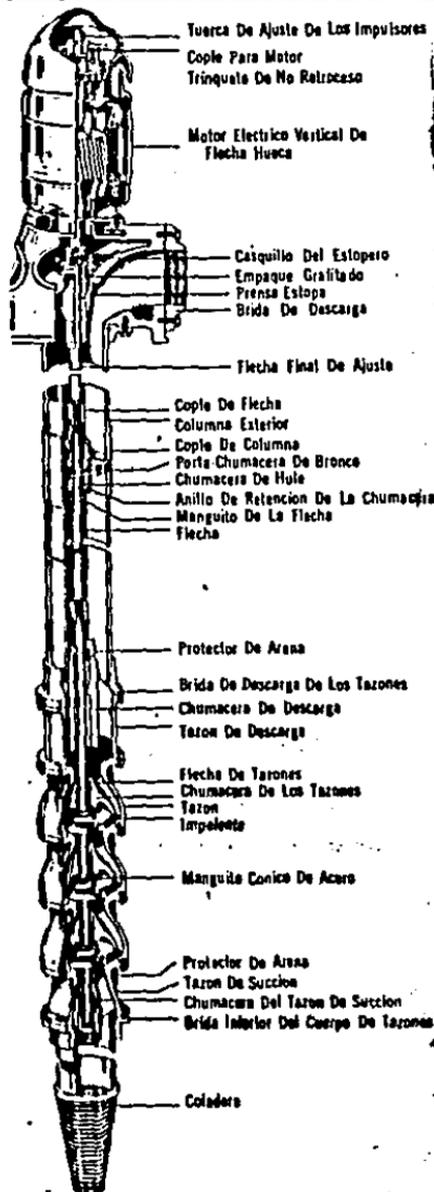
vertical. Las bombas de eje maestro pueden moverse indistintamente por medio de motores eléctricos acoplados directamente o por máquinas o motores eléctricos a través de cabezales de transmisión a ángulo recto.

Sin embargo, cuando la fuente de energía (en este caso un motor eléctrico) está montada inmediatamente bajo la bomba y sumergida con ella en el agua, la máquina se denomina bomba sumergible.

BOMBAS DE EJE MAESTRO

Las bombas de eje maestro se han empleado durante varios años, precediendo a sus más recientes competidoras, las bombas sumergibles. La mayor parte de las fallas en las instalaciones de bombas, usualmente, surgen como un resultado de problemas en la fuente de energía. Las bombas de eje maestro, por tener sus fuentes de energía sobre el nivel del suelo y separadas de ella, hacen más fácil el acceso a estas fuentes de energía y las reparaciones son posibles sin sacar todo el conjunto de la bomba del pozo. También puede lograrse mayor flexibilidad por el empleo de un cabezal de transmisión a ángulo recto, al cual pueden acoplarse dos máquinas, dos motores eléctricos o una máquina y un motor eléctrico. Esta disposición permite el empleo de una fuente de energía de reserva y operar continuamente la bomba por medio de una fuente, mientras la otra se atiende o repara.

Sin embargo, las instalaciones de eje maestro deben encerrarse en casetas para bombas y, en parte como resultado de esto, usualmente son más costosas que las instalaciones de bombas sumergibles. Los ejes y los cojinetes de las bombas de eje maestro también incluyen muchas más partes móviles, las cuales están sujetas al des



DATOS DEL EQUIPO DE BOMBEO

MARCA: Peorias Tiao
 MODELO: SLS-B-4-1"-200
 DIAMETRO DE COLUMNA: 10.16 cm.
 LONGITUD DE COLUMNA: 80.96 mts.
 TIPO: Turbias, Lubrificante Agua

DATOS DEL MOTOR ELECTRICO ACOPLADO

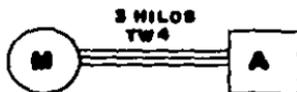
MARCA: Siemens
 CABALLAJE: 25 H.P.
 VOLTAJE: 220 Volts
 FRECUENCIA: 60 CPS.
 No. DE POLOS: 4 (1700 r.p.m.)
 ARMAZON: Nema 204 TP.
 TIPO: 1PMS204-4YKBL

DATOS DEL ARRANCADOR AUTOMATICO

MARCA: Siemens
 TIPO: NBB1
 VOLTAJE: 220 Volts
 FRECUENCIA: 60 CPS.
 TIPO: Tension Reducida Interruptor Termomagnético integrado.

DIAGRAMA DE CONECCION

- MOTOR VERTICAL FLECHA HUECA DESCRITO
- LINEA BAJA TENSION CABLE COBRE TW4 DENTRO DE POLIDUCTO 1 1/2"
- ARRANCADOR AUTOMATICO A TENSION REDUCIDA DESCRITO



UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA

TESIS PROFESIONAL

ESCUELA DE INGENIERIA

EQUIPO DE BOMBEO

FIGURA No. 22

MANUEL ENRIQUE SANCHEZ CASTRO JUNIO 1987

gaste normal, acelerado por la corrosión y las partículas abrasivas de arena.

En la figura No. 23 están los datos del equipo de bombeo que se decidió a utilizar.

Como ya lo habíamos mencionado y ya determinado el sitio del pozo y el tipo de bomba que se decidió a -- utilizar se optó por ampliar la información exponiendo -- los proyectos de DESCARGA DEL POZO PROFUNDO A LA LINEA -- DE CONDUCCION, aclarando las diversas piezas especiales para dicha conexión (lámina No.24), así como el proyecto de la LINEA DE CONDUCCION DE AGUA POTABLE DE POZO PROFUNDO A TANQUE ELEVADO; en el cual se indican las cotas del terreno, así como el diámetro de la tubería de Asbesto-cemento que se utiliza y las válvulas que esta línea lleva para un mejor funcionamiento.

CALCULO DE LA POTENCIA DE LA BOMBA

Para el cálculo de la Potencia de la bomba, se tomaron las pérdidas por accesorios según la tabla de Manning.

Para una tubería A-C 6", se tomó una fricción de 12.5 lts./seg. (Aforo del pozo).

1) Pérdida por cotas de terreno

Cota tanque +104.53
Cota Pozo +101.28
Dif. 3.25 mts.

2) Pérdida por accesorios (Cargas equivalentes)

4 codos de 90"X6" = 20.00 mts.
2 codos de 45"X6" = 5.00 mts.
1 válvula de columna de 6" = 13.00 mts.
1 Compuerta = 1.00 mt.
240 mts. de tubo = 25.00 mts.
64.00 mts. de pérdidas.

0.75% de coeficiente aplicado a la longitud equivalente (64.00 mts.)	=	0.5 mts.
Diferencia de cotas	=	3.25 mts.
Altura máxima de llenado del tanque (lámina No.27):	=	<u>21.30 mts.</u>
SUB TOTAL	=	<u>25.05 mts.</u>

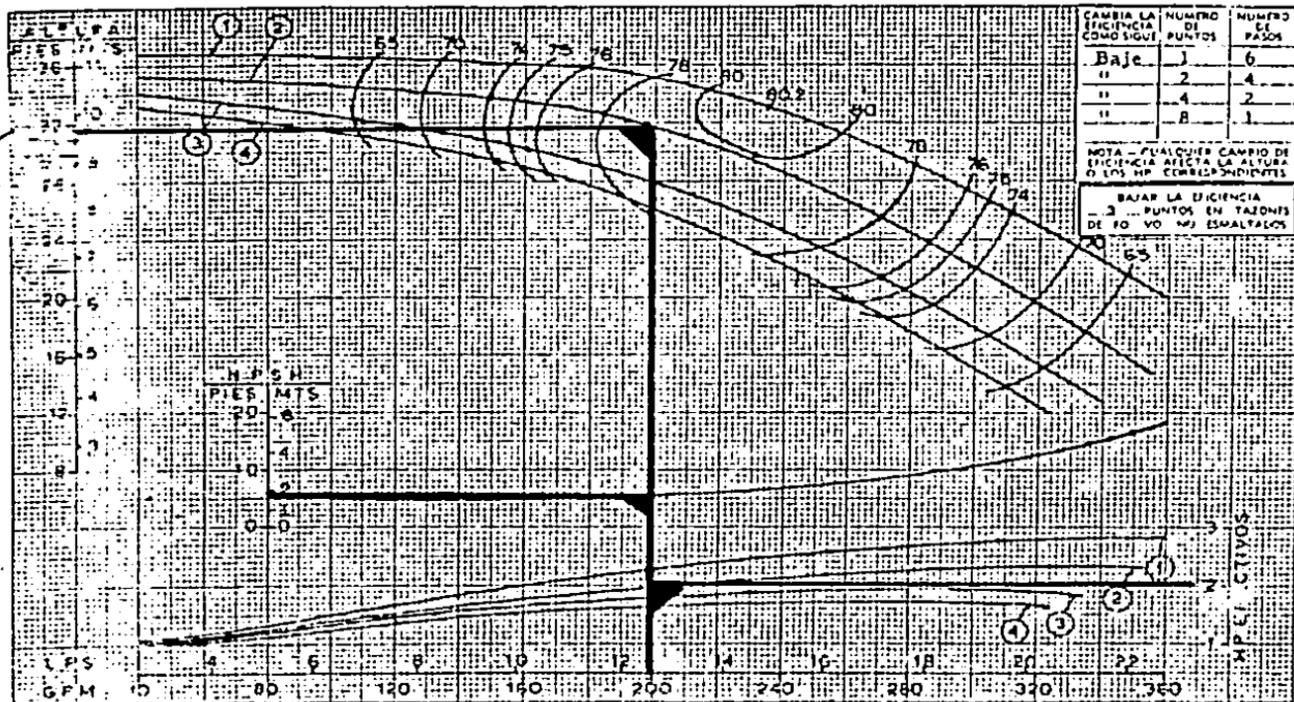
Nivel de aforo dinámico (con un gasto de 12.5 Lts/seg., según gráfica de -- aforo del pozo)	=	51.00 mts.
Pérdida interna de la bomba	=	3.60 mts.
Presión de abatimiento tubo	=	<u>3.50 mts.</u>
T O T A L	=	<u>83.15 mts.</u>

Con este datos nos vamos a la tabla de rendimientos - - 1760 R.P.M. de Peerless Tisa, S.A. donde nos da un resulta-- do de 3 H.P. por tazón y nuestra bomba tiene 6 tazones como lo muestra la figura No.22 = 3 H.P. X 6 tazones = 18 H.P. -- como no existen bombas de marca Peerless de 18 H. P. nos vamos a la más próxima: que es de 25 H.P.

1760 R.P.M.

SECCION 1220

HOJA No 14



CAMBIA LA EFICIENCIA COMO SIGUE	NUMERO DE PUNTOS	NUMERO DE PASOS
Baje	1	6
"	2	4
"	4	2
"	8	1

NOTA - CUALQUIER CAMBIO DE EFICIENCIA AFECTA LA ALTURA O LOS HP CORRESPONDIENTES

BAJAR LA EFICIENCIA
 - 3 - PUNTOS EN TAZONES DE 10 VO NO ESMALTADOS

RENDIMIENTO MECANICO GARANTIZADO
 SE GARANTIZA EL PUNTO DESIGNADO SI GAVIENE
 1- LUBRICACION A LA SUCCION DE LA BOMBA
 2- BOMBA NUEVA BENEFICIADA
 3- LUBRICACION DE GASOLINA, AIRE O

CURVA N.º	IMPULSOR NUM.
1	
2	
3	2616465

IMPULSOR DIAM.
5.15/16
5.11/16 x 5.15/16
5.7/16 x 5.15/16



PEERLESS TISA, S.A.
 MONTERREY, N. L., MEXICO

RENDIMIENTO POR PASO

TAZON	8LB
R. P. M.	1760

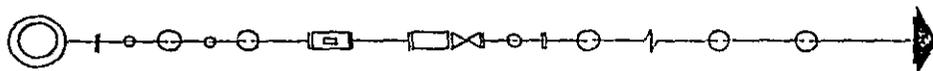
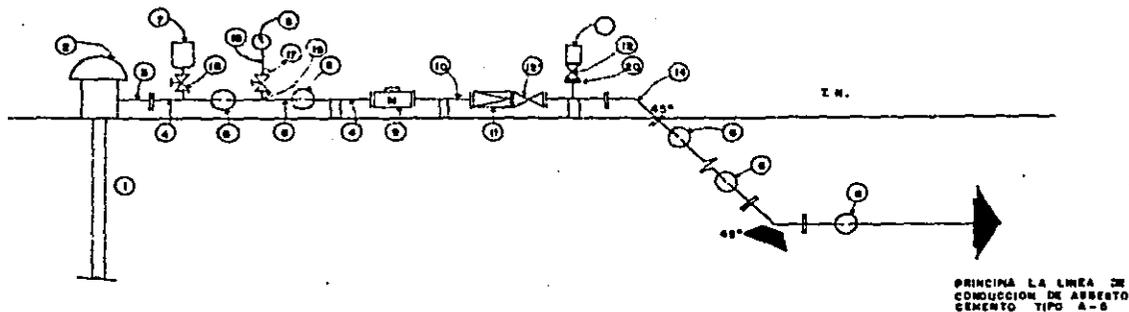
CALCULO LINEA DE CONDUCCION

POZO - TANQUE ELEVADO

Para este cálculo se tomaron tres diferentes diámetros 4", 6" y 8" siendo el de 6" el más apropiado.

DIAMETRO NOMINAL		AREA EN M ² . (A)	CAUDAL EN m ³ /seg. (Q)	VELOCIDAD m/seg. (V)	LONG. LINEA m. (L)	(Q ²)	COEF. FRICC. MANNING	CONSTANTE DE MANNING (K)	PERDIDA PRECIO H _f = L Q ² / K mts.	% DE PÉRD. OTRAS PERDIDAS	H ₁ f = H ₁ + % de H _f
m. ts.	Pulgadas										
0.10	4	0.00785	0.012	1.52	228.5	0.000144	0.10	199.61	6.56	0.65	7.21
0.15	6	0.01742	0.012	0.688	228.5	0.000144	0.10	23.79	0.78	0.10	0.88
0.20	8	0.0310	0.012	0.387	228.5	0.000144	0.10	5.07	0.16	0.05	0.21

TESIS PROFESIONAL
MANUEL ENRIQUE GONZALEZ CASTRO.

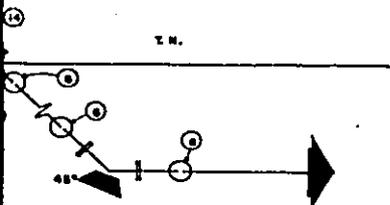


LISTA DE MATERIALES

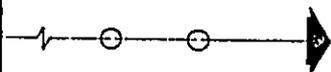
- 1 POZO PROFUNDO
- 2 BOMBA TIPO TURBINA
- 3 CABEZAL DE DESCARGA
- 4 EXTREMIDAD
- 5 MANOMETRO DE 0 A 7 kg/cm²
- 6 JUNTA RIBAUT
- 7 VALVULA DE EXPULSION DE AIRE
- 8 TRAMO DE TUBERIA
- 9 MEDIDOR DE GASTO
- 10 CARRETE DE ACERO
- 12 VALVULA DE COMPUERTA DE 2" Ø ROSCADA
- 12 VALVULA DE COMPUERTA DE 4" Ø BRIDADA
- 13 TEE DE P. P. (150x80)
- 14 CODO DE P. P. DE 45°
- 15 VALVULA DE ALIVIO CONTRA GOLPE DE ARIETE
- 16 VALVULA DE BLOQUEO
- 17 REDUCCION CAMPANA DE 1/2" A 3/8"
- 18 TUBO DE COBRE DE 3/8" Ø
- 18 DIRECCION DE 1" Ø
- 20 BRIDA CON ROSCA

ESPECIFICACIONES DE VALVULAS Y MEDIDOR

- 15 UNA VALVULA DE ALIVIO DE PRECION, MARCA ROSS MODELO 20-WH O SIMILAR TODA DE BRONCE, CON CUERPO EN FORMA DE ANULO, OPERADA AUTOMATICAMENTE POR PILOTO INTERNO PARA UN AMBITO DE PRECION DE 4.8 A 12.0 kg/cm² (50 a 180 psi) CON DIAMETRO DE 80.80 mm (3") EL RESORTE DE LA VALVULA DE AJUSTARA PARA QUE ABRA A UNA PRECION DE 60 kg/cm² (87 psi).
- 7 VALVULA DE EXPULSION DE AIRE PARA DESCARGA DE TIPO TURBINA EN POZO PROFUNDO, MARCA APD, MOD. 142 O SIMILAR DE 83.40 mm (3") DE DIAMETRO.
- 9 MEDIDOR DE FLUJO DE HELICE TIPO WOLMAN CON ESPERA EN SECO DE 4" Ø Y EXTREMOS BRIDADOS MARCA DELAUNET O SIMILAR.



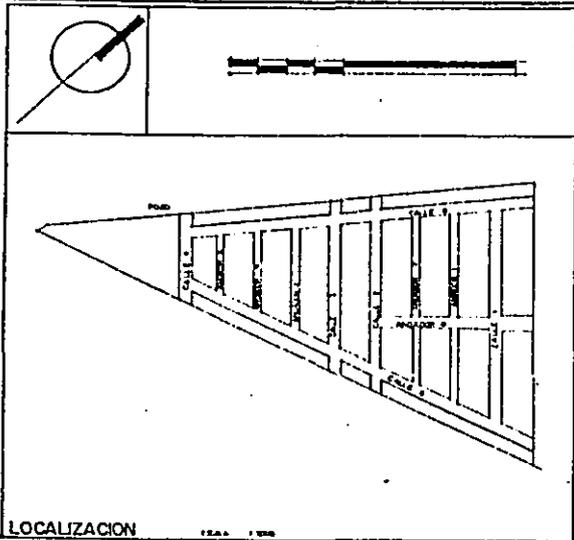
PRINCIPA LA LINEA DE
CONDUCCION DE ASBESTO
CEMENTO TIPO A-0



ESPECIFICACIONES

DE VALVULAS Y MEDIDOR

- 6 UNA VALVULA DE ALIVIO DE PRECION, MARCA ROBE MODELO 20-WR O SIMILAR TODA DE BRONCE, CON CUERPO EN FORMA DE ANGULO, OPERADA AUTOMATICAMENTE POR PILOTO INTERNO PARA UN ANGIO DE PRECION DE 3.5 a 12.70 kg/cm^2 (50 a 180 psi) CON DIAMETRO DE 80.80 mm (3.18") EL RESORTE DE LA VALVULA SE AJUSTARA PARA QUE ABRA A UNA PRECION DE 40 kg/cm^2 (57 psi).
- 7 VALVULA DE EXPULSION DE AIRE PARA DESCARGA DE TIPO TURBINA EN POZO PROFUNDO, MARCA APDO, MOD. 142 O SIMILAR DE 25.40 mm (1") DE DIAMETRO.
- 8 MEDIDOR DE FLUJO DE HELICE TIPO WOLMAN CON ESPERA EN SECO DE 6" Y EXTREMOS BRIADOS MARCA DELAUNET O SIMILAR.

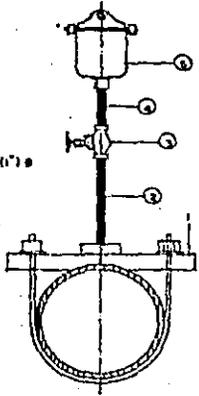


LOCALIZACION

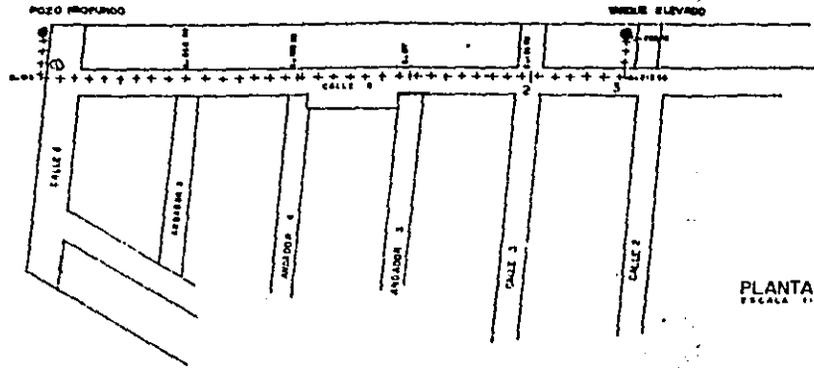
UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA		LAMINA No.
TESIS PROFESIONAL		23
ESCUELA DE INGENIERIA		ESCUELA
UNIDAD LA REINA	DIRECCION AMECA JALISCO	I. MOD.
PLANO DE CONEXION BOMBA-POZO		CITAS
MANUEL ENRIQUE GONZALEZ CASTRO		FECHA JUNIO DE 1987

SIMBOLOGIA

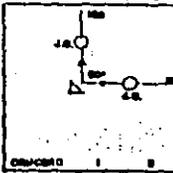
- 1.- BRACAZERA de hierro
- 2.- Anillo de P.C. de 25 mm (1") Ø y 110 mm (4 1/4") longitud
- 3.- Válvula de agua de 25 mm (1") Ø y 30 mm (1 1/4") longitud
- 4.- Anillo de P.C. de 25 mm (1") Ø y 30 mm (1 1/4") longitud
- 5.- Válvula de agua de 25 mm (1") Ø



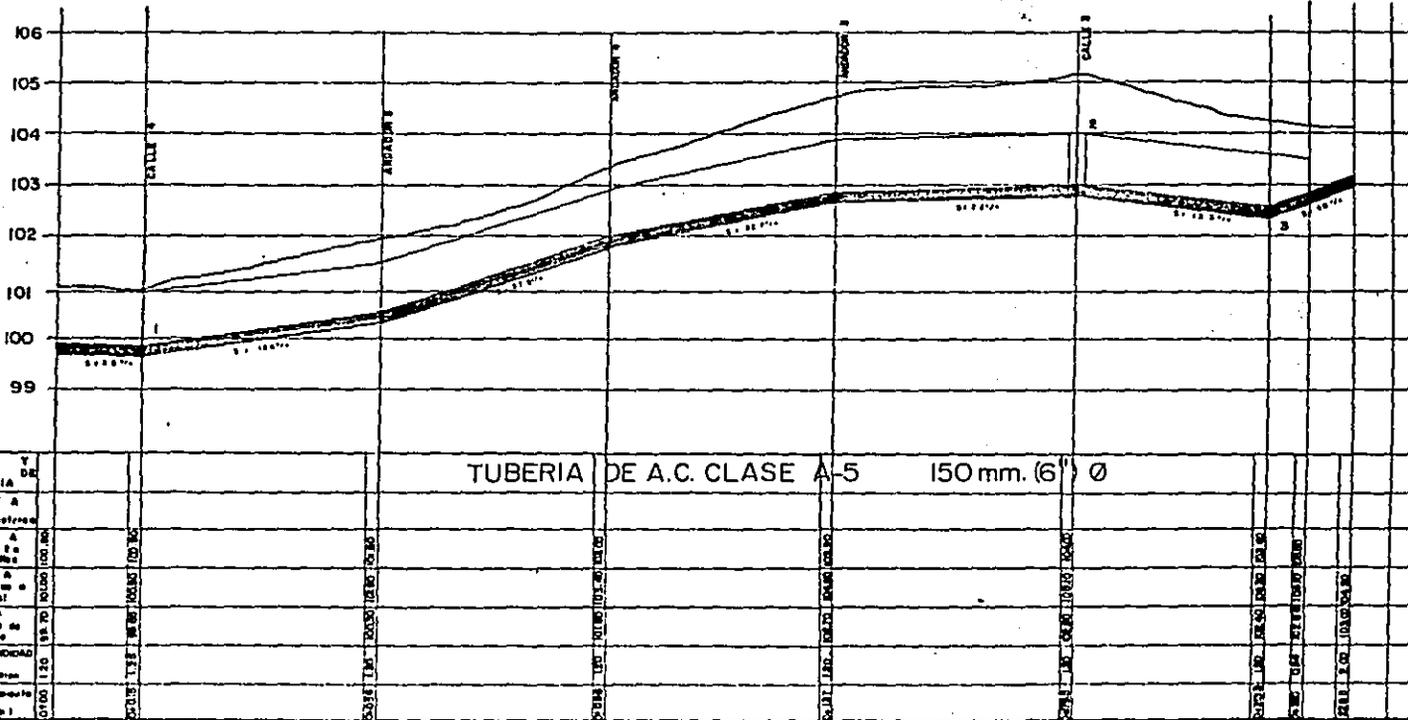
DETALLE CRUCERO DENTRO DE CTV-1



PLANTA ESCALA 1:1000



DETALLE C

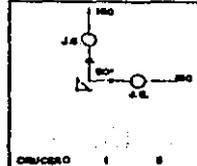
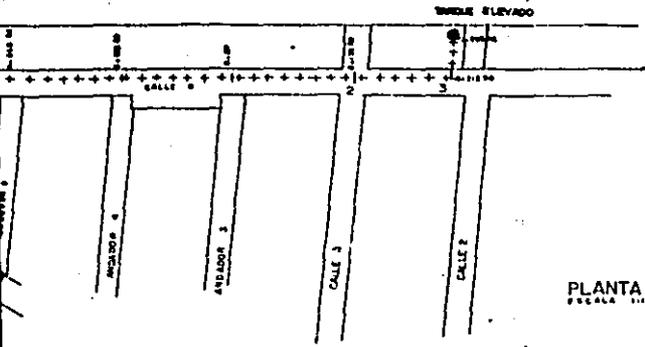


TUBERIA DE A.C. CLASE A-5 150 mm. (6") Ø

TIPO Y CLASE DE TUBERIA	
COTA	
Proyección	
COTA	
Sección de Calle	
COTA	
Sección de Anclaje	
COTA	
Sección de Tubería	
PROY. UNIDAD de Embarcación	
CODIGO de Calle	

PERFIL LONGITUDINAL POR LA CALLE 6

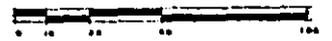
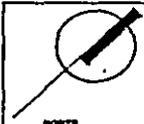
ESCALA: HORIZONTAL 1:500
VERTICAL 1:50



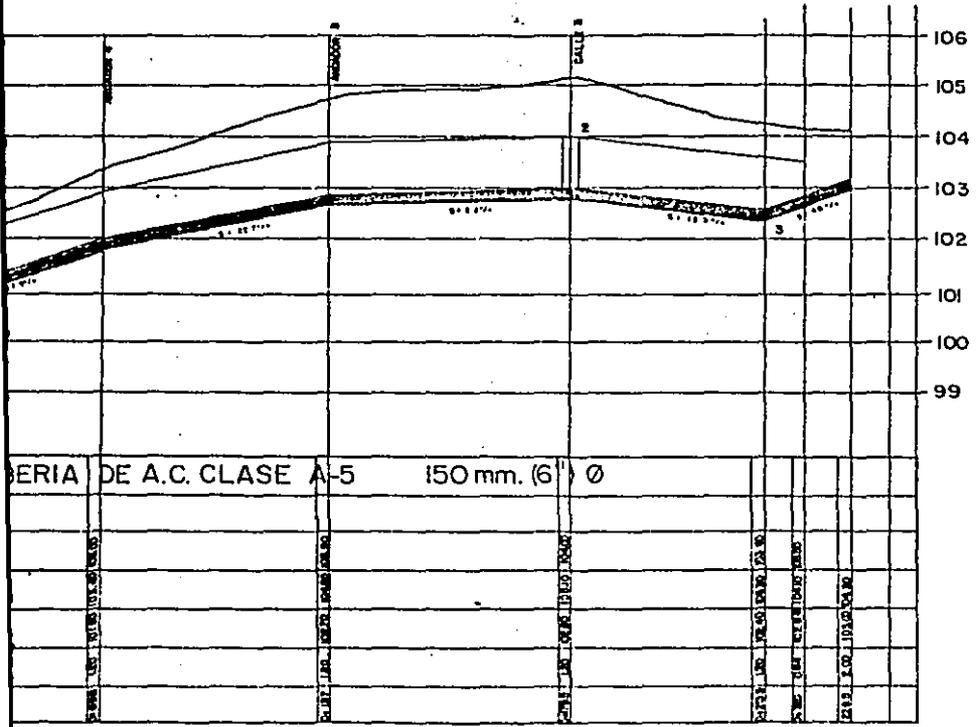
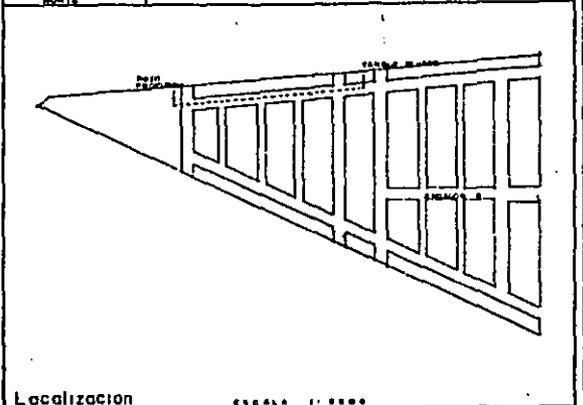
LISTA DE PIEZAS ESPECIALES

Casta con ancho de 180 mm B.	8
Extremidad "	4
Junta Chapa 180 "	4
Empaque fresa 180 "	4
Traverseo fresa	40
Alfileres de aluminio	8

DETALLE DE CRUCEROS



ESCALA GRAFICA



LONGITUDINAL POR LA CALLE 6

ESCALAS HORIZONTALES 1:500
VERTICAL 1:50

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA		LABORA No.
TESIS PROFESIONAL		24
ESCUELA DE INGENIERIA		ESCALA
UNIDAD LA REINA	UBICACION AMECA, JALISCO	1:1000
PLANO No.		COTAS
LINEA DE CONDUCCION		INVENTARIO
MANUEL ENRIQUE GONZALEZ CASTRO		FECHA
		DIAS DE 1987

VIII.- DESCARGA

La descarga que manejaremos en nuestro sistema de alcantarillado será mediante un emisor sanitario, el cual se conectara a una línea existente de la ciudad de Ameca.

EMISOR SANITARIO: El objetivo de un emisor sanitario es principalmente el transportar las aguas residuales captadas por las diferentes líneas y más específicamente por los colectores transportando dichas aguas fuera del centro urbano.

COLECTOR : Es aquel cuyo objetivo es captar las aguas transportadas por los subcolectores y atarjeas.

Para la determinación del emisor sanitario el cual desalojará sus fluidos en una línea existente, y su conexión será en el cruce de los ejes del camino Ameca - Quila y la carretera Guadalajara-Ameca, al cruzar la carretera, ampliamos la información en la lámina No.25, por lo que tuvimos que obtener un convenio con la Secretaría de Comunicaciones y Transportes para la ruptura de la carretera, es necesario tener las siguientes bases:

CALCULO HIDRAULICO.- Como dato previo de las alcantarillas, es preciso considerar la cantidad de agua residual que habrán de transportar, en nuestro caso las aguas residuales de la Unidad Habitacional. La cantidad de agua residual a evacuar diariamente corresponde a la cantidad de agua distribuida, disminuida en un porcentaje que varía del 20 al 30%.

DISEÑO ESTRUCTURAL: En el Estado de Jalisco se han construido diferentes tipos de Emisores Sanitarios, entre ellos tenemos: Seccionales de herradura construidos-

en concreto reforzado, de mampostería y sección de canasta de mampostería, así como de tubería de concreto circular prefabricado.

Analizando el tipo de materiales de construc---
ción del emisor sanitario para el conjunto habitacional-
"La Reyna", que en forma óptima trabajarán en las condi-
ciones de este terreno, decidí considerar y aceptar de -
entre todos los tipos de emisores ya mencionados, el de-
tubería de concreto prefabricado, siendo este el más - -
apropiado para este tipo de obra, por su economía, mejo-
res condiciones mecánicas e hidráulicas y por su facili-
dad de construcción, evitándose además, la hechura de es-
tructuras de dimensiones exageradas con lo que saldría -
muy costoso.

Por el camino a Quila, camino por donde se pro-
yectará el emisor sanitario, circulan vehículos de tone-
laje pesado, como es el caso de camiones cargados de ca-
ña, por lo que, si se considera otra sección que no fue-
se circular, se tendrían que calcular estructuras capa-
ces de soportar cargas de gran dimensión.

La construcción de este tipo de emisor tiene la
desventaja de que solo soporta velocidades máximas de --
3.00 m/seg., no así los de secciones construidas "in si-
tu", las cuales soportan de acuerdo a las resistencias -
de sus acabados, velocidades de hasta 8.00 o 9.00 m/seg.,
de tal manera no veo ningún inconveniente en construir -
el emisor sanitario del tipo de diseño ya mencionado.

CALCULO DE DIAMETROS.- El pormenorizado proyec-
to de las alcantarillas exige muchas determinaciones de-
velocidad, . diámetros y pendientes. Por lo que es muy --

conveniente llegar a soluciones simples y rápidas, utilizando los nomogramas que anexo, diseñados para la fórmula de Manning.

El sistema de cálculo adoptado se hace siguiendo estos pasos:

Una vez conocido el caudal de las aguas residuales, se fijará la sección que en función le corresponde y a la pendiente elegida. Pasando estos datos a los nomogramas nos dan la velocidad en metros por segundo a sección llena y el gasto con las mismas especificaciones.

En algunas ocasiones la capacidad del tubo no viene a ser igual al caudal que se calculó mediante las gráficas de AREAS - GASTOS. Se comprende esto fácilmente considerando la variación de las pendientes y los diferentes ajustes que son indispensables en el cálculo de una red.

La fórmula para obtener la velocidad es la de Manning:

$$V = \frac{1.486}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

En donde:

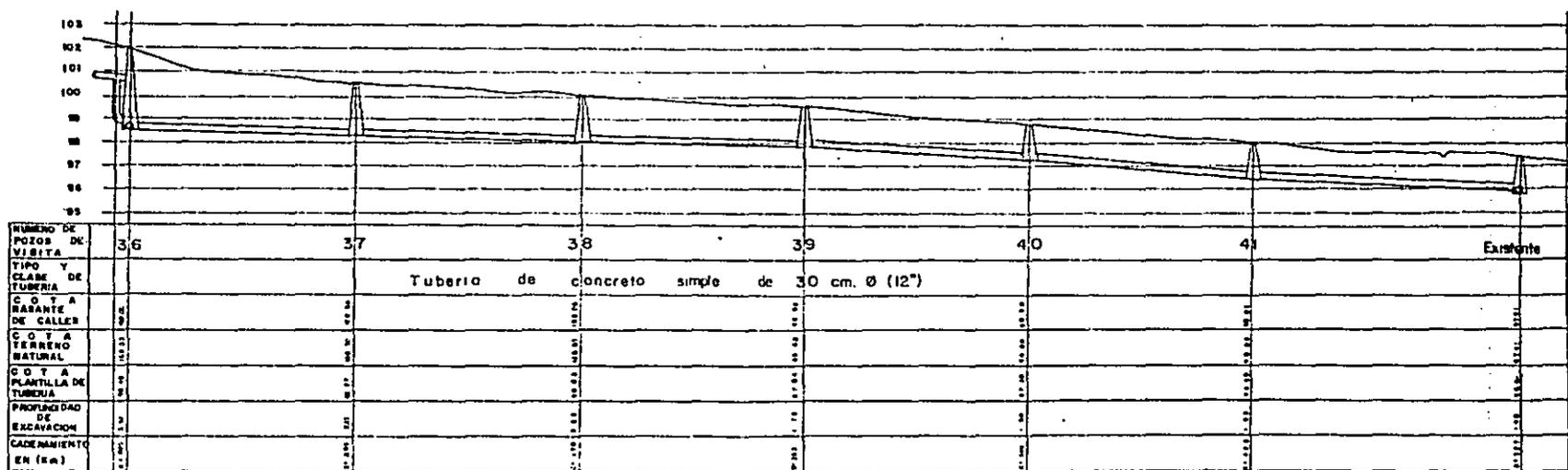
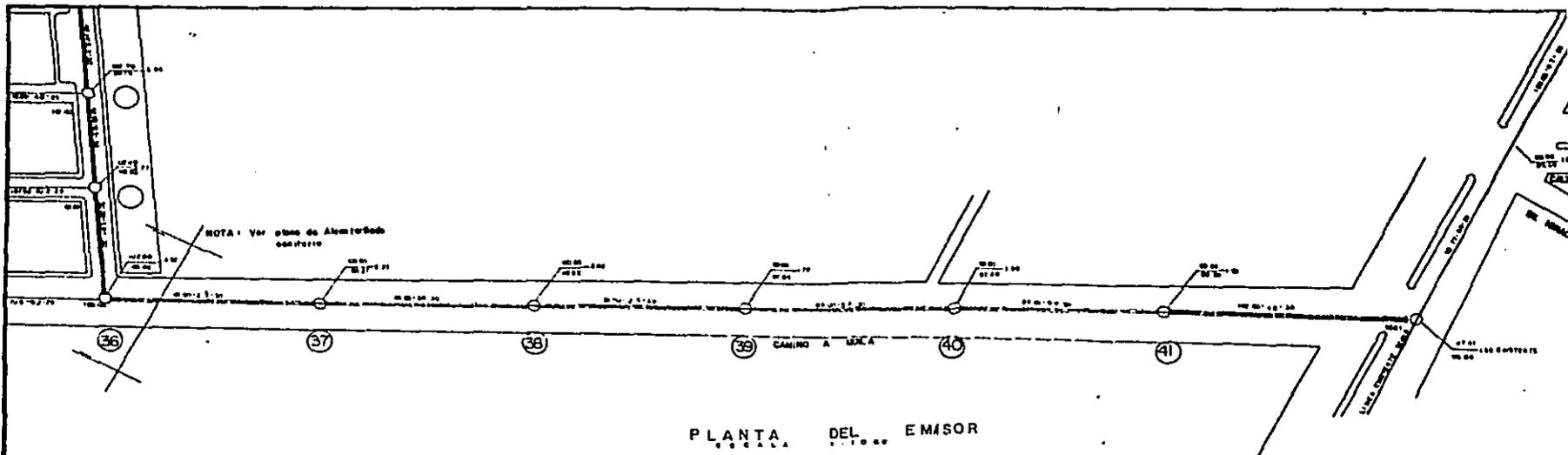
V = Velocidad, en mts./seg.

R = Radio Hidráulico = $\frac{\text{Área canal o tubo}}{\text{Perímetro mojado de la sección.}}$

S = Pendiente, en unidades por mil.

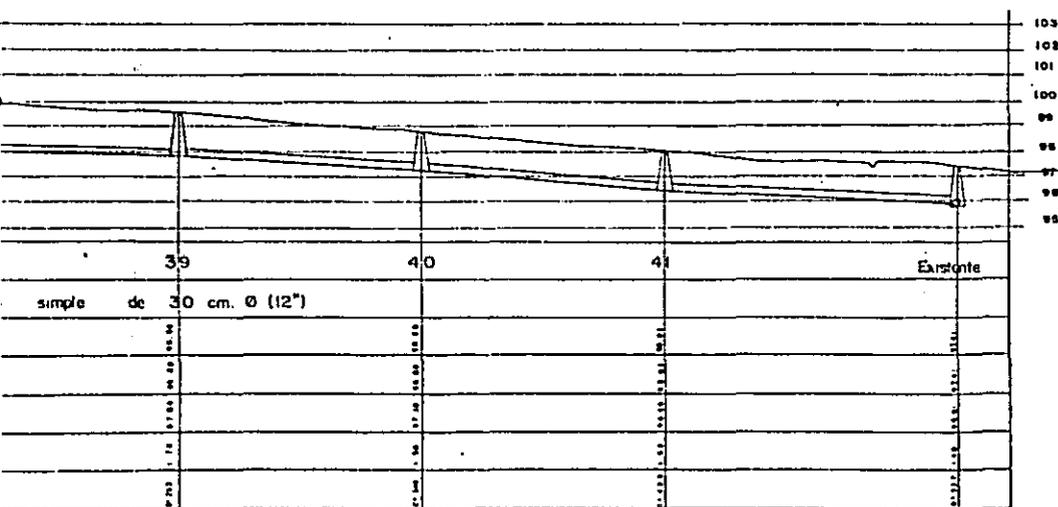
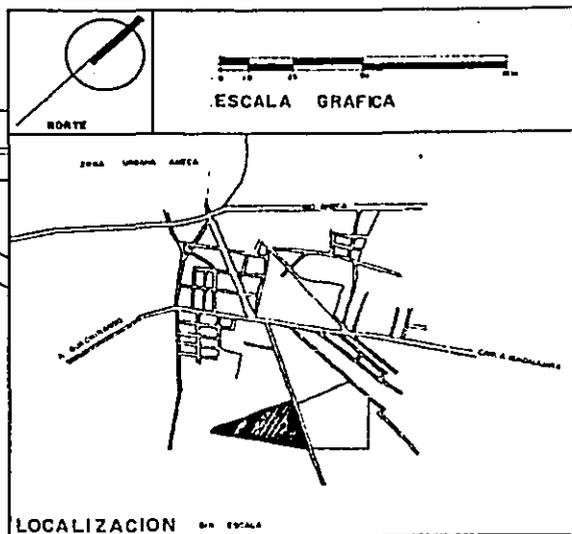
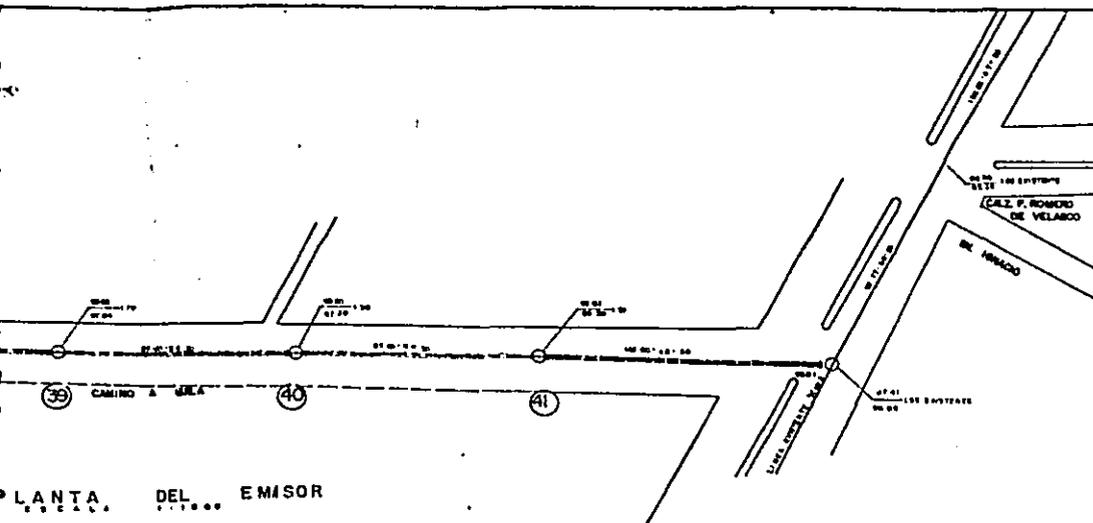
N = Coeficiente de Rugosidad.

Para tubería de concreto se considera $n = 0.013 - 1.436$ = factor constante; puede cambiarse por 1.5.



PERFIL LONGITUDINAL DEL EMISOR

ESCALAS HORIZONTAL 1:1000
VERTICAL 1:100



PERFIL LONGITUDINAL DEL EMISOR

ESCALAS HORIZONTAL 1:1000
VERTICAL 1:100

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA	LABORAL
TESIS PROFESIONAL	25
ESCUELA DE INGENIERIA	ESCALA
URBANO LA REYNA	UBICACION AMECA, JALISCO
PLANO 10	EMISOR SANITARIO (Exclusivo para aguas residuales domesticas). PLANTA Y PERFIL.
MANUEL ENRIQUE GONZALEZ CASTRO	FECHA JUN 2 DE 1987

PROYECTO HIDRAULICO.

Para la elaboración del proyecto del emisor sanitario para el conjunto habitacional "La Reyna" se tomaron en cuenta las siguientes etapas: a).- Investigaciones preliminares; b).- Estudio de detalles; c).- Proyecto definitivo; d).- Elaboración del plano final; e).- Corrección del plano de acuerdo con las modificaciones que se hagan durante la construcción.

INVESTIGACIONES PRELIMINARES.- Con frecuencia son necesarias para conocer de que dimensiones será la obra y poder estimar el costo aproximado de ella. Los datos de los cuales se deben disponer son: Un levantamiento topográfico por donde se piensa proyectar el emisor, la cantidad de aguas residuales y pluviales que se deberán de evacuar, para esto debemos considerar la densidad de población, el tipo de suelo y los valores de los coeficientes que se empleen de acuerdo con el método que se calcule.

ESTUDIO DE DETALLES.- Las investigaciones sobre las condiciones del subsuelo comprenderán: La presencia y situación de las redes que estén en servicio, así como las tuberías de agua, conducciones de teléfonos, eléctricas, etc. Otra consideración es la realización de sondeos en el número suficiente de puntos para obtener una indicación completa de las condiciones del subsuelo.

PROYECTO DEFINITIVO.- En el trabajo topográfico se hará mención de los datos que se requieren para el proyecto: La presencia, situación y profundidad de las alcantarillas existentes, los perfiles. Por donde se va a trazar el emisor, el tipo de sección, altura y pendiente que se calculará para evacuar el gasto ya determinado.

La descarga del emisor aguas abajo entroncará con un colector ya existente, a lo largo de nuestro emisor existe un emisor sanitario el cual se encuentra paralelo y fué construido para dar servicio al de la Secretaría de la Defensa Nacional, la cual se encuentra ubicado frente al Conjunto Habitacional, ver figura No. 25 la conexión será en el cause de los ejes del camino Ameca-Quila y la carretera Guadalajara-Ameca, como se mencionó -- con anterioridad.

Con todos los datos que se consideran para la elaboración del proyecto del emisor que son: El perfil, con su cota a cada 35.00 mts., la altura del emisor y la pendiente de éste. Se podrá determinar la cota de arrastre y la cota de terreno del emisor en cualquier punto que lo deseamos, como por ejemplo en los pozos de visita, en los cambios de dirección, conexiones con otras líneas, etc. Todas estas cotas deberán aparecer en el plano final del proyecto.

ESPECIFICACIONES PARA LA CONSTRUCCION DEL EMISOR SANITARIO DEL CONJUNTO HABITACIONAL LA "REYNA"

1).- ALMACENAMIENTO-DISPOSICION.- Los productos de las excavaciones se irán depositando en las cercanías de las cepas, de ser posible en un solo lado; dejando un paso libre entre el bordo de la cepa y el material depositado de no menos de 60 cms. de ancho y en el que quedarán las estacas o referencias de trazas y nivelación. En caso de haber pavimento empedrado, estos materiales se depositarán en el otro extremo de la zanja.

2).- DIMENSIONES DE LAS CEPAS. La profundidad de las cepas será la que necesite el colector, salvo en los casos cuando el fondo sea inestable por estar construido por cenizas, carbones, basuras, materia orgánica o fragmentos de material inorgánico; se bajarán 20 cms. extras, mismas que se llenarán con área húmeda y apisonada en -- forma satisfactoria.

3).- TROQUELADO.- Cuando en la apertura de la cepa se localicen terrenos de poca cohesión y es posible - peligro de derrumbe, se procederá a su troquelamiento en forma satisfactoria para seguridad de los trabajadores - y correcto desarrollo de la obra.

El volúmen de los derrumbes debido a la negligencia del contratista no se considerarán en el pago de - la estimación.

4).- PROTECCION CONTRA DAÑOS.- Si al ejecutar - las excavaciones se tropieza con tubería de conducciones de agua potable, ductos telefónicos o eléctricos, el contratista estará obligado a protegerlos, apuntalarlos y - asegurar su rigidez y buen funcionamiento, tanto durante la ejecución de la obra, como posteriormente a ella.

5).- AFINE DE PLANTILLA.- Las excavaciones de - las cepas con equipo mecánico deberá quedar 10 cms. aproximadamente arriba del nivel de la excavación prescrita. A continuación será terminada la misma con equipo a mano, - para evitar excesos a la excavación y así mismo dejar la plantilla completamente plana.

6).- CALIDAD DE LA TUBERIA.- La resistencia mínima de las tuberías será como sigue:

PRUEBA DE LOS TRES APOYOS

DIAMETRO	RESISTENCIA
20 CMS.- - - - -	1 935 Kg/m.l.
25 CMS.- - - - -	2 083 Kg/m.l
30 cms.- - - - -	2 232 Kg/m.l.
45 cms.- - - - -	2 604 Kg/m.l.
61 cms.- - - - -	3 572 Kg/m.l.
91 cms.- - - - -	6 344 Kg/m.l.
153 cms.- - - - -	10 421 Kg/m.l.

PRESION INTERNA O PRUEBA HIDROSTATICA

0.350 Kg/cm. ²	durante 5 minutos.
0.700 Kg/cm. ²	durante 10 minutos.
1.050 Kg/cm. ²	durante 15 minutos.

Tiempo total de prueba 30 minutos.

El tubo no deberá mostrar ninguna fuga durante-
ésta prueba.

Las dimensiones, tolerancias, absorción de agua, acabado, aceptación o rechazo, inspección y procedimientos se harán de acuerdo a la norma oficial de calidad pa-
ra tubos de concreto sin reforzar para albañal, de la --
Dirección de Normas.

7).- INSTALACION DE LA TUBERIA. El tendido de -
la tuberfa en las cepas terminadas se empezará invaria--
blemente por el extremo más bajo y seguirá siempre en --
ascenso con los extremos machos apuntando a la dirección
de la corriente y de pozo a pozo de visita.

Una vez colocada la tubería dentro de la cepa-terminada, se embonará cuidadosamente el extremo macho con el fondo de la cámara y se alineará en seguida y se aplicará el procedimiento usual de niveletas y escantillon, para la pendiente del proyecto.

Para lograr lo anterior se colocan tablas (puentes) cada diez metros al nivel del terreno, sobre estas se colocan otras transversales llamadas niveletas, que se nivelan con el nivel fijo y estatal.

Estos niveles se toman con respecto al nivel del mar, para evitar cambio de cotas arbitrarias para dar -- la pendiente de proyecto, tendiendo sobre ellas el hilo.

Por medio del escantillon se darán las diferentes profundidades, de la altura del hilo al piso y del hilo a la campana del tubo. Una vez alineada, nivelada y verificada por el Ingeniero residente, se procederá a juntarla llenando el espacio comprendido entre el macho y la campana con mortero de cemento-arena de río en proporción 1:3 (531 Kg. de cemento por 1.06^3 de arena de río).

La cantidad de mortero empleada en cada junta será suficientemente para llenarla completamente y luego enlazarla con un chaflán de 45° que partirá de la parte exterior de la campana.

b) TAPA APISONADA. Una vez recibido y aprobado el tramo del colector, con la autorización del Ingeniero Residente, se procederá al relleno, por capas no mayores de 15 cms. debidamente apisonadas para asegurar un perfecto acostillamiento del emisor haciendo uso del agua -- si así se cree conveniente.

Se tendrá el mayor cuidado y se deberá usar para el relleno sólo materiales blandos exentos de piedra, escombros o materias gruesas. No se tenderá la segunda capa, hasta haberse asegurado que la primera está perfectamente consolidada. Terminado el relleno hasta una altura de 20 cms. sobre el lomo del emisor se proseguirá en capas de 15 cms. usando equipo mecánico para su compactación mínima de 90%, se harán pruebas de compactación a cada 75 cms. a partir del lomo del emisor. No se procederá al relleno de la segunda capa, hasta conocer el resultado de la prueba de laboratorio de la capa anterior.

9).- POZOS DE VISISTA SOBRE EL COLECTOR, Este tipo de obras se construirán simultáneamente a las del emisor y a ningún caso se permitirá que existan más de 300 metros construidos sin que esten terminados los pozos.

10).- CAIDAS EN POZOS DE VISITA. Las caídas en los pozos de visita de 50 cms., de altura o mayores, requieren de obra especial adosada al pozo de visita y será según diseño aprobado por la Dirección de Obras Públicas; los materiales a usar serán los mismos que se empleen en los pozos de visita.

**IX.- CALCULO DE LA RED DE AGUA POTABLE
Y DE LA RED DE DRENAJE.**

A.- CALCULO DEL TANQUE ELEVADO DE ALMACENAMIENTO.

CALCULO DE LA CAPACIDAD DE REGULARIZACION.

1 - Con bombeo de 24 hrs./día.

$$\text{Cap.} = 14.58 \times \underbrace{\beta \text{ máx. d}}_{8.3} \quad 14.58 \times 8.3 = 121 \text{ M}^3$$

GASTO DE BOMBEO

2 - Con bombeo de 20 hrs./día

$$\text{Cap.} = 7.20 \times Q \text{ máx. d.} \times 24/20 = 7.20 \times 8.3 (24/20) = 71.7 \text{ m}^3 = 70 \text{ m}^3$$

3 - Con bombeo de 16 hrs./día

$$\text{Cap.} = 15.30 \times \beta \text{ máx. d.} (24/16) = 15.30 \times 8.30 (24/16) = 190.5 \text{ m}^3.$$

El gasto máximo diario (β máx. d.) = 8.3 Lts/seg.
se tomó del tema cálculo de la red de agua potable Lámina No.14.

Se eligió la alternativa No. 2, por ser la más - aceptable desde los puntos de vista técnico y económicos, y de acuerdo al manual de normas de proyecto para obras - de aprovisionamiento de agua potable en localidades urbanas de la República Mexicana, editada por la anterior - - SAHOP en 1981.

ANALISIS DE CARGAS.

- a) Peso del Agua 70,000 kg.
 b) Peso del Tanque

$$\text{Tapa.} - P_T = TTX(4.80)^2/4 \times 0.0047625 \times 7850 = 705 \text{ kg.}$$

$$\begin{aligned} \text{Tanque.} - P_{TA} &= TTX 4.80 \times 0.00635 \times 2.25 \times 7850 + \\ & TTX 4.80 \times 0.0079375 \times 1.50 \times 7850 = 3,101 \text{ Kg.} \end{aligned}$$

ANDADOR.

$$\begin{aligned} & \square 3" \times 6.10 \text{ Kg.} \\ L &= (TTX 6.10 + 0.65 \times 9) \times 6.10 = 153 \text{ Kg.} \\ T &= 593 \times 0.65 \times 0.95 = 359 \text{ Kg.} \\ P &= (TTX 6.10 + 9 \times 0.90) \times 7.12 = 194 \text{ Kg.} \end{aligned}$$

ANILLO DE APOYO ($\square 10" \times 22.7$)

$$TTX 4.8 \times 22.7 = 342 \text{ Kg.}$$

$$W \text{ tanque} = 4.854 \text{ Kg.}$$

ANALISIS SISMICO.

a.- CALCULO DE LAS MASAS EQUIVALENTES.

$$M = 70,000/9.81 = 7,1356 \text{ Ton} - \text{seg}^2/\text{m.}$$

$$M_0 = \tanh (1.7 \times 4.8/3.75) \times 7,1356 / (1.7/3.75) = 15,3399 \text{ Ton} - \text{Seg.}^2/\text{m.}$$

$$M_1 = 0.83 \times \tanh (1.6 \times 3.75/4.8) \times 7,1356 / (1.6 \times 3.75/4.8) = 4,0192 \text{ Ton} - \text{seg}^2/\text{m.}$$

$$M_0 = 15.3399 \text{ to.} 2701 + 0.4948 = 16.104_B \text{ ton} - \text{seg}^2/\text{m}$$

PUNTOS DE APLICACION

$$H_0 = 0.38 \times 3.75 = 1.425 \text{ M}$$

$$H_1 = 3.75 \left[1 - 0.33 \times 7.1356 / 4.0192 \left(\frac{4.80}{3.75} \right)^2 + 0.63 \times \frac{4.8}{3.75} \right] \frac{0.28(7.1356 \times 4.8) - 1}{4.0192 \times 3.75}$$

$$H_1 = 2.170 \text{ m.}$$

$$P_0 = 9.81 \times 16.1048 = 102.809 \text{ Ton}$$

$$P_1 = 9.81 \times 4.0192 = 39.428 \text{ Ton.}$$

Se tomará un factor de Ductibilidad β 4 y un coeficiente sísmico de acuerdo a la zona de $c = 0.20$.

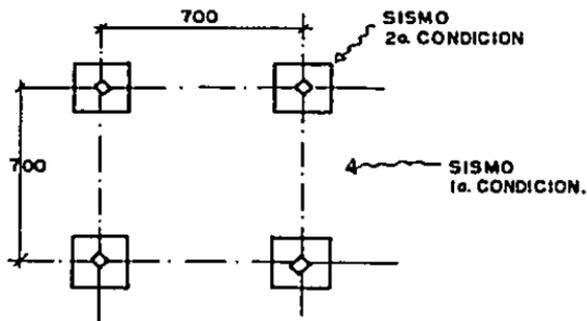
b).- Momento de volteo por sismo.

$$M = 0.05 \times 102.809 \times (16.00 + 1.425) \\ + 0.05 \times 39.428 \times (16.00 + 2.170) = 125.412 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

C.- DESCARGA ESTÁTICA POR PESO DEL TANQUE LLENO SOBRE EL TERRENO.

$$P = 70,00 + 4,354 + 5,600 = 80,454 \text{ Ton.}$$

D.- DISEÑO DE LA CIMENTACION



1ra. CONDICION.-

$$F_1 = 125.412/7.00 + 80.454/2 = 58.143 \text{ Ton.}$$

$$F_2 = 125.412/7.00 + 80.454/2 = 22.311 \text{ Ton.}$$

$$p = 58.143/2 = 29.072 \text{ ton/zapata.}$$

2a. CONDICION

$$F_1 = 125.412/9.90 + 80.454/4 = 32.781 \text{ (RIGE)}$$

$$F_2 = - 125.412/9.90 + 80.454/4 = - 7.445$$

$$A_{req} = 32.781 / (13 \times 1.33) = 1.896 \text{ m}^2$$

$$B = 1.40 \times 1.40 \text{ m.}$$

con $h = 30$

$$Q_v = (75 \times 4 \times 30) = 9000 \text{ cm}^2$$

$$V_c = 5.99 \times 9000 = 53.910 \text{ Kg.}$$

$$V_c = 32.781 \times 1.55 = 50.810.55 \text{ Kg.}$$

O.K.

$$M = 13.000 (0.475)^2 / 2 = 1467 \text{ Kg-m.}$$

$$A_s = 5.89 \text{ cm}^2$$

$$\bullet 4 @ 20 \text{ cm.}$$

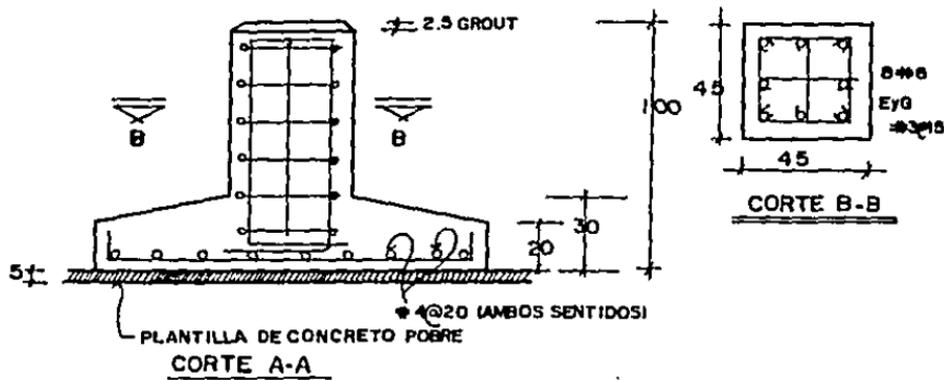
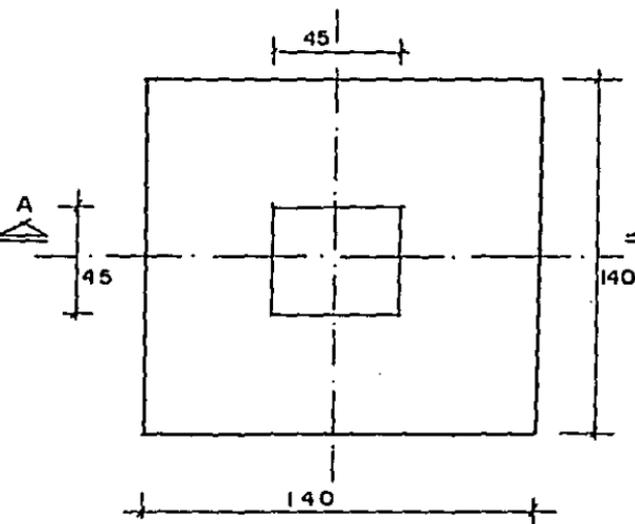
(ambos sentidos)

Armo del dado

$$A_s = 0.04 \times 45^2 = 20.25 \text{ cm}^2$$

$$B \bullet 6$$

$$E \bullet 3 @ 15$$



ANALISIS POR VIENTO.

$$V_B = 80 \text{ Km h} \times 1.20 = 96 \text{ K m p h}$$

$$V_2 = 96 \times (17.875/10)^{0.14} = 104.13 \text{ Km/hr.}$$

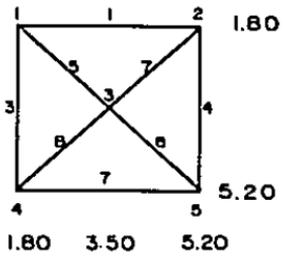
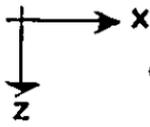
$$V_o = 1.30 \times 104.13 = 135.37 \text{ Km/hr.}$$

$$G = (8+1.5) / (8+3.0) = 0.8636$$

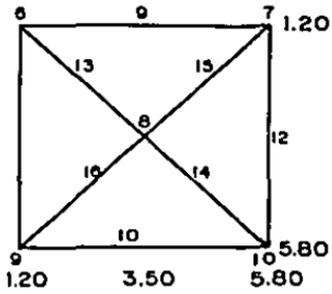
$$C = 1.43$$

$$P = 0.0048 \times 0.8636 \times 1.43 \times (135.37)^2 = 108.63 \text{ Kg/m}^2$$

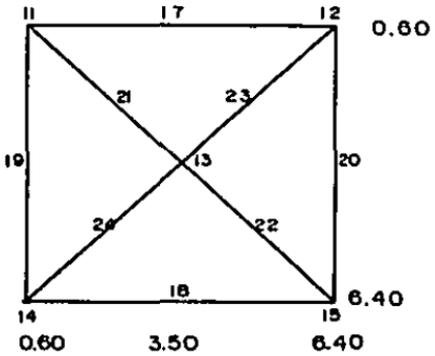
$$A = 18 \text{ m}^2 \quad F = 1,955.34 \text{ Kg.}$$



PLANTA N+ 16.00



PLANTA N+ 10.67

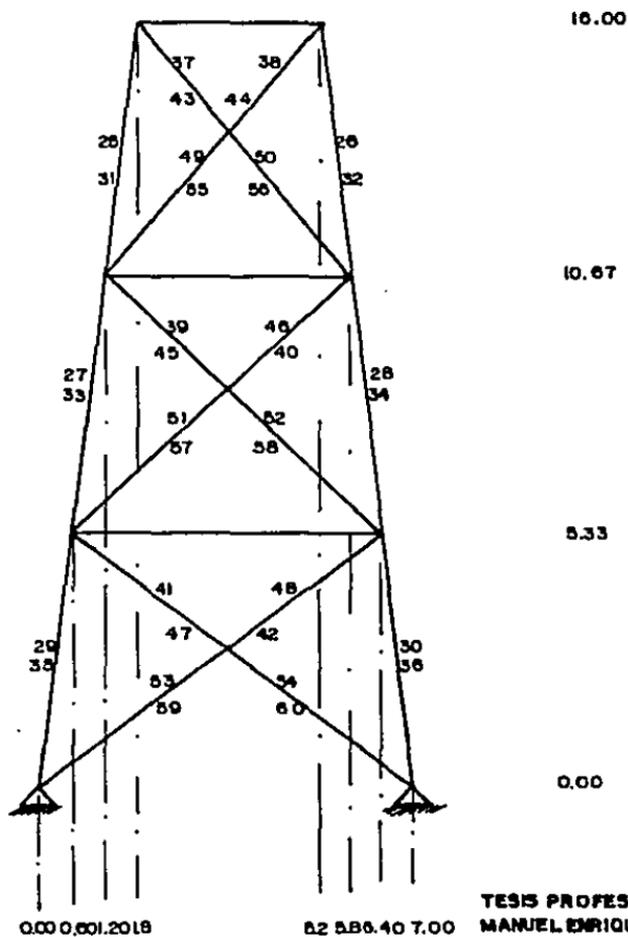


PLANTA N+ 5.33



PLANTA N± 0.00

e1.- DISEÑO DE LA ESTRUCTURA.
 Idealización de la Estructura



0.00 0.001.2018

62 5.86.40 7.00

TESIS PROFESIONAL.
MANUEL ENRIQUE GONZALEZ C.

ELEVACION

MEDIANTE UN PROGRAMA DE COMPUTACION Y PROPONIENDO LAS SECCIONES:

MEMB.	SECC.	$A_r = A_y$	$A_z = 0.0$	$I_x - 0.0I_y$	I_z
1-8	RIGIDA	10,000.00		10,000.00	10,000.00
9-10	C6"X12.2	0.003034		0.000010822	0.000004485
17-20					
13-16	β 1"	0.0005067		0.000000002	0.000000002
21-24					
37-60					
25-36	C 8"X	0.005188		0.000029802	0.00001190

MEMB. LOAD 1 X CARGA VERTICAL TANQUE LLENO *

1 - 4 T y W - 5500.0

JOIN LOAD

1-2 T4 500.0

4-5 " "

6-7 " "

9-10 " "

11-12 " "

14-15 " "

LOAD 2 A CARGA VERTICAL TANQUE VACIO *

MEMB LOAD

1-4 T₄ W - 360.0

JOIN LOAD

1-2 T₄ 500.0

4-5 " "

6-7 " "

9-10 " "

11-12 " "

14-15 " "

$$M_T = 2418$$

$$F = 2418 / 3.4 = 711 \text{ Kg.}$$

LOAD 3 * SISMO *

JOIN LOAD.

1 F Z 6400.0 4267

2 F 2 7822.0 2845

LOAD 3 * VIENTO *

JOIN LOAD

1 F₂ 2151.02 F₂ 1777.0

LOAD COMB. 1 * CVL + S.A

COMB 1 0.75 3 0.75

LOAD COMB 2 * CVV-IV - X

COMB 2 0.75 4 0.75

REVISION DE LOS ELEMENTOS

□8" X 20.46 Kg/m

A = 51.88

P = 21,238 Kg

I_x = 2.980.2

M X 0.0

r_x = 7.59M_y 0.0I_y = 1190.0r_y = 4.79

Se tomará conservadoramente K = 1.20

 $K1/r = 1.20 \cdot X536/4.79 = 134.28$

$$F.S. = \frac{5}{3} + \frac{3X134.28}{8 \times 120} - \frac{134.28^3}{8X 120^3} = 1.91$$

$$F_a = \frac{2530}{1.91} \left(1 - \frac{134.28^2}{2X 120^2} \right) = 495.3 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$f_a = 21,238/51.88 = 409.37 \text{ Kg/cm}^2 < F_a = 495 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

LA SECCION PROPUESTA SE ACEPTA.

$$\begin{aligned}
 C \text{ } \square \text{ } 6'' \times 12.20 & \quad P = 2500 \text{ Kg.} \\
 A & = 30.84 \\
 I_x & = 1082.2 \quad K1 / r = 1.20 \times 580/3.81 = 182.7 > 120
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 r_x & = 5.94 \\
 I_y & = 448.5 \quad \text{F.S.} = 5/3 + \frac{3 \times 182.7}{8 \times 120} - \frac{182.7^3}{8 \times 120^3} = 1.796
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 r_y & = 3.81 \\
 F_a & = 10,480,000/182.7^2 = 314 \text{ Kg/cm}^2 \\
 f_a & = 2500/30.84 = 82 \text{ Kg/cm}^2 < F_a = 314 \text{ Kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

OK

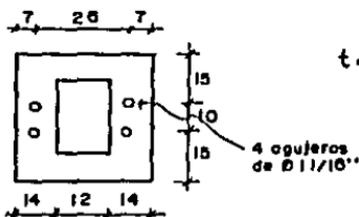
Ø 1"

$$\begin{aligned}
 A & = 5.067 \quad P_c = 5.067 \times 1520 = 77000 \text{ Kg} > \text{Tensiones existentes OK} \\
 r & = 0.635 \quad K1 / r = 439.9/0.635 = 693 < 900 \quad \underline{\text{OK.}}
 \end{aligned}$$

DISEÑO DE PLACA BASE.

$$\begin{aligned}
 P & = 32.78 \text{ ton.} \\
 A_{\text{req}} & = 32780 / (0.25 \times 200) = 655.6 \text{ cm}^2 \\
 \text{Usando una placa } & 16'' \times 16'' \times 1''
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A & = 650.24 \text{ cm}^2 \quad A \\
 W & = 32780 / 650.24 = 50.4 \text{ Kg/cm}^2
 \end{aligned}$$



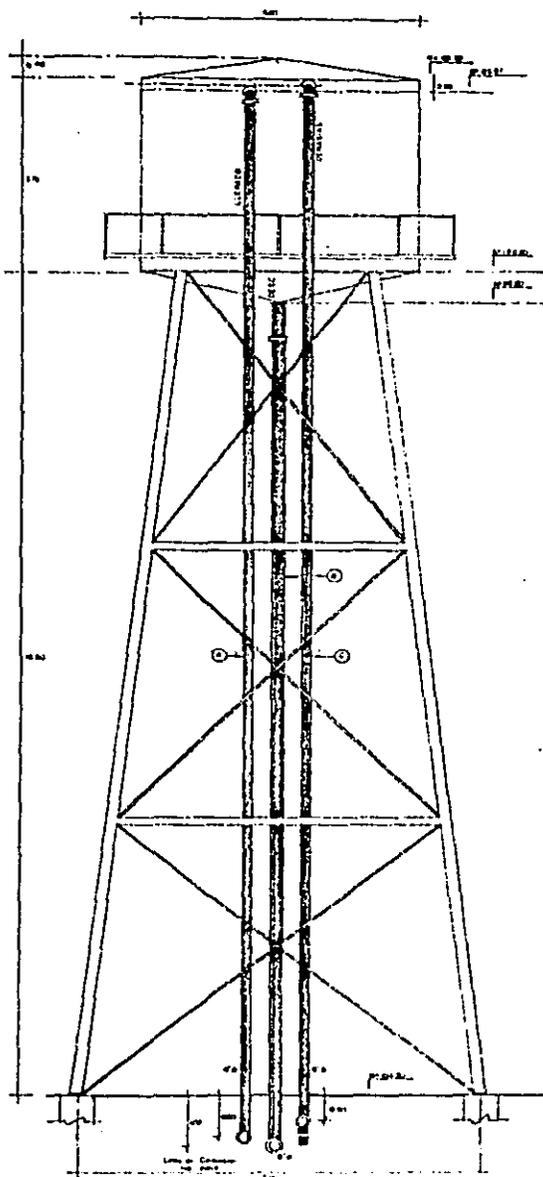
$$\begin{aligned}
 t & = \sqrt{3 \times 50.4 \times 14^2 / (0.75 \times 40 \times 2530)} \\
 t & = 0.63 \text{ cm} < 1'' \text{ se acepta:}
 \end{aligned}$$

Diseño de las anclas:

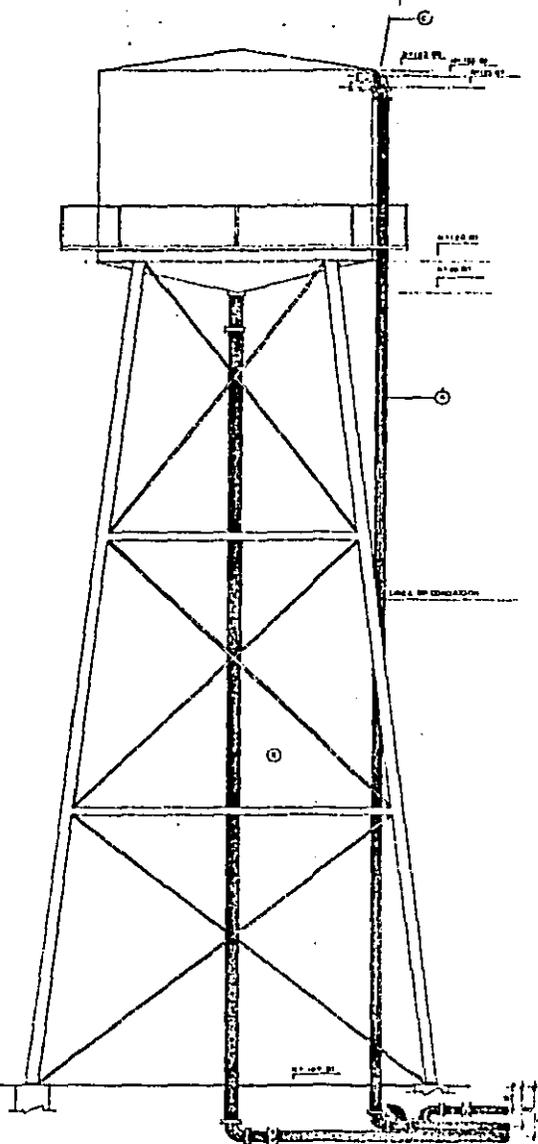
$$V = 22076 \text{ Kg}$$

Usando anclas de acero A-36

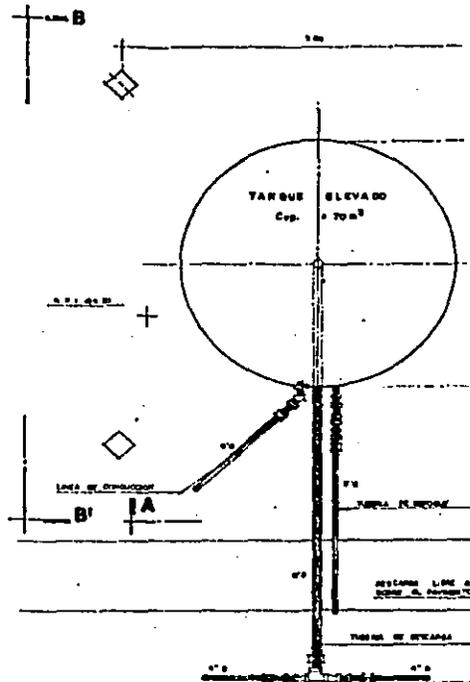
$$\begin{aligned}
 A_{\text{req}} & = 22076 / 1012 = 21.82 \text{ cm}^2 \\
 \text{Se usarán 4 anclas } & \text{Ø } 1''
 \end{aligned}$$



VISTA FRONTAL A-A'
Escala



VISTA LATERAL B-B'
Escala

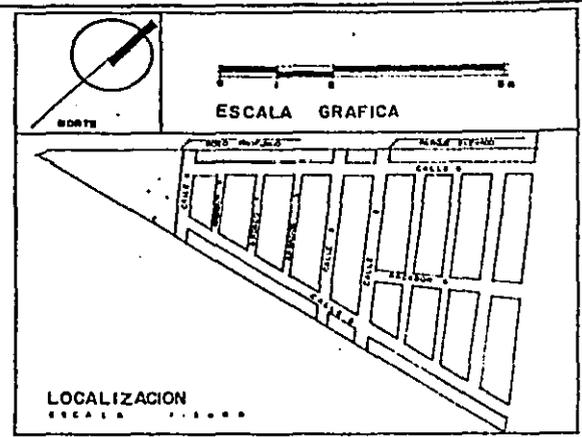
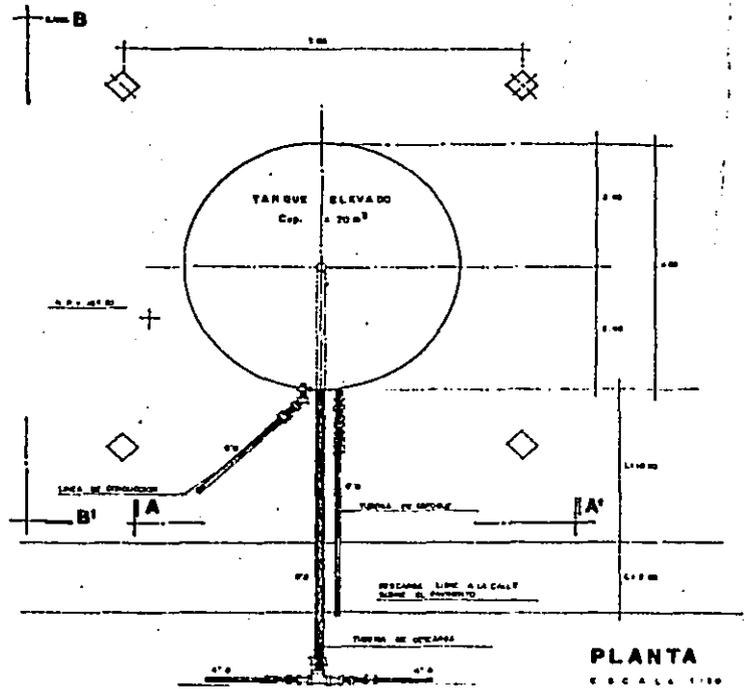
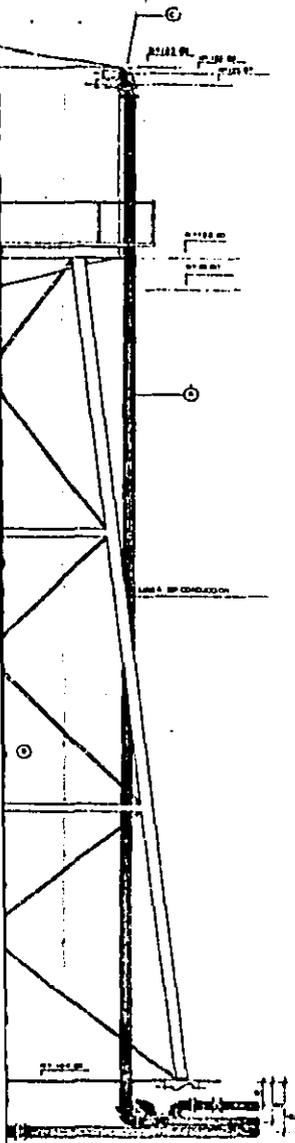


ISOMETRICOS Y DESCRIPCION DE

<p>A ALIMENTACION DEL TANQUE DESDE EL POZO PROFUNDO.</p> <p>LÍNEA DE CONDUCCION 1/2" P.A.</p>	<p>B DESCARGA DEL TANQUE ELEVADO A LA RED DE DISTRIBUCION.</p> <p>CONEXION DE LA RED DE DISTRIBUCION</p>
--	---

LISTA DE MATERIALES

<p>1) ANTA DE ACERO COMPLETA MEDIDA 10'0" x 1'0" P.A.</p> <p>2) COMPRESOR MECANICO DE 1/2" P.A. DE 1000 GAL/10'0" P.A.</p> <p>3) BARRA DE ACERO DE 1/2" P.A.</p> <p>4) BARRA DE ACERO DE 1/2" P.A.</p> <p>5) BARRA DE ACERO DE 1/2" P.A.</p> <p>6) BARRA DE ACERO DE 1/2" P.A.</p> <p>7) BARRA DE ACERO DE 1/2" P.A.</p> <p>8) BARRA DE ACERO DE 1/2" P.A.</p> <p>9) BARRA DE ACERO DE 1/2" P.A.</p> <p>10) BARRA DE ACERO DE 1/2" P.A.</p>	<p>11) ANTA DE ACERO COMPLETA MEDIDA 10'0" x 1'0" P.A.</p> <p>12) COMPRESOR MECANICO DE 1/2" P.A. DE 1000 GAL/10'0" P.A.</p> <p>13) BARRA DE ACERO DE 1/2" P.A.</p> <p>14) BARRA DE ACERO DE 1/2" P.A.</p> <p>15) BARRA DE ACERO DE 1/2" P.A.</p> <p>16) BARRA DE ACERO DE 1/2" P.A.</p> <p>17) BARRA DE ACERO DE 1/2" P.A.</p> <p>18) BARRA DE ACERO DE 1/2" P.A.</p> <p>19) BARRA DE ACERO DE 1/2" P.A.</p> <p>20) BARRA DE ACERO DE 1/2" P.A.</p>
---	--



ISOMETRICOS Y DESCRIPCION DE COMPONENTES		
<p>A ALIMENTACION DEL TANQUE DESDE EL POZO PROFUNDO.</p> <p>LINEA DE COMENCIO (VER PLANO)</p>	<p>B DESCARGA DEL TANQUE ELEVADO A LA RED DE DISTRIBUCION.</p> <p>COMIENZA EN EL CODO DE 90° DE 100 mm Ø 1/2"</p>	<p>C DESPOUSE DE LAS DEMASIAS DEL TANQUE.</p> <p>COMIENZA EN EL CODO DE 90° DE 100 mm Ø 1/2"</p>
LISTA DE MATERIALES		
<p>1 JUNTA BRANLY COMPLETA DE 100 mm Ø 1/2" Ø PEA</p> <p>2 ESTAMPADO BRANLY DE 100 mm Ø 1/2" Ø PEA</p> <p>3 CODO 90° BRANLY DE 100 mm Ø 1/2" Ø PEA</p> <p>4 TUBERIA DE 100 mm Ø 1/2" Ø PEA</p> <p>5 TUBERIA DE 100 mm Ø 1/2" Ø PEA</p> <p>6 TUBERIA DE 100 mm Ø 1/2" Ø PEA</p> <p>7 TUBERIA DE 100 mm Ø 1/2" Ø PEA</p> <p>8 TUBERIA DE 100 mm Ø 1/2" Ø PEA</p> <p>9 TUBERIA DE 100 mm Ø 1/2" Ø PEA</p> <p>10 TUBERIA DE 100 mm Ø 1/2" Ø PEA</p>	<p>1 JUNTA BRANLY COMPLETA DE 100 mm Ø 1/2" Ø PEA</p> <p>2 ESTAMPADO BRANLY DE 100 mm Ø 1/2" Ø PEA</p> <p>3 CODO 90° BRANLY DE 100 mm Ø 1/2" Ø PEA</p> <p>4 TUBERIA DE 100 mm Ø 1/2" Ø PEA</p> <p>5 TUBERIA DE 100 mm Ø 1/2" Ø PEA</p> <p>6 TUBERIA DE 100 mm Ø 1/2" Ø PEA</p> <p>7 TUBERIA DE 100 mm Ø 1/2" Ø PEA</p> <p>8 TUBERIA DE 100 mm Ø 1/2" Ø PEA</p> <p>9 TUBERIA DE 100 mm Ø 1/2" Ø PEA</p> <p>10 TUBERIA DE 100 mm Ø 1/2" Ø PEA</p>	<p>1 JUNTA BRANLY COMPLETA DE 100 mm Ø 1/2" Ø PEA</p> <p>2 ESTAMPADO BRANLY DE 100 mm Ø 1/2" Ø PEA</p> <p>3 CODO 90° BRANLY DE 100 mm Ø 1/2" Ø PEA</p> <p>4 TUBERIA DE 100 mm Ø 1/2" Ø PEA</p> <p>5 TUBERIA DE 100 mm Ø 1/2" Ø PEA</p> <p>6 TUBERIA DE 100 mm Ø 1/2" Ø PEA</p> <p>7 TUBERIA DE 100 mm Ø 1/2" Ø PEA</p> <p>8 TUBERIA DE 100 mm Ø 1/2" Ø PEA</p> <p>9 TUBERIA DE 100 mm Ø 1/2" Ø PEA</p> <p>10 TUBERIA DE 100 mm Ø 1/2" Ø PEA</p>

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA		LAMINA
TESIS PROFESIONAL		27
ESCUELA DE INGENIERIA		ENCALA
UNIDAD LA REINA	UNIDAD AMEGA JUJSCO	1 076
PLANO DE		COTAS
TANQUE		RECCAS
MANUEL ENRIQUE GONZALEZ CASTRO		FECHA
		JUNIO DE 1967

B.- DISEÑO DE UNA RED DE AGUA POTABLE.

El proyecto consiste en la aplicación de un sistema de distribución de agua potable, al plano de la ciudad, este plano debe cubrir un período de 20 años y estará sujeto a:

- 1) Futuras Ampliaciones. .
- 2) Futuros consumos por personas, consumos máximos, anuales, diarios y horarios.
- 3) Los cambios en el carácter de los actuales -- suburbios y sus probables efectos sobre el -- consumo del agua.

En nuestro caso no se hace el estudio del sistema actual por no haberlo, al ser un fraccionamiento nuevo y no cuenta con una red establecida.

El sistema de distribución tiene como finalidad suministrar el agua en cantidad suficiente, a cualquier hora con la calidad adecuada y las presiones requeridas en cada zona por abastecer; generalmente las tuberías -- son de asbesto-cemento o fierro fundido; en nuestro caso se utilizó de asbesto-cemento porque origina un menor -- costo y al mismo tiempo más comodidad para su instalación.

Dicha distribución se hace mediante una red de tuberías, válvulas, hidrantes y demás accesorios que se le denomina red de distribución.

En el estudio de una red de distribución hay -- que tener en cuenta el consumo, precisiones necesarias -- que se han de tener en cualquier punto de la red para --

distribuir una cantidad de agua razonable en los pisos - más altos de las casas, edificios comerciales de altura-media y en las fábricas; este debe tenerse, o se exige - al nivel de la calle una presión mínima de 10 a 15 mts. en caso de incendios se debe tener una presión de 10 a - 50 mts.

Lo ideal de una red de distribución es hacer una sola red, aún cuando a grandes poblaciones no conviene - tener una sola red, a veces por tener que distribuir - - agua de diferente procedencia y llegar a diferentes nive- les; otras veces, cuando la población tiene una topogra- ffa accidental pues si se hace una red que tenga un pla- no de carga única, resultan presiones escasas en las par- tes altas de las mismas y excesivas en la parte baja, de donde conviene dividir a la red en partes alimentadas, - de manera que el plano de carga de cada una sea equitati- vo.

El proyecto de la red se realiza generalmente -- de dos formas:

RED ABIERTA.-Se usa en pueblos de poca importan- cia donde amerita tubería en todas las calles y cuando - la topografía dificulta circuitos cerrados.

RED DE CIRCUITOS CERRADOS O DE ANILLOS.

Es lo más recomendable debido a su fácil manejo de operación, ya que el sentido del escurrimiento se con- trola mediante las válvulas que se colocan, pues aisla- tramos pequeños sin interrumpir el resto del circuito.

Para hacer el cálculo de la red de Agua Potable debemos tomar en cuenta:

La localización de los circuitos principales de acuerdo con la conveniencia del funcionamiento tomando en cuenta los puntos obligados de la red y la separación que pueda haber entre los diferentes barrios. Las tuberías principales se localizan generalmente a los lugares de mayor consumo en la parte perimetral de la ciudad.

Se supone una distribución de escurrimiento en la red, para lo cual se puede establecer sin mucho error que el agua es alimentada por las líneas troncales; este sentido puede seguir la topografía del terreno.

Cálculo del coeficiente de Gasto por metro Lineal -
 & Gasto Específico.

Se determina primeramente la longitud total de la red que sea va tener mediante todas las calles en las que se han de localizar las tuberías.

Esto se define como:

$$\text{Coeficiente de Gasto} = \frac{\text{Gasto Máximo Horario}}{\text{Longitud Total del Circuito}}$$

Se hace con el fin de tener una base para calcular los gastos que han de salir por las líneas principales; si la densidad es diferente en varias partes de la ciudad, se procede en igual forma en cada parte, teniéndose diferentes coeficientes de gastos.

Los Cálculos de los Gastos parciales, se representan en cada tramo de la red, localizando los puntos de equilibrio de los circuitos que se tengan.

Estos gastos se obtienen multiplicando el coeficiente de gasto por la longitud del tramo de la red; en seguida se obtiene los gastos que salen de las tuberías principales a la tubería del relleno en cada circuito de acuerdo a cada área de influencia.

Determinados los gastos, se procede a escoger el punto de equilibrio de cada circuito el cual debe llenar la condición de que la pérdida de carga encontrada en una de las ramas sea igual a la pérdida de carga encontrada en la otra.

Los cálculos de los gastos que escurrirán por las líneas troncales, es decir, los gastos acumulativos que escurren por los tramos de cada una de las ramas del circuito, acumulando el gasto del tramo anterior más el correspondiente a la conexión de la tubería de relleno.

Como comprobación de lo anterior, debemos llegar a la alimentación de la red con el gasto máximo horario calculado, o sea la suma de todos los gastos parciales deben ser igual al gasto último citado.

Se hace una suposición de los diámetros de las tuberías principales y de relleno, a la cual no existe un método directo para el diseño de un sistema de distribución o para determinar los diámetros de las tuberías que forman los circuitos; se realiza de acuerdo con el criterio y expe--

riencia del proyectista, tomando en cuenta que los diámetros disminuyen con la distancia a medida que se aleja el punto de alimentación.

Para los diámetros de los tubos se pueden calcular con la fórmula aproximada de DUPPUIIT.

$$D = KQ$$

En la cual:

K = Coeficiente que varía de 1.1 a 1.5 en las tuberías a presión.

D = Diámetro, en metros.

Q = Gasto, en metros cúbicos por segundo.

Una vez elegidos los diámetros, se procede a calcular las pérdidas de carga, aunque es costumbre calcularlas en cada rama de los circuitos principales, en distinto diámetro posible, para después elegir de acuerdo con las pérdidas de carga el diámetro más adecuado que requiere para su alimentación.

Para esto se utiliza la fórmula de HAZEN Y WILLIAMS, transformada en un nomograma para facilidad de aplicación.

$$Q = \frac{0.3785 \text{ ch}^{0.54} D^{2.63}}{L^{0.54}}$$

Donde.:

C = Coeficiente para diferentes clases de tubo

h = Pérdida de carga

D = Diámetro del tubo

L = Longitud del tramo.

Puede utilizarse también la fórmula de Manning que es la que se aplica por ser apropiada para el proyecto de este sistema.

La fórmula de Manning nos dice:

$$(a) V = \frac{1}{N} \cdot r^{(2/3)} \cdot S^{(1/2)}$$

Donde: $S = H/L$

Siendo:

S = Pendiente

H = Pérdida de carga

r = Radio

L = Longitud

Sustituyendo el valor de S en (a) se tiene:

$$V = \frac{1}{N} \cdot r^{2/3} \cdot \frac{H^{1/2}}{L^{1/2}} \quad \text{Despejando H tenemos:}$$

$$H^{1/2} = \frac{VL^{1/2} \cdot N}{r^{2/3}} \quad \text{de donde } H = \frac{(VL^{1/2} N)^{2/3}}{r^{2/3}} \quad y$$

$$(b) \quad H = \frac{V^2 \cdot LN^2}{r^{4/3}}$$

Siendo $V = \frac{Q}{A}$ y $V^2 = \frac{Q^2}{A^2}$

Sustituyendo estos valores en (b)

$$H = \frac{Q^2}{A^2} \cdot \frac{LN^2}{r^{4/3}} \quad (c) \quad y \quad A = \frac{D^2}{4} \quad \text{entonces } A^2 = \frac{D^2}{4}$$

$$\text{Adem\u00e1s } r = \frac{\text{Area}}{\text{Per\u00edmetro mojado}} = \frac{D^2}{4} = \frac{D^2 D}{4} = 1/4 D = 0.25 D$$

Sustituyendo estos valores en la ecuaci\u00f3n (c), simplificando y entrando su rec\u00edproco:

$$H = \frac{Q^2 LN^2}{(D^2/4)^2 (0.250)^{4/3}} = \frac{Q^2 LN^2}{(0.6168 D^4) (0.1574 V^{4/3})} = \frac{10.3 Q^2 LN^2}{D^{16/3}}$$

$$\text{Entonces } H = \frac{10.3N^2}{D^{16/3}} LQ^2$$

Siendo:

- Q = Gasto, en Lts/seg.
- D = Di\u00e1metro, en mts.
- L = Longitud, en mts.
- H = P\u00e9rdida de carga, en mts.

Constante K para diferentes di\u00e1metros.

El ajuste del funcionamiento hidr\u00e1ulico de la red - por el m\u00e9todo de aproximaciones sucesivas de HARDY-CROSS.

Lo dicho anteriormente comprende los primeros pasos en el m\u00e9todo de HARDY-CROSS, que consiste en el c\u00e1lculo y - ajuste de la red modificando los di\u00e1metros; \u00fanicamente este ajuste se hace calculando el error que se tiene en los gastos supuestos, corregirlos y calcular nuevamente las p\u00e9rdidas hasta llegar a la igualdad buscada, o a otras palabras- esto equivale al equilibrio de cargas y equilibrio de escurrimiento.

EQUILIBRIO DE CARGA.- La consideraci\u00f3n que se hace

para que se cumpla este principio es que : la suma algebraica de las pérdidas de carga de un fluido a través de las tuberías de un circuito es igual a cero, entendiéndose por -- circuito a un anillo cerrado de tuberías.

EQUILIBRIO DE ESCURRIMIENTO.- La suma de los gastos que convergen en un nudo es igual a la suma de los gastos - que salen del mismo.

La fórmula para corregir los escurrimientos supuestos en un circuito es:

$$\Delta = \frac{\sum h}{N \sum h/Q_s}$$

Siendo:

$\sum h$ = Suma algebraica de las pérdidas de carga en -- las ramas del circuito.

$\sum(h/Q_s)$ = Suma es valor absoluto del cociente de las - pérdidas de carga y el gasto supuesto en los tramos correspondientes.

N = Valor que depende del tipo de fórmula empleada para calcular las Pérdidas de carga, en nuestro caso fué de 1.85 .

La anterior fórmula se deduce a partir de la ecuación general de la pérdida de carga.

$$hf = KQN$$

Si la suposición de gastos fuera exacta, se tendría que:

$$hf = KQ_s N = 0 \text{ y no se tendría corrección alguna.}$$

Por otro lado, siendo (Qs) el gasto supuesto y (Q) el gasto verdadero o más aproximado:

$KQs = K(Qs+A)^N$ Desarrollando el binomio se tiene

$$K(Qs+A)^N = KQs^N + NQs^{N-1} + \frac{N(N-1)}{2} Qs^{N-2} A^2$$

Si despreciamos los términos desde la potencia 2 por su valor pequeño, comparado con los primeros.

∴ $\sum Q^N K = \sum K(Qs^N + NQs^{N-1}A)$ = o Despejando el

$$A = \frac{KQs}{NKQs^{N-1}} \quad \text{Además,}$$

$$\sum KQs^N = \sum hf \quad \text{y teniendo}$$

$$\sum NKQs^{N-1} = \frac{\sum NKQs^N}{Qs} \quad \text{pero si } \sum KQs^N = \sum hf \quad \text{sustituyendo}$$

$$\text{el valor de } \sum NKQs^{N-1} = \frac{\sum Nhf}{Qs}$$

Pero si N es un valor constante, entonces

$$A = \frac{\sum KQs^N}{\sum NKQs^{N-1}} = \frac{\sum hf}{\frac{h \sum hf}{\sum Qs}}$$

$$A = \frac{\sum hf}{N(\sum hf / \sum Qs)} \quad \text{con lo cual queda demostrada la fórmula de}$$

HARDY - CROSS

Si se utilizara la fórmula de HAZEN - WILLIAMS;
Siendo $V = 0.355 C D^{0.63} h^{0.54}$, donde:

V = Velocidad en m/seg. para UN metro de longitud.

D = Diámetro de la tubería, en metros.

h = Pérdida de la carga unitaria.

c = coeficiente que depende del material de que está hecha la tubería, del coeficiente de rugosidad, etc. y si además $Q = AV$, donde -
Q = Gasto, en m³/seg. y A=Sección de tubería, en mts. $V=0.355 C D^{0.63} h^{0.54}$.

$$A = \frac{\pi D^2}{4}$$

$$\text{Sustituyendo: } Q = \frac{\pi D^2}{4} \times V = (0.7853 D^2) (0.355 C D^{0.63}) (h^{0.54}), Q = 0.2787 D^{2.63} c h^{0.54}.$$

Valor que viene siendo de un metro de longitud y si despejamos h de:

$$h^{0.54} = \frac{Q}{0.2787 D^{2.63} c} ; h = \frac{Q^{1.85}}{(0.2787 C)^{1.85} D^{4.87}}$$

La pérdida de carga total para una longitud total L sería:

hf = hL y sustituyendo:

$$hf = \frac{Q^{1.85}}{(0.2787 c)^{1.85}} \times \frac{L}{D^{4.87}}$$

Si sacamos como constante:

$$K = \frac{1}{(0.2787 c)^{1.85}} \frac{L}{D^{4.87}} \quad \text{Entonces:}$$

Hf = K Q^{1.85} la cual es semejante a:

Hf = KQ^N .'. N = 1.85 para HAZEN-WILLIAMS.

Ahora bien, si empleados la fórmula de MANNING:

$$v = \frac{1}{N} r^{2/3} s^{1/2} \text{ siendo:}$$

N = Coeficiente de escurrimiento.

r = radio hidráulico

s = Pendiente = h/L

D = Diámetro del tubo, en mts.

$$\therefore Av \text{ y } A = \frac{\pi D^2}{4}$$

$$v = \frac{1}{N} r^{2/3} s^{1/2} \text{ Pero } r = 0.25D \text{ y } s = h/L$$

y sustituyendo estos valores:

$$Q = \frac{\pi D^2}{4} \times \frac{1}{N} r^{2/3} s^{1/2}$$

$$Q = \frac{\pi D^2}{4} \times \frac{1}{N} (0.25D)^{2/3} \frac{h^{1/2}}{L^{1/2}}$$

$$\text{Despejando } h; \quad h^{1/2} = \frac{QL^{1/2}}{0.25 D^{2/3}} \frac{4N}{D^2 \pi}$$

$$h = \left(\frac{1.05 \cdot 4N}{(D/4)^{2/3} D^2 \pi} \right)^2 Q^2$$

h = Pérdida de carga total en la longitud L

hf = KQ² que es una ecuación semejante a hf = KQ^N ∴

N = 2 para MANNING

Una vez que se han hecho las correcciones, se procede a:

Localización de válvulas, proyecto de cruceros y además accesorios que forman la red.

Las válvulas de Seccionamiento de compuerta se -

localizan a distancias relativamente cortas, con objeto de permitir aislar cualquier parte del sistema con una interrupción mínima del servicio en el mismo, para hacer reparaciones, ampliaciones, conexiones, etc.

En general siempre que un tubo de pequeño diámetro se conecta a uno de mayor diámetro se debe de poner -- válvula.

En las bifurcaciones de tuberías de gran diámetro se acostumbra a instalar válvulas en ambos ramales.

La instalación de válvulas a tuberías de relleno o secundarias se hace de manera que se pueda aislar de 6- a 8 calles según la importancia de la población y evitar hasta lo posible utilizar el mayor número de válvulas debido a su alto costo.

Habiendo hecho el ajuste del funcionamiento hidráulico del sistema se procederá a efectuar el proyecto de los cruceros o uniones mediante las piezas especiales correspondientes.

Los accesorios más comunes, además de las piezas especiales son las tomas domiciliarias, los medidores, -- los hidrantes de toma pública, hidrantes de incendio y -- ocasionalmente otros aparatos y dispositivos.

Los hidrantes para toma pública son unidades que se instalan provisionalmente en poblaciones chicas, se localizan en aquellos lugares donde se juzga que no sea económica la instalación de tubería y tomas domiciliarias.

La cota pizométrica se encuentra sumando la cota

de terreno de mayor altura más la presión en ese punto - menos la h_f compensada.

La carga disponible, que es lo que al final buscamos, se encuentra, de restarle a la cota pizométrica, - la cota del terreno de cada cruceo.

C.- CALCULO DE LA RED DE AGUA POTABLE.

Estudio de Consumo.- Tomando en cuenta que si -- consideramos una habitación unifamiliar por lote y una -- familia de 5 miembros, conforme a las estadísticas recientes, la familia promedio en México es de 5,5 miembros. en promedio, pero por encontrarse en Ameca se considera de acuerdo al estudio de proyecto de 508 viviendas en 9.07 -- has, dando una densidad de 56.03 vivienda /ha. y una densidad de habitantes = 313,77 habitantes /ha., por lo tanto tenemos 5.87 habitantes/vivienda.

Considerando que se tiene un clima templado en la localidad de Ameca, Jal. se tiene una dotación promedio de 200 Hs/hab./día, que es el autorizado por el SIAPA para el cálculo de la red de agua potable.

Datos que se tomaron en cuenta para la elaboración del proyecto:

Población Considerada:	2,982 habitantes
Dotación:	200 lts./hab./día.
Gasto medio anual	
Gasto Máximo Diario	
Gasto Máximo Horario	
Coefficiente de Variación Diaria	
Coefficiente de Variación Horaria	
Fuente de Abastecimiento	

CALCULO DE LOS GASTOS.

Gasto medio anual. Es el volumen de agua en Lts/seg. que demanda una localidad en función de sus habitantes y del consumo de cada uno de ellos.

$$Q \text{ medio anual} = \frac{\text{Dotación} \times \text{No. de habitantes}}{\text{No. de segundos al día}}$$

$$Q \text{ m.a.} = \frac{2,982 \times 200}{86400} = 6.90 \text{ lts/seg.}$$

GASTO MAXIMO DIARIO. Es el gasto medio anual, pero afectado por un coeficiente de variación el cual varía de 1.2 - a 1.5 de acuerdo a las condiciones climatológicas de la zona.

Para clima Uniforme:	C=1.20
Para Clima Variable:	C=1.35
Para Clima Extremoso:	C=1.50

Por lo tanto escogemos 1.20

$$Q \text{ max. Diario} = Q \text{ max Anual} \times \text{Coeficiente de Variación -- diaria.}$$

$$Q \text{ max Diario} = 6.90 \times 1.20 = 8.28 \text{ lts/seg.}$$

GASTOS MAXIMO HORARIO. Es el gasto máximo diario afectado por un coeficiente denominado horario y tiene una variación de 1.5 a 1.8, para este proyecto tomamos 1.50.

$$Q \text{ max horario} = Q \text{ max diario} \times \text{Coeficiente de Variación - Horario.}$$

$$Q \text{ max horario} = 8.28 \times 1.50 = 12.42 \text{ Hs/seg.}$$

GASTO ESPECIFICO. Es el gasto por unidad de longitud; sirve para la acumulación de gastos de cada uno de los tramos del sistema.

$$q = \frac{Q \text{ max. horario}}{\text{Longitud del Sistema.}}$$

$$q = \frac{12.42 \text{ Hs/seg.}}{2661.75 \text{ mts.}} = 0.0046661 \text{ Hs/seg./mts.}$$

ACUMULACION DE GASTOS PARA REALIZAR EL CALCULO DEL
AGUA POTABLE

CIRCUITO $q = 0.0046661$ Lts/seg/Mts.				
TRAMO	TRAMOS AFLUENTES	GASTOS PARCIALES	ACUMULADO	NOMENCLATURA
24-23	24-23	0.210	0.210	a
23-22	a	0.210		
	25-23	0.571		
	23-22	0.229	1.010	b
22-21	b	1.010		
	13-22	0.465		
	22-21	0.210	1.685	c
21-20	c	1.685		
	26-21	0.366		
	21-20	0.219	2.270	d
24-14	24-14	0.662	0.662	e
14-25	14-25	0.182	0.182	f
25-13	f	0.182		
	25-13	0.203	0.385	g
13-26	g	0.385		
	13-26	0.187	0.572	h
26-12	h	0.572		
	26-12	0.194	0.766	i
14-6	i	0.662		
	14-6	0.658	1.321	k
6-5	k	1.321		
	6-5	0.182	1.503	l
5-4	l	1.503		
	25-5	0.644		
	5-4	0.203	2.350	ll
4-3	ll	2.350		
	13-4	0.627		
	4-3	0.187	3.164	m
3-2	m	3.164		
	26-3	0.611		
	3-2	0.194	3.969	n
15-16	15-16	0.219	0.219	o

16 - 17	0	0.219		
	16 - 17	0.210	0.229	P
17 - 18	p	0.229		
	17 - 18	0.210	0.439	q
18 - 19	q	0.439		
	18 - 19	0.229	0.668	r
19 - 20	r	0.668		
	19 - 20	0.238	0.906	s
15 - 11	15 - 11	0.250	0.250	t
11 - 10	T	0.250		
	11 - 10	0.194	0.444	u
	u	1.444		
	16 - 10	0.380		
	10 - 9	0.187	2.011	v
9 - 8	v	2.011		
.	17 - 9	0.484		
	9 - 8	0.187	2.682	W
8 - 7	W	2.682		
	18 - 8	0.606		
	8 - 7	0.203	3.491	x
7 - 1	x	3.491		
	19 - 7	0.732		
		0.163	4.386	y
20 - 12	d	2.270		
	s	0.906		
	20 - 12	0.264	3.440	J
12 - 2	J	3.440		
	12 - 2	0.595	4.035	\bar{a}
2 - 1	\bar{a}	4.035		
	n	3.969		
	2 - 1	0.056	8.060	
1 - 0	ϕ	8.060		
	y	4.386	12.446	ALIMENTACION.

CALCULO DE LA RED DE DISTRIBUCION (METODO DE CROSS) UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA ESCUELA DE INGENIERIA

CIRCUITO	TRAMO	LONGITUD	Qocum.	Qocum.	Q ² ocum.	Ø	K	hf ₁	hf ₁ / Qocum.	ΔB ₁	Qocum. - ΔB ₁	Q ² ocum. - ΔB ₁	hf ₂
B		MTS.	LT/SEG.	M ³ /SEG.	M ³ /SEG.				LT/SEG.		LT/SEG.	M ³ /SEG.	
	24-23	45.0	0.210	0.210X10 ⁻³	0.0441X10 ⁻⁶	4"	221.89	0.4403X10 ⁻³	0.002097	0.326	0.1162	13.5024X10 ⁻⁹	13.4822X10 ⁻⁵
	23-22	49.0	1.010	1.010X10 ⁻³	1.0201X10 ⁻⁶	4"	221.89	11.0911X10 ⁻³	0.010901	0.326	0.6840	4.6785X10 ⁻⁷	5.0867X10 ⁻³
	22-21	45.0	1.685	1.685X10 ⁻³	2.8392X10 ⁻⁶	4"	221.89	28.3495X10 ⁻³	0.016824	0.326	1.359	18.4688X10 ⁻⁷	18.4561X10 ⁻³
	21-20	47.0	2.270	2.27X10 ⁻³	5.1529X10 ⁻⁶	4"	221.89	53.7387X10 ⁻³	0.023673	0.326	1.944	37.7913X10 ⁻⁷	39.4119X10 ⁻³
	20-12	56.50	3.440	3.440X10 ⁻³	1.9572X10 ⁻⁶	4"	221.89	24.5370X10 ⁻³	0.017539	0.326	1.073	11.5133X10 ⁻⁷	14.4340X10 ⁻³
	12-2	127.50	4.035	4.035X10 ⁻³	3.972X10 ⁻⁶	4"	221.89	112.3717X10 ⁻³	0.056383	0.326	1.667	27.78889X10 ⁻⁷	78.6172X10 ⁻³
							(+)	0.23053	0.13633				0.15948

$$N = K L Q^2 \quad \Delta B = \frac{DIF \cdot N}{n(N/Qocum.)} \quad \Delta B = \frac{0.1268}{1.85(0.21008)} = 0.3262$$

B													
	24-14	142.00	0.662	0.662X10 ⁻³	0.4382X10 ⁻⁶	4"	221.89	13.8070X10 ⁻³	0.020856	0.326	0.988	9.76144X10 ⁻⁷	30.7567X10 ⁻³
	14-6	141.75	1.321	1.321X10 ⁻³	1.7450X10 ⁻⁶	4"	221.89	54.653.X10 ⁻³	0.041372	0.326	1.647	27.1261X10 ⁻⁷	84.9573X10 ⁻³
	6-5	39.0	1.503	1.503X10 ⁻³	2.259X10 ⁻⁶	6"	25.51	2.2474X10 ⁻³	0.001495	0.326	1.829	33.4524X10 ⁻⁷	3.3284X10 ⁻³
	5-4	43.50	2.350	2.350X10 ⁻³	5.5225X10 ⁻⁶	6"	25.51	6.1282X10 ⁻³	0.002605	0.326	2.676	71.6097X10 ⁻⁷	7.9464X10 ⁻³
	4-3	40.0	3.164	3.164X10 ⁻³	10.0109X10 ⁻⁶	6"	25.51	16.21518X10 ⁻³	0.003228	0.326	3.490	121.104X10 ⁻⁷	12.3574X10 ⁻³
	3-2	41.50	3.969	3.969X10 ⁻³	15.7530X10 ⁻⁶	6"	25.51	16.6454X10 ⁻³	0.004194	0.326	4.295	184.4702X10 ⁻⁷	19.5292X10 ⁻³
							(-)	0.103696	0.07375				0.15887
							DIF.	0.1268	0.21008				DIF. = 0.0006

CALCULO DE LA RED DE DISTRIBUCION (METODO DE CROSS) UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA ESCUELA DE INGENIERIA

CIRCUITO	TRAMO	LONGITUD	Q acum.	Q acum.	Q ² acum.	Ø	K	h _{f1}	h _{f1} / Q acum.	Δ A ₁	Q acum. + Δ A ₁	Q ² acum. + Δ A ₁	h _{f2}
A		MTS.	LT/SEG.	M ³ /SEG.	M ³ /SEG.				LT/SEG.		LT/SEG.	M ³ /SEG.	
	15-16	47.00	0.219	0.219X10 ⁻³	0.4796X10 ⁻⁷	4"	221.89	0.5001X10 ⁻³	2.2835X10 ⁻³	1.6112	1.3922	19.3822X10 ⁻⁷	20.2134X10 ⁻³
	16-17	45.00	0.229	0.229X10 ⁻³	0.5244X10 ⁻⁷	4"	221.89	0.5236X10 ⁻³	2.2864X10 ⁻³	1.6112	1.3822	19.1047X10 ⁻⁷	19.0761X10 ⁻³
	17-18	45.00	0.439	0.439X10 ⁻³	1.9272X10 ⁻⁷	4"	221.89	1.9243X10 ⁻³	4.383X10 ⁻³	1.6112	1.1722	13.7405X10 ⁻⁷	13.7199X10 ⁻³
	18-19	49.00	0.668	0.668X10 ⁻³	4.4622X10 ⁻⁷	4"	221.89	4.8516X10 ⁻³	7.2628X10 ⁻³	1.6112	0.9432	8.8963X10 ⁻⁷	9.6726X10 ⁻³
	19-20	51.00	0.906	0.906X10 ⁻³	8.2084X10 ⁻⁷	4"	221.89	9.2889X10 ⁻³	10.253X10 ⁻³	1.6112	0.7052	4.9731X10 ⁻⁷	5.6277X10 ⁻³
	20-12	56.50	3.440	3.440X10 ⁻³	118.336X10 ⁻⁷	4"	221.89	148.355X10 ⁻³	43.1264X10 ⁻³	1.6112	-1.8288	33.4451X10 ⁻⁷	41.9294X10 ⁻³
	12-2	127.50	4.035	4.035X10 ⁻³	162.812X10 ⁻⁷	4"	221.89	460.611X10 ⁻³	114.1539X10 ⁻³	1.6112	-2.4238	58.6792X10 ⁻⁷	-166.0092X10 ⁻³
	2-1	12.00	8.060	8.060X10 ⁻³	649.636X10 ⁻⁷	6"	25.51	19.887X10 ⁻³	2.4674X10 ⁻³	1.6112	-6.4498	415.8702X10 ⁻⁷	-12.731X10 ⁻³

(-) 0.645942

0.186216

-0.14235

$$N = K L Q^2$$

$$\Delta A_1 = \frac{DIF \cdot h_f}{n(h_f / Q_{cum})} = \frac{0.6028}{1.85(0.20223)} = 1.6112$$

$$\Delta A_2 = \frac{0.11157}{1.85(0.210212)} = 0.2869$$

A	15-11	53.50	0.250	0.250X10 ⁻³	0.625X10 ⁻⁷	4"	221.89	0.741945X10 ⁻³	2.9676X10 ⁻³	1.6112	1.8612	34.6406X10 ⁻⁷	41.1222X10 ⁻³
	11-10	41.50	0.444	0.444X10 ⁻³	1.9714X10 ⁻⁷	6"	25.51	0.2087X10 ⁻³	0.470X10 ⁻³	1.6112	2.0552	42.2385X10 ⁻⁷	4.4716X10 ⁻³
	10-9	40.00	2.011	2.011X10 ⁻³	40.441X10 ⁻⁷	6"	25.51	4.1266X10 ⁻³	2.052X10 ⁻³	1.6112	3.6222	131.2106X10 ⁻⁷	13.3887X10 ⁻³
	9-8	40.00	2.682	2.682X10 ⁻³	71.9312X10 ⁻⁷	6"	25.51	7.3398X10 ⁻³	2.7367X10 ⁻³	1.6112	4.2932	184.3156X10 ⁻⁷	18.8075X10 ⁻³
	8-7	43.50	3.491	3.491X10 ⁻³	121.8708X10 ⁻⁷	6"	25.51	13.5238X10 ⁻³	3.8739X10 ⁻³	1.6112	5.1022	260.3244X10 ⁻⁷	28.8878X10 ⁻³
	7-1	35.00	4.386	4.366X10 ⁻³	192.370X10 ⁻⁷	6"	25.51	17.1757X10 ⁻³	3.9160X10 ⁻³	1.6112	5.9972	359.664X10 ⁻⁷	32.1126X10 ⁻³

(+) 0.043116
DIF. 0.6028

0.0160162
0.20223

0.138790
DIF. = 0.00356

RED DE AGUA POTABLE.

Excavación.- Para alojar los diferentes tuberías, es necesario hacer en primero lugar la excavación de zanjas ya sea a mano o con maquinaria; esto incluye la instalación de retener para la conservación de taludes de las capas.

Colocación de la Tubería.- Las dimensiones de -- las cepas variarán en función del diámetro de la tubería - que será alojada en ellas tomando como base el diámetro - mínimo que se indica de acuerdo a la siguiente:

TUBERIA DE	PROFUNDIDAD	ANCHO MINIMO DE LA CEPA.
4"	1.00 mts.	0.60 mts.
6"	1.10 mts.	0.70 mts.
8"	1.15 mts.	0.75 mts.
10"	1.20 mts.	0.80 mts.
12"	1.25 mts.	0.85 mts.
14"	1.30 mts.	0.95 mts.

NOTA: Si es necesario aumentar el ancho de la cepa, se hará a partir del lomo de la tubería, cuidándose así que aumenten las cargas que actúan sobre él, de igual manera - si a juicio se considera que el terreno es poco resistente e inestable se podrá profundizar hasta terreno firme.

Registros.- Todas las válvulas de seccionamiento deberán tener cajas para operación.

MATERIALES:

- a) La tubería en general será de asbesto-cemento A-C.-

que soporta una presión de trabajo de 5 Kg/cm^2 y una presión de prueba de fábrica de 17.5 Kg/cm^2 .

- b) Todos los atraques de la tubería serán de concreto.
- c) Todas las conexiones de las tuberías A-C, A-5 serán de fierro fundido.
- d) Todas las tomas domiciliarias serán de tubería de cobre con un diámetro de $1/2"$.
- e) Todas las abrazaderas para unir las tomas domiciliarias serán de fierro galvanizado.
- f) Todas las tomas domiciliarias tendrán registro o caja de operación para medidor ó válvula.
- g) Los coples de la unión de las tuberías serán de A-C, A-5.
- h) Si los materiales no tienen los requisitos de la calidad de acuerdo a las especificaciones deberán de ser retirados y substituidos, sin que ésta aumente el costo del presupuesto.

BAJADO DE LA TUBERIA A LA ZANJA.- La tubería una vez colocada a lado opuesto del material excavado, y revisada dicha tubería, puede ser bajada dependiendo de su peso sin el empleo de equipo especial, a mano, con ayuda de cables ó equipo mecánico,

Es muy importante que los tubos de cualquier tipo que sean, se deberán manejar con mucho cuidado; de no ser así, la ruptura de éstos encarecerá la obra.

Durante el descenso del tubo puede moverse para-

que quede en la posición más cómoda para que embone bien en el siguiente tubo.

INSTALACION DE LA TUBERIA.- Una vez instalado el tubo dentro de la zanja, debe asegurarse que tanto el cople -- en su interior como los extremos maquinados se encuentren limpios.

PROCEDIMIENTO:

a) Se coloca el primer tubo sobre los soportes cuidando que quede perfectamente firme.

b) El siguiente tubo que se instala deberá quedar al mismo nivel del anterior.

c) Este tubo se separa un poco más para poder colocar un cople entre ambos tubos.

d) Dentro de cada ranura del cople se instala un empaque de hule de sección circular.

e) Se comprueba que todos los tubos estén limpios; enseguida se lubrican los extremos maquinados de los tubos.

f) Por medio de una barra o madero usandose como palanca, se hacen coincidir los tubos hasta quedar ligados -- por medio del corte.

PRUEBA DE LA TUBERIA.- Una vez instalada la tubería y alineada (mediante tirones de hilo perfectamente -- orientados) se nivela y se procede a ponerle centros. Hecho esto se prueba la tubería dejando al descubierto las juntas para que puedan hacerse las observaciones necesarias al momento de la prueba. Dicha prueba no se afectará

hasta después de haber transcurrido cuando menos 5 días-- después de haber instalado el último atraque de concreto.

1.- La tubería una vez colocada se someterá a -- una prueba hidrostática (por medio de una presión de agua) y otra en la que cuantifiquen las fugas en el tramo instlado. Primero se llenará la tubería y se purgará dicha tubería por medio de una válvula de aire, que ésta se colocará en la parte más alta de la tubería por probar; hecho esto se levanta la presión hasta 150% de la presión normal de trabajo, manteniéndose ésta prueba una hora como mínimo.

2.- Hecha esta prueba y aprobada se cuantificarán las fugas, definiéndose como fuga a la cantidad de agua -- que debe agregarse a la tubería en el transcurso de la - - prueba para mantener la presión indicada.

3.- No se probará ningún tramo de tubería hasta - que las pérdidas de agua sean menores que las indicadas en el párrafo siguiente.

TOLERANCIA PARA PRUEBAS DE TUBERIA, FUGAS
MAXIMAS PERMISIBLES LTS/SEG.

Diamtro del Tubo.		10 Kg/cm ²		7 Kg/cm ²		5 Kg/cm ²	
MM.	PULG.	24 hr.	1 hr.	24 hrs.	1 hr.	24 hr.	1 hr.
100	4	940	39,6	770	32,10	660	27,50
150	6	1410	58,7	1155	48,10	990	41,20
200	8	1880	78,3	1540	64,20	1320	55,00
250	10	2350	97,9	1925	80,20	1650	68,70
300	12	2820	117,5	2310	96,20	1980	82,50
350	14	3290	137,1	2695	112,30	2310	96,20
400	16	3760	156,7	3080	128,30	2640	110,00

Si algún tubo, válvula ó pieza especial resultara defectuosa de acuerdo con las pruebas efectuadas, deberán ser reinstalados nuevamente a forma correcta y se repetirá la prueba como tantas veces sea necesario hasta -- quedar perfectamente aprobado.

RELLENO DE ZANJA.

a) El acostillado de la tubería deberá de ser con arena limpia de río, hasta 15 cms. arriba del lomo de la tubería y compactada.

b) El resto del relleno se hará en capas de aproximadamente 30 cms. y agregándole agua para su mayor compactación hasta lograr un 90% de compactado.

ATRAQUE.- La tubería como es natural, sufrirá muchos cambios de dirección; habrá reducciones de sección: en estos casos siempre deberán colocarse atraques.

Los provisionales solo sirven mientras se verifica la prueba de la tubería, debiendo ser substituidos una vez hecho esto, por los definitivos.

Estos atraques deberán colocarse en línea recta y en sentido opuesto en relación con la resultante de las presiones que abren en el sitio de su localización y el área de su base debe estar en función con la resistencia del terreno y el valor de dicha resultante.

$$\text{Area} = \frac{(\text{Presión}) (\text{Area del tubo})}{\text{Resistencia del terreno}} \frac{(\text{Kg/cm}^2) (\text{cm}^2)}{\text{Kg/cm}^2} \text{cm}^2$$

La presión debe considerarse en el punto en el que se coloca el atraque, y para el cálculo debe de usarse la de la prueba de la tubería.

En las deflexiones debe calcularse el atraque de acuerdo al empuje hacia afuera que causa la presión dentro de la tubería y la deflexión dividiéndose este valor por la resistencia del terreno.

El empuje hacia afuera se calcula con la fórmula siguiente:

$$\text{Empuje} = (2P) (\text{Area del tubo}) (\text{Seno medio de deflexión}).$$

Las deflexiones más usuales son 90°, 45°, 22.5°, 11.25°, para los cuales el valor de "Seno medio deflexión" es respectivamente 0.7071, 0.383, 0.195, 0.099.

El área del tubo que debe usarse en estas fórmulas es exterior, tomando en cuenta el espesor de las paredes.

Es muy importante que al hacer los atraques se -

dejan libres las uniones entre las piezas de fierro, para que en caso de ser necesario alguna modificación o ajuste al crucero no se tenga que romper el concreto.

CRUCEROS.- Los cruceros son conjuntos de piezas especiales, que conectados a la tubería nos forman de---- flexiones pronunciadas, cambios de diámetro, derivaciones e intersecciones ya sea por separado o en combinación.

Hay diferentes tipos de piezas especiales para cruceros siendo las más utilizadas en México las de fierro fundido. Con las que se trabaja en este proyecto son de fierro fundido. Las más usuales en fierro fundido - - (Fo.Fo.) son : carretes, codos, cruceros, extremos, reducciones, tapas ciegas, etc.

D. DISEÑO DE LA RED DE DRENAJE.

Se denomina alcantarillado a un sistema adecuado de conductos subterráneos llamados alcantarillas y que sirven para el transporte de aguas de lluvias y aguas mezcladas con desechos, productos de la actividad de una comunidad.

La red de alcantarillado tiene como fin recoger las aguas residuales y de lluvia de las zonas habitadas y conducir las hasta un punto de evacuación.

Cuando sea necesario, los líquidos residuales que estén muy contaminados se deberán someter a un tratamiento donde se eliminen los desperdicios que pueden dañar a la salud pública y ambiental, antes de encausarlos en los cursos del agua.

AGUAS NEGRAS.- Se les da el nombre de aguas negras a aquellas que conducen las aguas cerradas de las habitaciones y desechos industriales, de lavado de calles, etc.

Las aguas negras son una combinación de:

a) Desechos líquidos sólidos de residencias, escuelas, hospitales y edificios comerciales.

b) Desechos líquidos de establecimiento industrial.

c) Agua freática, superficial o de lluvia que entra al alcantarillado, estos líquidos son putrecibles y su descomposición produce grandes cantidades de gases ofensivos y pueden contener numerosas bacterias patógenas como las que normalmente viven en el intestino del hombre, o las que se encuentran presentes en ciertos desechos industriales como lavanderías etc.

AGUAS PLUVIALES.- Son las que caen dentro de la superficie en las que tenga influencia el alcantarillado y que pueden tener acceso a él.

La primera lluvia que lava las calles ó el terreno está sumamente contaminada, y se le considera como - - aguas negras; el resto de una tormenta se puede decir que es inofensiva en términos generales, y tratarsele como -- aguas blancas.

TIPOS DE SISTEMAS DE ALCANTARILLADO SEGUN SU FUNCIONAMIENTO.

SISTEMA SANITARIO.- Es aquel sistema en el cual se conduce un solo tipo de agua.

SISTEMA SEPARADO.- Es aquel sistema en el cual se conducen por líneas diferentes las aguas pluviales y por otra red se conducen las aguas negras ó domésticas. Por -- tal motivo teniendo este sistema de alcantarillado es necesario construir practicamente dos redes paralelas y por lo tanto de un costo muy elevado.

SISTEMA MIXTO O COMBINADO.- Este sistema es el que generalmente se utiliza en nuestro medio y sirve para conducir en el mismo ducto las aguas pluviales y las aguas residuales.

Para dotarse un sistema de alcantarillado adecuado a cualquier población ó ciudad, deben considerarse varios factores puesto que la función de las alcantarillas es recoger las aguas negras residuales de las zonas habitadas para conducir las a un punto de evacuación de dichas -- aguas.

Puede pensarse de alguna manera en el tipo de --

distrito que se trate, si este es el tipo industrial, comercial, residencial, etc. Para que con este conocimiento pueda hacerse el estudio apropiado.

En nuestro caso, sabemos que se trata de una zona habitacional y con lo cual se considera que la densidad de la población es constante al transcurso del tiempo. Conociendo esto nos enfocaremos solamente a las necesidades actuales, y sabiendo que de haber un cambio no sería lo suficiente como para cambiar nuestro sistema.

DEFINICION DE ALGUNOS CONCEPTOS.

AGUAS RESIDUALES.- Se definen como aquellas que han sido utilizadas por la industria ó bien por el ser humano y no son aptas para beber, estas se clasifican en:

AGUAS RESIDUALES DOMESTICAS: También llamadas --- aguas negras, son las producidas con elementos sanitarios-- en las viviendas.

AGUAS RESIDUALES INDUSTRIALES.- Son los líquidos-- producidos en los establecimientos industriales.

AGUAS PLUVIALES.- Son los líquidos que recogen -- las alcantarillas durante un período de lluvias ó después-- de él.

AGUAS DE FILTRACION.- Son las que penetran en las alcantarillas por filtración del terreno.

ALCANTARILLAS.- Son los tubos o conductos origi-- nalmente cerrados y que en general no estan llenos de lí-- quidos, que se destina a conducir las aguas residuales.

Las alcantarillas pueden ser de varios tipos según lo siguiente:

Atendiendo a las propiedades que beneficien
 Atendiendo a la función específica que cumplan.
 Atendiendo a las propiedades que beneficien pueden ser :

- a) Públicas
- b) Privadas ó Albañales.

Son públicas las que pueden ser utilizadas con igual derechos por todas las propiedades colindantes y -- pueden ser a su vez:

De residuales domésticas: Destinadas a las aguas residuales domésticas excluyendo las corrientes superficiales, las aguas pluviales y los terrenos en lo posible.

DE AGUAS PLUVIALES: Destinadas a la conducción -- de aguas incluyendo las corrientes superficiales y las -- aguas de limpieza de las calles.

COMBINADAS O UNITARIAS: Son destinadas para la -- conducción conjunta de todos los tipos de aguas residuales.

PRIVADAS O ALBAÑALES.- Aquella red de tubería de un solo edificio que conduce el agua residual hasta el -- sistema de alcantarillado público.

BOCAS DE TORMENTA: Esta obra accesoria de un sistema de alcantarillado tiene como finalidad captar las -- aguas producto de precipitaciones que corren sobre la su-

perficie de rodamiento del arroyo de una calle. Se localizan en la parte baja de los cruces de dos calles pudiendo ser estas transversales a lo largo del arroyo de dichas calles o bien bajo la banqueta y conectadas al pozo de visita más cercano.

ATENDIENDO A LA FUNCION ESPECIFICA QUE CUMPLEN, PUEDE SER:

ALCANTARILLA DERIVADA O LATERAL: Su única finalidad es recibir la descarga de los albañales.

ALCANTARILLA SECUNDARIA: Es la que sirve aportaciones de un cierto número de laterales.

ALCANTARILLA COLECTORA, MAESTRA O PRINCIPAL: En la que -- recibe aportaciones de alcantarillas secundarias.

ALCANTARILLA DE DESAGUE: Alcantarilla que recoge las aguas residuales y las conduce a la instalación de tratamiento -- ó si no lo necesitan al punto de evacuación final.

ALCANTARILLA DE INTERCEPCION: Es la que corta transversalmente a otras varias con el objeto de captar el caudal de aguas bajas, con la cantidad determinada de aguas pluviales, o sin ellas, si viene de una red unitaria.

ALCANTARILLA: Se construye con el objeto de auxiliar a -- otra existente de insuficiente capacidad.

TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES: Es el proceso artificial -- al que se someten con el fin de eliminar o alterar sus constituyentes nocivos para hacerlos menos peligrosos y ofensivos para la salud.

EVACUACION DE AGUAS RESIDUALES: Es el acto de evacuar las -- aguas por algún proceso, y puede hacerse según convenga, -- con tratamiento o sin él.

CONSIDERACIONES GENERALES: El establecimiento ó calculo de una red de alcantarillado exige un cuidadoso trabajo de ingeniería; los detalles más importantes que pueden tomarse a cuenta son:

DIMENSION; Los cuales pueden ser convenientes para que permitan la circulación del caudal de aguas residuales previsto. El establecimiento de las dimensiones exige el empleo de los conocimientos de Ingeniería Hidráulica.

VELOCIDAD DE RESIDUALES A TRAVES DE LA TUBERIA: Si la velocidad no es suficientemente grande, los sólidos se depositarán con la consecuente obstrucción y producción de olores.

CUIDADOSO ESTUDIO DEL CURSO DEL AGUA EN EL QUE SE EVACUARAN LAS AGUAS RESIDUALES: El agua residual presenta un potencial peligroso para la salud, y al evacuarse en un curso de agua es seguro que produzca perturbaciones en él. Entonces se encargará un curso de agua propio para un tratamiento más eficiente.

CANTIDAD DE AGUAS REGIONALES PRODUCIDAS POR LA LLUVIA: Las aportaciones pluviales que proceden de las zonas urbanas es la información fundamental para el proyecto de las alcantarillas pluviales y las combinadas.

Los caudales máximos recogidos por las alcantarillas pluviales, tienen su origen principal en los aguaceros.

DETERMINACION DEL CAUDAL QUE ABRAN DE CONDUCIR LAS ALCANTARILLAS PLUVIALES.

Por la fórmula; Ecuación de Mc Math,

$$Q = 0.0028 \text{ AIR}^5 \text{ S/A}$$

en la que:

Q = Es el caudal de agua en Lts/seg.

A = Es la superficie en M^2 , de la zona de población que ha de dotarse de alcantarillado,

I = Es la intensidad de lluvias en mm/hr. de los aguaceros que dan origen a corrientes de aguas superficiales,

R = Es el coeficiente de escurrentía, que le corresponde a dicha zona.

S = Es la pendiente gobernadora en milésimas.

La superficie en metros cuadrados igual al Area -- que ha de dotarse de alcantarillado requiere únicamente -- medirla sobre el plano topográfico con un planímetro, ó -- sacarla analíticamente con los datos obtenidos durante el levantamiento topográfico.

El coeficiente de escurrentía (R), dependen en -- gran parte de la impermeabilidad del terreno por el que -- circule el agua. Depende así mismo del agua que se infiltra en el terreno y otras superficies llorosas.

Del agua que se pierde por evaporación, de la que se acumula en charcos y depresiones del terreno tanto de -- superficies permeables como impermeables.

El porcentaje de impermeabilidad para la superficie total se deduce por estimación indagando las proporciones de los distintos tipos de superficie que forman el conjunto de superficie total.

Sin embargo, el coeficiente de escorrentía no se mantiene fijo en todas las condiciones, sí no que: puede aumentar cuando persista la lluvia, lo que trae como consecuencia que se lleven las depreciaciones de las superficies impermeables, y que se empaquen en capas superiores del terreno.

La siguiente tabla nos proporciona los valores de escorrentía (R):

TIPO DE SUPERFICIE	R
SUPERFICIE DE TECHO IMPERMEABLE	0,70 - 0,95
PAVIMENTOS DE ASFALTO EN BUEN ESTADO	0,85 - 0,90
PAVIMENTO DE PIEDRA CON JUNTAS CEMENTADAS	0,75 - 0,85
PAVIMENTO DE PIEDRA CON JUNTAS ABIERTAS O SIN CEMENTAR	0,50 - 0,70
CARRETERAS Y CAMINOS DE GRAVA.	0,15 - 0,30
SUPERFICIES SIN PAVIMENTAR, PATIOS DEL FERROCARRIL Y SOLARES	0,10 - 0,30
PARQUES, JARDINES Y PRADERAS SEGUN LA PENDIENTE DEL SUELO Y LAS CARACTERIS- TICAS DE SUBSUELO	0,05 - 0,25

La intensidad pluviométrica se define como la cantidad de agua que cae a un área determinada en mm de altura por cada hora. Para medir dicha altura de precipitación ó de lámina llovida se utiliza el pluviómetro ó bien el pluviógrafo. Además existen fórmulas empíricas para determinar la intensidad pluviométrica:

$$I = \frac{A}{t+B} \qquad I = \frac{A}{t+B}$$

Siendo A y B coeficientes dados según la región ó zona geográfica y t el tiempo de duración de la tormenta, en minutos.

También existen otros métodos para el cálculo de caudales como son:

- a) Método Racional
- b) Ecuación de Mc-Math.

Para todo el estudio previo al alcantarillado de bemos conocer si este sistema tendrá aguas residuales de otros sistemas, ya que de ser así, habría la necesidad de hacer un aforo para conocer el caudal que entraría a esta red, además la cantidad de agua residual que transportarán dichos alcantarillados, ya que estos dependen del agua suministrada o consumida,

PLAN GENERAL DE LOS SISTEMAS.

Todo tipo de sistema de alcantarillado debe reunir varios requisitos.

- 1.- TOPOGRAFIA DE LA LOCALIZACION
- 2.- LOCALIZACION ADECUADA.
- 3.- SEGURIDAD EN LA ELININACION DE AGUAS NEGRAS Y SITIO DE TRATAMIENTO.
- 4.- CAPACIDAD SUFICIENTE.
- 5.- RESISTENCIA ADECUADA.
- 6.- PROFUNDIDAD DE INSTALACION ADECUADA.
- 7.- FACILIDAD DE LIMPIEZA DE INSPECCION
- 8.- TIPO DE SISTEMA.

TOPOGRAFIA DE LA LOCALIZACION.- El tener un plano acotado de la población es el primer dato importante con que debe contar el proyectista de sistema de alcantarillado; si no se cuenta con este plano, es necesario efectuar los levantamientos topográficos necesarios.

Un buen trabajo topográfico será la base fundamental sobre la que se apoye el resto del proyecto. En otras palabras, la calidad del diseño será función de la calidad del plano topográfico que se obtenga.

El método ó métodos que se emplean para llevar a cabo los levantamientos topográficos dependen de los siguientes factores:

- 1- Magnitud de la población en estudio.
- 2- Pendientes generales que se tengan
- 3- Carácter, naturaleza y actividades de la población.

El levantamiento de las poblaciones deberá hacerse con tránsito y cinta, haciendo poligonales de primer orden; solamente en poblaciones muy pequeñas y localizadas - en terrenos con pendientes fuertes se podrá utilizarla lastadía.

Aunque lo más importante para el diseño del sistema de alcantarillado son los cruceros en las calles, con el objeto de tener un plano completo, se tomarán los parámetros exteriores de las casas.

La nivelación se hará con nivel fijo y con la precisión de nivelaciones diferentes de primer orden.

Se deberán tomar cotas de todos los cruceros de las calles y de los cambios de pendiente notables que se observan en los mismos.

Además se debe de tomar puntos suficientes para poder obtener curvas de nivel con equidistancia de un metro; si la pendiente general del terreno es mayor del 5% la equidistancia de las curvas de nivel deberá de ser de 50 cms.

LOCALIZACION ADECUADA.- El sistema de Alcantarillado debe de instalarse por lo general en el centro de las calles, los conductos principales como son los colectores deberán tener una localización adecuada; se estudiará con todo -- cuidado la topografía del lugar en forma tal que la red -- trabaje por gravedad, cuidándose hasta donde sea posible -- el establecimiento de planta de bombeo y cárcamos de bombeo.

SEGURIDAD EN LA ELIMINACION.- Para que las tuberías tengan capacidad suficiente, deberán de estar de acuerdo con los pendientes y diámetros con que se proyecta, esto es, que exista un buen funcionamiento del sistema para el cual deberán satisfacer las condiciones de velocidad mínima de -- arrastre que es de 0.45 m/seg., para evitar que se depositen los materiales en suspensión que llevan dichas aguas -- y una velocidad máxima de 3 m/seg. para que no se produzca desgaste en las tuberías ó sea la erosión.

Velocidad máximas 3.00 m/seg.

Velocidad máx. int. = 4.5 m/seg.

Velocidad mín. = 0.45 m/seg para $t = 25\% D$, donde $t =$ tirante.

Vel. máx = 0.30 m/seg. para $t=1.5$ cms.

Se acepta como pendiente mínima, aquella que produce una velocidad de 0.45 m/seg al caudal que escurra -- con el 25% de tirante. Para casos extraordinarios que es precisamente cuando el gasto circula con una velocidad de 0.30 m/seg. y el tirante igual ó mayor de 1.5 cms.

RESISTENCIA ADECUADA.- La tubería será lo suficientemente resistente para soportar las cargas y empujes a que están sujetas tanto interior como exteriormente; se debe procurar que el material que se emplee sea apropiado para observar todas las fuerzas a que está sujeta la tubería. -- Además deberá ser impermeable para evitar fugas perjudiciales de aguas negras e infiltración de aguas del subsuelo.

Existen varias pruebas a las que se someten las tuberías para verificar que la resistencia de un sistema de alcantarillado es el adecuado,

PRUEBA DE PRESION HIDROSTATICA.- Consta de someter a presiones hidrostáticas una tubería, esta prueba se hace en tres etapas:

Se pone a presión y va a ser de $0,35 \text{ kg/cm}^2$ y con una duración de 5 minutos con esto se va obteniendo una tabla,

PRESIONES (Kg/cm ²)	TIEMPO (Minutos)
0.35	5
0.70	10
1.05	15

= 30

Si se mantiene esa presión. Los 10 minutos aumentamos la presión. El tiempo total de duración de prueba es de 30 minutos. Cuando la presión disminuye quiere decir que existen fugas, cuando brilla es que hay una fisura y por ahí se dejará escapar el fluido, entonces no será recomendable para el uso de la red, se puede impermeabilizar pero es muy costoso.

PRUEBA DE LA ABSORCIÓN.- Está en función del diámetro de la tubería, se tiene una especificación en la cual dice que el porcentaje de absorción debe de ser menor ó igual a un 8%.

$$\% \text{ Absorción} = \frac{P. \text{ húmedo} - P. \text{ seco}}{P. \text{ seco}} \times 100 \%$$

Un tramo de tubería lo vamos a saturar, dejándolo en un recipiente con agua durante 24 horas, obtenemos el peso húmedo, en forma natural ó secado en la estufa, obtenemos el peso seco nunca debe de ser mayor a un 8% el porcentaje de absorción.

PROFUNDIDAD DE INSTALACION ADECUADA.- La profundidad mínima de instalación depende de dos factores:

a) El colchón mínimo recomendable es de 90 cms.- El cual va sobre el lomo del tubo para evitar ruptura del conducto, ocasionados por las cargas vivas.

b) Se deberá asegurar la correcta conexión de las descargas domiciliarias.

La profundidad máxima de instalación en la tubería será aquella donde se obtengan las mínimas excavaciones por

sibles, siempre y cuando se garantice el buen funcionamiento de la red.

FACILIDAD DE LIMPIEZA E INSPECCIÓN.- Se ha visto que el principal problema que tienen los sistemas de alcantarillado es la limpieza e inspección; esto es, que muy pocas veces se les da el debido mantenimiento, ya que no es posible que un sistema se conserve por sí sólo, pues las aguas residuales, contienen materias en suspensión que -- tienden a sedimentarse y adherirse a las paredes de los -- conductos provocando así azolves y mal funcionamiento del sistema.

Además casi nunca se cuenta con un plano de la obra terminada donde esta su trazo correcto; si nosotros hacemos periódicamente esta limpieza e inspección podremos efectuar su levantamiento, donde se verá el estado de conservación de las tuberías, dándonos como resultado que en cualquier momento se podrá efectuar una rehabilitación ó ampliación del sistema.

TIPO DE SISTEMAS.- Puesto que un sistema de alcantarillado no es más que una réplica artificial y subterránea de los canales de drenaje de una cuenca natural, la topografía tiene una influencia fundamental.

En poblaciones situadas en llanuras casi a nivel, es recomendable el sistema radial, el cual en éste método se bombea el agua hasta una planta de tratamiento.

Cuando es aconsejable emplear en todo el sistema combinado hasta un contorno inferior, ó que se puede descargar a un curso de agua sin objeción, se emplea el sistema perpendicular.

Cuando se tenga la población en plano inclinado hacia una corriente natural y con una pendiente buena, se emplean colectores interceptores siguiendo aproximadamente las curvas de nivel a distintas alturas y también para poder controlar el vertedero.

El sistema de abanico se emplea cuando una corriente natural cruza por el centro de la población.

En algunos casos es necesario descargar los colectores que escurren paralelamente en una dirección hacia un colector transversal principal.

E.- CALCULO DE LA RED DE ALCANTARILLADO.

PROCESAMIENTO DE DATOS:

1.- Descripción del sistema.

El sistema es mixto debido a las características propias del Conjunto Habitacional, en éste cálculo nos interesa evacuar las aguas negras de la población, así como también las aguas pluviales.

2.- POBLACION BENEFICIADA.

La población total del proyecto que será beneficiada por la construcción del mencionado sistema de alcantarillado, es de 2,982 habitantes aproximadamente y con una dotación por habitante de 200 Lts/dfa/hab.

3- TIPO DE ORGANIZACION

El tipo de construcción en dicho Conjunto Habitacional es de interés social, como vivienda unifamiliar - - INFONAVIT.

4- UBICACION DE LA RED Y SU DESCARGA

La ubicación de esta red se encuentra en la periferia del sistema del alcantarillado municipal de la ciudad de Ameca; y se descargará por medio de un emisor sanitario hacia dicho sistema, por gravedad.

5- FORMULA UTILIZADA.

Se emplearon las desarrollados por Harmon, la ta-

bla de Manning, y Mc Math, ya que son las apropiadas para el proyecto de este sistema.

6- CALCULO DE LA RED

Según la topografía del terreno se buscaron los escurrimientos lógicos y se eligió el trazo que resultó óptimo; tanto del punto de vista de la economía como de la eficiencia. Asimismo con este criterio, se procuraron excavaciones mínimas, que no rebasaran desde luego las especificaciones al respecto por SEDUE.

El primer paso a seguir será el cálculo del gasto producido por las aguas negras, haciéndose de acuerdo a lo siguiente:

El gasto medio anual será.

$Q_{ma} = 6.90 \text{ Lts./seg.}$ según cálculo de Agua potable.

$Q_{\text{medio horario}} = Q_{\text{max.}} \times \text{coeficiente de variación horaria.}$

$Q_{mh} = 6.90 \times 1.5 = 10.35 \text{ Lts/seg.}$

De acuerdo con las especificaciones de la S.A.R.H. podemos reducir el Q_{mh} un 25% por lo que nos quedaría:

$Q_{\text{aguas residuales}} = 0.75 \times 10.35 = 7.76 \text{ Lts/seg.}$

Según Mr. Harmon el volumen de aguas máximas máximum se determina por medio de la siguiente fórmula:

$$Q = q \frac{14}{4 + p^{0.5}}$$

dónde; $Q = \text{Gasto}$

q = Gasto medio anual
P = Población al millar.

por lo tanto:

$$Q = 7.76 \left(1 + \frac{1.4}{4+30.5} \right) = 26.71$$

El gasto de aguas residuales por $M^2 = Q/A$

donde $A_t = 85,716.03 M^2$; $A_t =$ Area del terreno
despejando obtenemos

$$q \text{ aguas residuales} = \frac{2671}{85,716.03} = 0.003116 \text{ Lts/seg./m}^2$$

Por ser un valor muy pequeño se desprecia q aguas residuales.

El segundo paso consiste en calcular el gasto de aguas pluviales, producto de caída en azoteas y patios interiores de casas habitación.

El cual puede calcularse por medio de la fórmula de Mc Math: que nos da un 3% de seguridad sobre los demás:

$$Q = 0.0028 A I R \sqrt[5]{S/A}$$

donde : Q = Gasto en $M^3/\text{seg.}$

A = Area de hectáreas

I = Intensidad de lluvia, en mm/hr = SI

S = Pendiente gobernadora

R = Coeficiente de escurrimiento (70%, materiales semipermeable).

0.0028 = Factor de conversión.

"S", que es la pendiente gobernadora, la cual se calcula -

por medio de la fórmula: $S = \frac{C.P. - C_e}{10^2 A}$

Siendo; Cp = Curva promedio
 Ce = Curva de evacuación
 A = Areas en hectáreas

$$S = \frac{103.40 - 101.80}{10^2 \sqrt{8.5716}} = \frac{1.60}{100 \sqrt{8.5716}} = \frac{1.60}{292.77} = 0.00546 = 0.5\%$$

Nunca se deberá calcular un sistema de alcantarillado suponiendo un área total, encontrando el gasto que le corresponde y dividiendo este gasto entre los metros de tubería por ejemplar, ya que el exponente (0.80) a la que se afecta el área hace a áreas menores correspondan gastos mayores en proporción que áreas mayores.

Ejemplo: teniendo una área de 1 Ha. le corresponde un gasto de $0.11 \text{ m}^3/\text{seg.}$

a un área = 10.0 Ha. le corresponde un gasto de $0.11 \text{ m}^3/\text{seg.}$

a un área = 100.0 Ha le corresponde un gasto de $4.37 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Se podrá observar que mientras las áreas aumentan con un factor menos (6.2 en el primer caso); esto se debe como dijimos al exponente fraccionario de que está afectada el área.

Por lo tanto cada tramo deberá calcularse mediante la fórmula de Mc Math.

Asignándole el área tributaria que le corresponde

a cada tramo y así se van acumulando las áreas de los tramos y no los gastos para al final tener un gasto para el área total.

PLANO DE AREAS.- Una vez conocido y determinado el plano topográfico general, se hace un plano marcando las áreas tributarias a cada atarjea y con la indicación de la longitud respectiva.

La división de las manzanas de áreas tributarias se efectúa como se explica a continuación:

Si las manzanas son cuadradas ó aproximadamente cuadradas, se dividen en diagonales teniendo como lados los ejes de las calles que las circunden: si son rectangulares y paralelogramos se les divide en triángulos y trapecios, los lados menores de las manzanas son las bases de los triángulos y los lados adyacentes forman ángulos aproximadamente de 45°

Posteriormente se hace el trazo general del sistema de alcantarillado empezando con el emisor, después los colectores y finalmente las atarjeas de acuerdo con la disposición general que se haya adoptado.

Finalmente se marca con una flecha cercana al extremo inferior de cada atarjea el sentido del escurrimiento.

CALCULO DEL GASTO DE AGUAS PLUVIALES.

$$\begin{aligned}
 Q &= 0.0028 A^{0.8} \quad 1.R. (S)^{0.20} \\
 Q &= 0.0028 A^{0.8} (51) (0.70) (0.5)^{0.20} \\
 Q &= 0.0870 A^{0.8} \\
 Q &= 0.0870 (8.8716)^{0.8} = 0.4988 \text{ M}^3 / \text{seg. se drenan.}
 \end{aligned}$$

DISTRIBUCION DE AREAS POR TRAMO Y SEGUN LA TABLA DE
MANNING SU DIAMETRO CORRESPONDIENTE (Tabla No.3)

TRAMO.	A. acum. Has.	A. $\sigma^2 B$	K.	$Q_M^3 / \text{seg.}$	ϕ
1 - 2	0,1431	0,2111	0,0870	0,0184	8"
2 - 3	0,2310	0,3097	"	0,0269	10"
2 - 4	0,5297	0,6015	"	0,0523	12"
5 - 6	0,1564	0,2267	"	0,0197	8"
2 - 6	0,0915	0,1476	"	0,0128	8"
6 - 4	0,3911	0,4719	"	0,0410	10"
4 - 9	1,0890	1,0706	"	0,0931	15"
7 - 8	0,4218	0,5013	"	0,0436	12"
8 - 9	0,6134	0,6764	"	0,0588	15"
9 - 12	1,8517	1,6370	"	0,1424	18"
10 - 11	0,0787	0,1308	"	0,0114	8"
11 - 23	0,2589	0,3392	"	0,0295	10"
23 - 12	0,4544	0,5320	"	0,0463	10"
12 - 15	2,4495	2,0476	"	0,1781	18"
13 - 14	0,0581	0,1026	"	0,0089	8"
14 - 15	0,3426	0,4246	"	0,0369	10"
15 - 17	2,9354	2,3666	"	0,2059	24"
17 - 16	0,2238	0,3019	"	0,0263	10"
17 - 18	3,3806	2,6497	"	0,2305	24"
18 - 19	3,5411	2,7498	"	0,2392	24"
19 - 16	3,6834	2,8379	"	0,2469	24"
16 - 13	3,8116	2,9166	"	0,2537	24"
13 - 10	3,9424	2,9964	"	0,2607	24"
10 - 7	4,0816	3,0808	"	0,2680	24"
20 - 7	4,2312	3,1708	"	0,2758	24"
5 - 20	0,3020	0,3837	"	0,0334	10"
20 - 22	4,6727	3,4228	"	0,2978	24"
3 - 21	0,2650	0,3456	"	0,0300	10"
21 - 22	0,4516	0,5294	"	0,0460	12"
22 - 26	5,2544	3,7707	"	0,3281	10"

TRAMO	A. acum. Has.	A. o:8	K	Q _H ³ /seg	Ø
1 - 24	0.3239	0.4058	0.0870	0.0353	10"
3 - 24	0.0784	0.1304	"	0.0113	8"
24 - 25	0.6866	0.7402	"	0.0644	12"
25 - 26	0.8691	0.8938	"	0.0777	12"
26 - 31	6.2644	4.3401	"	0.3776	24"
1 - 27	0.1556	0.2257	"	0.0196	8"
27 - 28	0.3888	0.4696	"	0.0408	10"
28 - 29	0.0900	0.1457	"	0.0127	8"
24 - 29	0.6124	0.6755	"	0.0587	12"
29 - 30	0.8049	0.8406	"	0.0731	12"
30 - 31	1.2350	1.1839	"	0.1030	15"
31 - 36	7.6749	5.1057	"	0.4442	30"
27 - 32	0.1914	0.2664	"	0.0232	10"
32 - 33	0.3588	0.4408	"	0.0383	10"
33 - 34	0.4813	0.5571	"	0.0485	12"
29 - 34	0.1260	0.1907	"	0.0166	8"
34 - 35	0.7204	0.7692	"	0.0669	12"
35 - 36	0.8967	0.9165	"	0.0797	15"
36 - 0	8.5716	5.5776	"	0.4852	30"

**ALCANTARILLADO SANITARIO PARA
AGUAS RESIDUALES (AGUAS NEGRAS)
TABLA DE CALCULO HIDRAULICO.**

LA REYNA AMECA, JALISCO.

TESIS PROFESIONAL
MANUEL ENRIQUE SONZALEZ CASTRO.
U.A.G.

CRUCEROS		LONGITUDES EN (m.)			POBLACION SERVIDA (habitantes)	GASTOS DE AGUAS NEGRAS			PEND. SECTE (%)	DIAM. ESTD. (cm.)	FUNCIONAMIENTO		HIDRAULICO	
DEL	AL	PROPIA DEL TRAMO	TRIBUTARIA EN EL CRUCERO	ACUMULADA PARA EL TRAMO		MINIMO	MEDIO	MAXIMO			MAXIMO EXTRAORDINARIO (l.p.s.)	ESTADO VELOCIDAD (l.p.s.)	LLENO VELOCIDAD (m/seg.)	MINIMO
1	2	45.20	-	45.20	47	0.0434	0.0868	0.2985	0.4478	42	25	121.90	2.4828	2.29
3	2	78.46	-	78.46	87	0.0801	0.1602	0.5511	0.8267	2.5	25	29.70	0.6057	0.45
3	6	42.50	-	42.50	47	0.0434	0.0868	0.2985	0.4478	40	25	118.90	2.4229	2.18
5	6	37.56	-	37.56	41	0.0383	0.0767	0.2638	0.3957	26.6	25	97.00	1.9758	1.45
6	4	56.08	80.0600	136.14	150	0.1390	0.2780	0.9563	1.4344	17.6	25	79.30	1.6163	0.97
2	4	48.00	123.66	171.66	189	0.1753	0.3505	1.2058	1.8087	52	25	139.60	2.7626	2.84
4	9	50.86	307.80	358.66	396	0.3662	0.7324	2.5193	3.7790	7.6	25	51.80	1.0561	1.37
7	8	92.43	-	92.43	102	0.0944	0.1887	0.6492	0.9739	18.4	25	80.70	1.6433	1.00
8	9	63.79	92.43	156.36	172	0.5196	0.3193	1.0983	1.6475	4.7	25	40.80	0.8305	0.85
9	12	48.00	515.02	563.02	591	0.5748	1.1496	3.9548	5.9322	7.5	25	51.50	1.0492	1.35
10	11	37.50	-	37.50	41	0.0383	0.0766	0.2634	0.3951	20.8	25	85.80	1.7472	1.13
11	23	23.00	37.50	60.50	67	0.0618	0.1235	0.4250	0.6374	55	25	139.50	2.8411	2.98
23	12	69.83	60.50	130.33	144	0.1331	0.2661	0.9155	1.3732	3	25	32.60	0.6635	0.54
12	15	45.20	693.35	738.55	815	0.7540	1.5081	5.1877	7.7816	3.1	25	33.10	0.6745	0.56
13	14	32.50	-	32.50	36	0.0332	0.0664	0.2283	0.3424	27.6	25	98.80	2.0126	1.51
15	17	45.20	844.51	889.71	981	0.9084	1.8167	6.2495	9.3743	5.3	25	43.30	0.8820	0.95
16	17	81.59	-	81.59	90	0.0833	0.1666	0.5731	0.8597	3.0	25	32.60	0.6635	0.54
17	18	48.00	971.30	1019.30	1124	1.0407	2.0813	7.1598	0.7397	3.3	25	34.20	0.6959	0.59
18	19	55.69	1019.30	1074.99	1186	1.0975	2.1951	7.5510	1.3265	3.5	25	35.20	0.7167	0.63
19	16	42.64	1074.99	1117.63	12.23	1.1411	2.2821	7.8505	1.7757	2.5	25	29.70	0.6057	0.45
16	13	40.14	1117.63	1157.77	12.77	1.1820	2.3641	8.1324	2.1987	2.8	25	31.50	0.6410	0.50
13	10	40.14	1157.77	1197.91	13.21	1.2230	2.4460	8.4144	2.6216	2.7	25	30.90	0.6295	0.49
10	7	42.65	1197.91	1240.56	13.68	1.2666	2.5331	8.7140	3.0710	3.0	25	32.60	0.6635	0.54
7	20	45.15	1240.56	1285.71	14.18	1.3127	2.6253	9.0311	3.5467	3.0	25	32.60	0.6635	0.54
5	20	90.00	-	90.00	99	0.0919	0.1838	0.6322	0.9483	16.6	25	76.60	1.5609	0.91
20	22	42.65	375.71	418.36	15.65	1.4481	2.8962	9.9629	4.9443	2.5	30	29.70	0.6057	0.45
3	21	65.54	-	65.54	72	0.0669	0.1338	0.4604	0.6904	21.3	25	86.80	1.7681	1.16
21	22	65.54	65.54	131.08	145	0.1338	0.2677	0.9207	1.3811	21.4	25	87.00	1.7722	1.17

P/W	0.000m 0.000m	5"	10"	15"	20"	25"	30"	35"	40"	45"	50"	55"	60"	65"	70"	75"	80"	85"	90"	95"	100"
Q V	Q V	Q V	Q V	Q V	Q V	Q V	Q V	Q V	Q V	Q V	Q V	Q V	Q V	Q V	Q V	Q V	Q V	Q V	Q V	Q V	Q V
L/1000	L/1000	L/1000	L/1000	L/1000	L/1000	L/1000	L/1000	L/1000	L/1000	L/1000	L/1000	L/1000	L/1000	L/1000	L/1000	L/1000	L/1000	L/1000	L/1000	L/1000	L/1000
0.0																					
0.1																					
0.2																					
0.3																					
0.4																					
0.5																					
0.6																					
0.7																					
0.8																					
0.9																					
1.0																					
1.1																					
1.2																					
1.3																					
1.4																					
1.5																					
1.6																					
1.7																					
1.8																					
1.9																					
2.0																					
2.1																					
2.2																					
2.3																					
2.4																					
2.5																					
2.6																					
2.7																					
2.8																					
2.9																					
3.0																					
3.1																					
3.2																					
3.3																					
3.4																					
3.5																					
3.6																					
3.7																					
3.8																					
3.9																					
4.0																					
4.1																					
4.2																					
4.3																					
4.4																					

DATOS DE FLUJO EN TUBERIAS DE CONCRETO PARA DRENAJE DE SECCION CIRCULAR	
UTILIZANDO LA FÓRMULA DE MANNING	$V = 1.49 R^{2/3} S^{1/2}$
CON COEFICIENTE DE PÉRDIDA DE CARGA DE PIENHOINTE	$K = 1.49 R^{2/3} S^{1/2}$
UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE GUADALAJARA	
TESIS PROFESIONAL	
ESCUELA DE INGENIERIA	
MAGISTER EN INGENIERIA	
MAGISTER EN INGENIERIA	
AÑO DE 1987	

TUBOS PARA ALCANTARILLADO.

La construcción de un alcantarillado puede llevar tubo de los siguientes tipos:

- a) Hierro fundido, hierro forjado y acero.
- b) Tubo de Cres.
- c) Tubo de hormigón, solo ó armado.

Los tubos de hierro fundido y acero se utilizan en circunstancias verdaderamente especiales, como en los casos en que según la pendiente que trae una línea y debido a estructuras ó la propia topografía del terreno el tubo no puede tener suficiente colchón, se utilizan dichos tubos ya que son de una alta resistencia.

Los tubos de cres y de hormigón son los más utilizados para las cloacas por ser los más convenientes; en el caso del hormigón se utilizará solo o privado según el tamaño del tubo y la carga que vaya a soportar.

TUBO CRES .- Se confecciona con arcilla ó pizarra molida, mezclada con agua, conformada en moldes, resecada y finalmente cocida en un horno a alta temperatura, poco antes de que la mezcla esté bien cocida se vierte sal común, lo que debido a la temperatura se evapora y reacciona con la arcilla o pizarra, lo cual hace que se forme una capa dura e impermeable. El mismo calor produce un cambio a la arcilla que se vuelve densa y pétreo.

Mencionamos como ventaja de este tubo la resistencia a la corrosión producida por los productores de descomposición de las aguas residuales y por los ácidos que en ocasiones se desaguan en las alcantarillas; como desventa-

ja del tubo cres, tenemos el peligro de ruptura durante su transportación y manipulación.

RESISTENCIA Y CARGA DEL TUBO CRES.- De las investigaciones realizadas para la capacidad y resistencia de carga se cuenta con la siguiente información:

a) La carga producida por el relleno la soporta enteramente el sector superior de 90%, siendo su intensidad un poco mayor en el centro.

b) La presión de la fundación se distribuye más o menos uniformemente sobre el cuadrante del fondo, siempre que el sector de 50% del fondo este perfectamente apoyado o sentado.

c) La carga tiende a producir un aumento del diámetro horizontal del tubo (d) y las fallas se ocasionan por la producción de grietas, en los puntos en los que los diámetros vertical y horizontal (d') y (d) cortan la superficie del tubo.

d) El ancho de la zanja (b) donde termina el sector superior de 90% del tubo es la dimensión transversal o el ancho que interviene en la zanja que ejerce sobre el tubo.

Una regla útil para la anchura de la zanja es:

$$B = (3/2) (d)$$

Donde; d = diámetro interior del tubo, en cms.

Según muestra la carga en el tubo enterrado (w)-

se encuentra mediante:

$$W' = c W B^2$$

- Donde: W' = Es la carga que actúa sobre el tubo en Kgs/cm² de zanja,
 W = Peso del Material de Relleno a Kg/m³
 B = Anchura de la zanja en mts.
 c = Coeficiente que depende.

- e) El proceso de tendido tiene mucha importancia y relacionada con la resistencia desarrollada por el tubo.
- f) La zanja podrá ensancharse por debajo del sector - de 90% superior sin incrementar la carga.

Como conclusión tenemos que la resistencia del tubo de cres dependerá:

- 1.- Del tipo de apoyo o asentamiento del tubo
- 2.- De la dimensión del sector del tubo asentado - sobre el fondo.
- 3.- Del material que sirva como apoyo en el fondo - (material de asentamiento) y su espesor.
- 4.- De la profundidad o altura.
- 5.- Ancho del material de relleno.
- 6.- Peso volumétrico del relleno.

Tubo de hormigón.- La utilización de los mismos para sistemas de alcantarillado se ha extendido bastante. - Los tubos de hormigón prefabricados deben cumplir ciertas normas o ensayos normalizados y los deben de cumplir de - una manera satisfactoria para obtener una óptima utilización práctica.

Dichos ensayos son:

1. Esfuerzos de aplastamiento, prueba que determina su capacidad de carga en los tubos de concreto con o sin armado es igual que en los tubos de cros.

2. Ensayos de absorción. Determinan la impermeabilización en los tubos de concreto y es aplicable también a los tubos de cros.

Estos dos ensayos son aplicables a los dos tipos de tubo, (cros y hormigón), extendiendo la diferencia entre ambos en que además de estas dos pruebas el tubo de hormigón debe pasar por el ensayo hidrostático.

El ensayo hidrostático es el que determina la capacidad de carga de los líquidos que circulan en el interior; este ensayo puede ser:

- 1.- Ensayo GEGORY.- Para impermeabilidad
 $c = \text{Coeficiente de escurrentifa} = 0,0175T \text{ (1/3)}$

Donde:

T = Tiempo de concentración.

- 2.- HOAD Y MCGET.-

$$\text{Sub - impermeable } c = \frac{T}{8+L} \text{ (8)}$$

$$\text{Sub- permeable } c = \frac{0,3 T}{20+L} \text{ (20)}$$

Donde:

T = Es la duración de la lluvia, en minutos.

Tiempo de concentración (T) es el tiempo necesario para que produzca el máximo requerido para que una gota de agua circule desde el punto límite (más alejado) de la zona recogida, hasta aquel punto donde se determina el caudal.

Evidentemente para una cantidad dada de lluvia, - el máximo caudal se alcanzará cuando la precipitación dure lo suficiente para que toda la superficie de la vertiente suministre agua a la alcantarilla,

POZO DE VISITA.- Un pozo de visita es una estructura que permite el acceso a las alcantarillas para inspección y limpieza.

Los pozos de visita se obligan a los siguientes lugares:

- 1.- En todos los cruceros de las calles.
- 2.- En inflexiones de calles ó trazos de la atarjea.
- 3.- En todos los cambios de pendiente obligada - por economía. En la excavación, o para evitar que la atarjea se salga del terreno.

La distancia máxima entre pozos de visita será - de 100 mts. hasta diámetro de 60 cms.; Cuando en dos cruceros se exceda esta distancia, se deberán colocar pozos intermedios, estos pozos se pueden aprovechar para mejorar el trazo siguiendo mejor el perfil del terreno. En colectores de 60 cms. y mayores, la distancia máxima deberá de ser de 120,0 mts., solamente en colectores muy gran

des se puede aumentar la distancia.

Los pozos de visita se construyen generalmente de tabique pero pueden ser de concreto ó mampostería de piedra.

Cuando son de tabique, el espesor mínimo será de 20 cms. para profundidades hasta de 6 mts. En espesores mayores, el espesor mínimo deberá ser de 30 cms.

La base del pozo puede ser de mampostería o de concreto; en terrenos suaves se procura que sea de concreto o de piedra aunque la chimenea sea de tabique.

Las chimeneas se deberán aplanar invariablemente con mortero, cemento-arena, de 2 cm. de espesor cuando -- menos; cuando se trata de evitar únicamente el escape de aguas al exterior, el aplanado se hace interiormente; -- cuando se trata de evitar la entrada de aguas pluviales, el aplanado se hace exteriormente y en este caso se tiene aplanado en las dos caras del pozo.

Las chimeneas pueden tener la forma de botella -- lo usual, o bien de tronco de cono; cuando son muy profundos se hace una parte de la base hacia arriba en forma cilíndrica y de 1.20 mts. de diámetro; después el tronco -- del cono y se remata con otra parte cilíndrica de 0.60 -- mts. de diámetro.

EL POZO DE CAIDA.

- Se sabe que cuando dos o más tarjeas se reúnen - en un pozo visita al mismo nivel, se puede hacer la intersección con las medias cañas.

En muchas ocasiones por razones topográficas y - con objeto de no pasar sobre las especificaciones para -- pendientes máximas, será necesaria la construcción de pozos con caída.

Lo mismo puede ocurrir cuando los colectores o - atarjeas principales quedan muy profundas y las atarjeas-laterales no reauieren ir a la misma profundidad, entonces en la unión se construye un pozo con caída.

Un pozo de visita con caída consiste en un pozo- de visita ordinario al que se adosa la caída formada con- un tubo vertical del mismo diámetro que la atarjea menor; la descarga por un codo de 90° con su plantilla inferior - a la misma altura que la plantilla del colector.

La atarjea se conecta a la caída por medio de -- una T ó Y y tiene por objeto dejar en el interior del po- zo una abertura por donde efectuar la limpieza de la atar- jea.

Tanto como T y la Y y el codo de la tubería ver- tical se deben envolver en concreto o mampostería, con ob- jeto de que puedan soportar la carga sobre ellos.

Estos pozos de visita son las estructuras ubica- das normalmente en las bocas calles que permiten la inspec- ción y limpieza del sistema donde se insertan dos o más -

tramos de drenaje dándoles continuidad.

Para tubos de 20 hasta 91 cms. de diámetro.

La distancia entre pozos de visita no excederá - de 120 mts. y su construcción irá precedida en no más de 300 mts. por la instalación de la tubería de drenaje.

1.- EXCAVACION.- Será de forma circular con 1.80 mts. de diámetro y la profundidad necesaria para alcanzar la cota de desplante de la base.

2.- BASE Y MEDIA CAÑA.- La base será de concreto de 300 kg. de cemento por m^3 , de forma circular de 1.60 - mts. de diámetro con 15 cms. de espesor mínimo abajo de - los tubos que se insertan en el pozo. Terminada la base, - se procede a forjar los canales de media caña necesarios - para la correcta circulación del drenaje, la cual se pue - de hacer de dos maneras:

1) Al instalar el drenaje se colocan los tubos - en forma interrumpida a través de donde se construirá el - pozo de visita; se hace la excavación para el mismo y su - base; se vacía ésta y por último se rompe cuidadosamente - la mitad superior de la tubería en el tramo comprendido - dentro del pozo.

2) Al instalar la tubería se interrumpe ésta en - el tramo comprendido dentro del pozo; hecha la excavación - y vaciada la base, se procede a forjar la media caña con - ladrillo y mortero aplanada interiormente con mortero rí - co.

3) MAMPOSTERIA Y REVESTIMIENTO.- El cuerpo de - pozo de visita, de 20 cms. de espesor, será de mamposte-

ría de ladrillo sentado con mortero cemento-arena en proporción 1:4 mezclado en artesa. El sentado se hará en hileras horizontales con juntas inferiores a 15 mm. de espesor cuatrapiando las juntas verticales. El Parámetro interior se recubrirá con aplanado de mortero cemento-arena - 1:4 con espesor total de 15 mm. aplicando en 2 capas; zarpeado y fino.

4.- CORONA.- El enrras del pozo de visita con el pavimento se logra con una corona de concreto (300 kgs. de cemento por mt^3) de 20 cms. de espesor, en la cual se empuja el brocal.

5.- BROCAL Y TAPA.- Serán de fierro vaciado con bisagra que impida la separación de la tapa, de 48 cms. - de diámetro, llevando la tapa la leyenda correspondiente a la obra en ejecución y el año de construcción,

POZOS DE LAMPARA.- Los pozos de lámpara son estructuras que se colocan entre dos pozos de visita en un tramo recto; estos sirven para introducir una linterna eléctrica y encaminar desde los pozos de visita adyacentes si no existe una obstrucción en las tuberías.

El diámetro del pozo de lámpara generalmente es de 20 cms.; sin embargo en algunas ocasiones es de 60 cm.

En tuberías o colectores de gran diámetro el pozo de lámpara se coloca haciendo la perforación de la tubería y adosando un tramo de tubo firmemente con concreto, cuando se trata de colectores muy grandes. La chimenea del pozo de lámpara se hace con tubo de 60 cms. de diámetro - como máximo y en la parte superior se coloca un brocal - con tapa ordinaria, pero procurando que no descansa sobre la chimenea, sino sobre un anillo que transmita las cargas directamente al terreno.

la chimenea del pozo de lámpara se hace con tubo de 60 cms. de diámetro como máximo y en la parte superior se coloca un brocal con tapa ordinaria, pero procurando que no descanse sobre la chimenea, sino sobre un arillo que trasmite

En la actualidad, en términos generales ya no se construyen los pozos de lámpara en un sistema de alcantarillado y en algunas ocasiones hasta se prohíben.

Cuando la tapa de un pozo de lámpara es perforado, entonces el pozo se le denomina de ventilación.

TANQUES LAVADORES.- Los tanques lavadores se les emplea en los extremos superiores de una red de alcantarillado en donde los escurrimientos son muy pequeños y con facilidad se efectúan depósitos minerales y orgánicos que pueden llegar a obstruir las tuberías que por ser de diámetros pequeños, todavía son más necesarios en general -- donde las cabezas de las atarjeas se tienen con una pendiente mínima o muy cerca a ésta.

Estos tanques se emplean en algunas ocasiones como receptáculos que acumulan el caudal durante un corto período de tiempo para luego dejarlo escapar repentinamente, formándose una corriente violenta que arrastra los depósitos; sin embargo, este tipo casi no se emplea usándose en la generalidad de los casos agua de la red de abastecimiento para operarlos.

Los tanques lavadores pueden ser manuales y automáticos.

TANQUES LAVADORES MANUALES.- Consisten en una estructura semejante a un pozo de visita colocando en la cabeza de la atarjea. La entrada a ésta, está obturada con una compuerta de charnela que es accionada desde la superficie.

Una conexión provista con una válvula permite llenar el depósito con agua del abastecimiento.

Cuando se requiera lavar la atarjea bastará con abrir la compuerta y dejar escapar el agua del depósito; esta operación se repite cuantas veces sea necesario.

TANQUES LAVADORES AUTOMATICOS.- Consiste en un depósito adecuado provisto de un sifón que permite la descarga intermitente del agua del depósito a la atarjea.

Para que un tanque lavador automático sea eficiente, debe tener los siguientes requisitos:

- 1.- Seguridad en el funcionamiento
- 2.- Rapidez en la descarga.
- 3.- Facilidad de inspección.
- 4.- Durabilidad.
- 5.- Economía en costo inicial y mantenimiento.

Como los mecanismos no son recomendables por muchos conceptos, se emplean sifones que descargan cuando están llenos hasta cierta altura.

Un tipo de sifón muy simple empleado en los tanques lavadores automáticos consiste en un tubo "U" con una de las ramas mayor que la otra, hecho de fierro fundido, y de una campana del mismo material colocada sobre la rama larga de la U.

El tubo U funciona como trampa y la acción es como sigue:

Cuando el agua alcanza el nivel de la arista de la campana, empieza a comprimir el aire dentro de ella; - el aire comprimido expulsa poco a poco el agua de la rama larga de la U.

Mientras el agua no pase de la curva inferior de la U, la diferencia de niveles en las dos ramas está en equilibrio con los niveles del agua en el tanque y dentro de la campana; en cuanto el agua de la U baja de la curva, una porción del aire comprimido se escapa por la U acarreando algo de agua en la rama corta; el equilibrio se destruye y el tanque se descarga rápidamente de acuerdo con el diámetro del sifón.

LAVADO A MANO.- En algunas ocasiones el lavado se efectúa por medio de mangueras a presión que se introducen en un pozo de visita y se conecta a la red de abastecimiento en algún hidratante.

ESTRUCTURAS DE UNION DE COLECTORES.- Cuando se reúnen atarjeas menores de 60 cms. de diámetro, la unión se efectúa dentro de un pozo de visita por medio de las medias cañas que se hacen al efecto.

En el caso de los grandes colectores se necesitan estructuras especiales para efectuar la intersección.

El área de la sección transversal del colector aguas abajo de la intersección en términos generales, será igual a la suma de las áreas de las secciones transversales de los colectores que reúnen.

Si se trata de evitar una disminución de la velocidad en cualquiera de los colectores, será necesario que todos se reúnan a la misma elevación de la superficie del agua; lo anterior es muy difícil de conseguir, ya que las condiciones pueden variar enormemente con las variaciones de los caudales en los colectores.

La intersección puede efectuarse mediante estructuras especiales que se describen a continuación:

Las estructuras primitivas en forma de campana - cuando el ángulo de intersección era pequeña, resultando la estructura demasiado larga.

El arco de los tres colectores termina justamente arriba de la sección.

Cerca de esta sección se construye una bóveda que abarca los 3 colectores y elevándose sobre las claves de todos ellos.

Esta bóveda se va reduciendo en tamaño gradualmente, resultando una superficie interior troncónica o de la campana; para construir este tipo de estructuras se requiere mucha experiencia y trabajadores especializados. Por esta razón se le substituye en la actualidad por una estructura plana en la parte superior y tangente a los círculos de los colectores cuando las curvas están al mismo nivel.

Cuando las claves no están al mismo nivel, la cubierta se coloca tangente al colector superior.

Otro tipo de unión de colectores aplicado al diseño de alcantarillado es una estructura rectangular con marcos de concreto armado y muros del mismo material; las-

medias cañas se construyen posteriormente con concreto simple.

La estructura en términos generales se asemeja a una y, o doble y cuando se trata de tres colectores.

Dando curvas determinadas a los colectores en los entronques se obtienen estructuras de dimensiones razonables.

COLADERAS.— Una coladera o sumidero en un sistema de alcantarillado pluvial o combinado es la boca por donde pasa el agua de la superficie del terreno al sistema de atarjeas, en general interceptará el agua que escurre por las cunetas del arroyo de la calle.

Se le denomina de piso y banquetas; las de piso y quedan en la superficie del pavimento formando parte del mismo; las de banqueta en la guarnición formando parte de ella.

La instalación de un tubo u otro o la combinación de ambos dependen exclusivamente de la pendiente longitudinal de las calles y el caudal por recolectar.

Las de banqueta se instalan en calles con pendientes mayores del 5% de piso.

Cuando las pendientes son fuertes, mayores de 3%, entonces es necesario que en las coladeras de piso y banqueta o de piso solamente se haga una depresión en la cuneta para obligar al agua a entrar en la coladera; estas depreciaciones deben de hacerse muy pequeñas.

La separación de las coladeras se procura que no exceda de 100 mts., dependiendo de la zona de población - de que se trata.

Siempre deberán instalarse cercanas en las esquinas, en los cruceros de las calles.

En las zonas comerciales y para pavimentos de concreto, se especifica que no deben de quedar a una distancia mayor de 25 m. con objeto de no hacer muy pronunciadas -- las ondulaciones en el pavimento para dar las pendientes-- hacia la coladera; en empedrados en que se tengan velocidades bajas del caudal y que se permita más fácilmente -- dar las pendientes de las cunetas, se permite una separación de 50 mts.

En cualquier circunstancia, deberán instalarse - cerca de las esquinas con calles con pendientes mayores - de 0.50%.

X.- PROYECTO DE LAS ESTRUCTURAS DE LAS REDES.

ZANJAS PARA TUBERIA DE ASBESTO-CEMENTO Y P.V.C.

ANCHO: (FIG.1)

El ancho de la zanja será por lo menos de 80 cm. más el diámetro exterior del tubo para tuberías con diámetro exterior igual o menor de 80 cm. Cuando este sea mayor de 80 cm. el ancho de la zanja será de 80 cm. más el diámetro.

En la tabla mostrada abajo, se indica el ancho mínimo de zanjas en función de la profundidad, debiéndose usar este en caso de que el ancho calculado en función del diámetro exterior, sea mínimo.

PROFUNDIDAD: (FIG.1)

La profundidad de la excavación será la fijada en el proyecto. Si no se hace así, la profundidad mínima será de 80 cm. más el diámetro exterior de la tubería por instalar, cuando se trate de tuberías con diámetro exterior igual o mayor de 80 cm. y será el doble de dicho diámetro para tuberías de diámetro mayor de 80 cm. Para tuberías menores de 80 cm. la profundidad mínima de 70 cm.

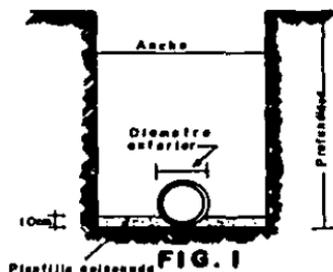
FONDO: -

Deberá excavarse cuidadosamente a una las secciones o anchos (Fig. 2, 3 y 4) para dar lugar a un apoyo de las juntas de las tuberías y de permitir que la tubería apoye en toda su longitud sobre el fondo de la zanja y la planicie oprimida. El espesor de este será de 10 cm.

RELLENO: -

Se utilizará el material extraído de las excavaciones, pero hasta 30 cm. arriba del borde del tubo se usará tierra arenosa o paja. Este relleno será oprimido y afilado a vollos. En zonas críticas con periclitris, todo el relleno será oprimido.

DIAMETRO NOMINAL		Ancho	Profundidad	Volúmenes
militros	pulgadas	en cm.	en cm.	por metro ln.
25.4	1	80	70	0.35 m ³
50.8	2	85	70	0.38 "
76.2	3	90	100	0.90 "
101.6	4	90	100	0.90 "
127.0	5	100	110	0.77 "
152.4	6	100	110	0.88 "
177.8	7	110	120	1.09 "
203.2	8	110	120	1.17 "
228.6	9	120	130	1.40 "
254.0	10	120	130	1.40 "
279.4	11	130	140	1.80 "
304.8	12	130	140	1.80 "
330.2	13	140	150	2.16 "
355.6	14	140	150	2.16 "
381.0	15	150	160	2.76 "
406.4	16	150	160	2.76 "
431.8	17	160	170	3.74 "
457.2	18	160	170	3.74 "
482.6	19	170	180	4.72 "
508.0	20	170	180	4.72 "
533.4	21	180	190	6.10 "
558.8	22	180	190	6.10 "
584.2	23	190	200	7.58 "
609.6	24	190	200	7.58 "
635.0	25	200	210	9.06 "
660.4	26	200	210	9.06 "
685.8	27	210	220	11.54 "
711.2	28	210	220	11.54 "
736.6	29	220	230	14.02 "
762.0	30	220	230	14.02 "
787.4	31	230	240	17.50 "
812.8	32	230	240	17.50 "



UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA

TESIS PROFESIONAL

ESCUELA DE INGENIERIA

ZANJAS PARA TUBERIA DE
ASBESTO-CEMENTO Y P. V. C.

MANUEL ENRIQUE GONZALEZ CASTRO JUNIO 1987

DEFLEXIONES EN TUBERIAS DE ASBESTO - CEMENTO

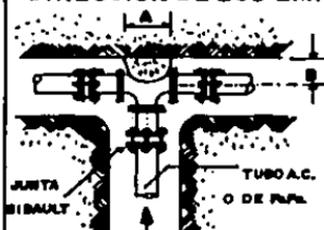
NOTA: Las dimensiones consignadas son máximas --
asegurando la hermeticidad de la línea.

D E F L E X I O N E S		
TUBERIAS.		
mm ϕ	Plg. ϕ	Grados.
50,80	2	7
63,50	2 1/2	7
76,20	3	7
101,60	4	5
152,40	6	5
203,20	8	5
254,00	10	5
304,80	12	4
355,60	14	4
406,40	16	4
457,20	18	3
508,00	20	3
609,20	24	2
762,00	30	2
914,40	36	1

DIMENSIONES DE LOS ATRAQUES DE CONCRETO PARA LAS PIEZAS ESPECIALES DE Fo. Fo.

DIAM. NOMINAL DE LA PIEZA ESP.		ALTURA	LADO "A"	LADO "B"	VOL. POR ATRAQUE
MILIMETROS	PULGADAS	EN CM.	EN CM.	EN CM.	EN M ³ .
76	3"	30	30	30	0.027
102	4"	35	30	30	0.032
152	6"	40	30	30	0.038
203	8"	45	35	35	0.055
254	10"	50	40	35	0.070
305	12"	55	45	35	0.087
356	14"	60	50	35	0.105
406	16"	65	55	40	0.143
457	18"	70	60	40	0.168
508	20"	75	65	45	0.219
610	24"	85	75	60	0.319
762	30"	100	90	55	0.455
914	36"	115	105	60	0.725
1067	42"	130	120	65	1.014
1219	48"	145	130	70	1.320

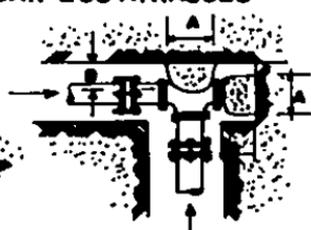
DIRECCION DE LOS EMPUJES Y FORMA DE COLOCAR LOS ATRAQUES



TEE DE Fo. Fo.



CODO DE Fo. Fo.



TEE Y TAPACIEGAS DE Fo. Fo.

1) Las piezas especiales deberán estar alisadas y niveladas antes de colocar los atraques, los cuales quedarán perfectamente apoyados al fondo y pared de la cancha.

2) El atraque deberá colocarse en todas las esquinas, estas de hacer la prueba hidrostática de las tuberías.

3) Estos atraques se usará exclusivamente para tuberías alojadas en canchas.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE GUADALAJARA

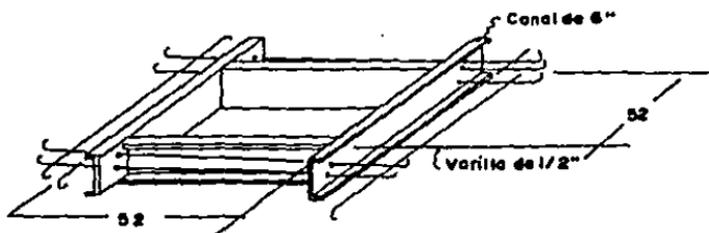
TESIS PROFESIONAL

ESCUELA DE INGENIERIA

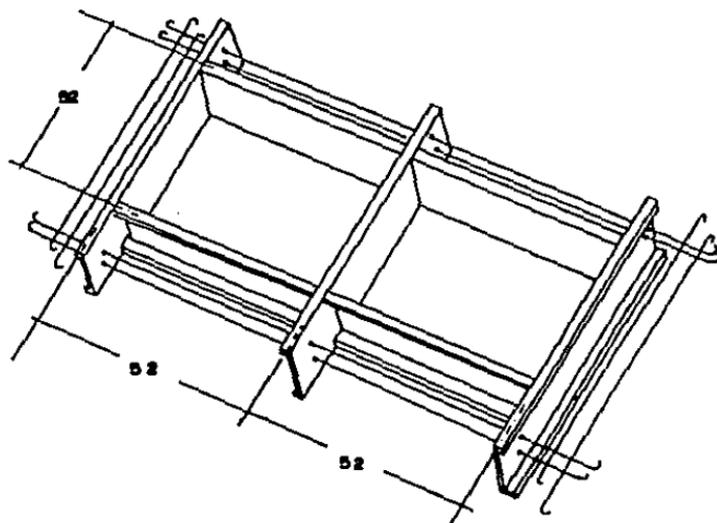
AGUA POTABLE

ATRAQUES

MANUEL ENRIQUE GONZALEZ CASTRO JUNIO 1967



CONTRAMARCO PARA UNA VALVULA



CONTRAMARCO PARA DOS VALVULAS

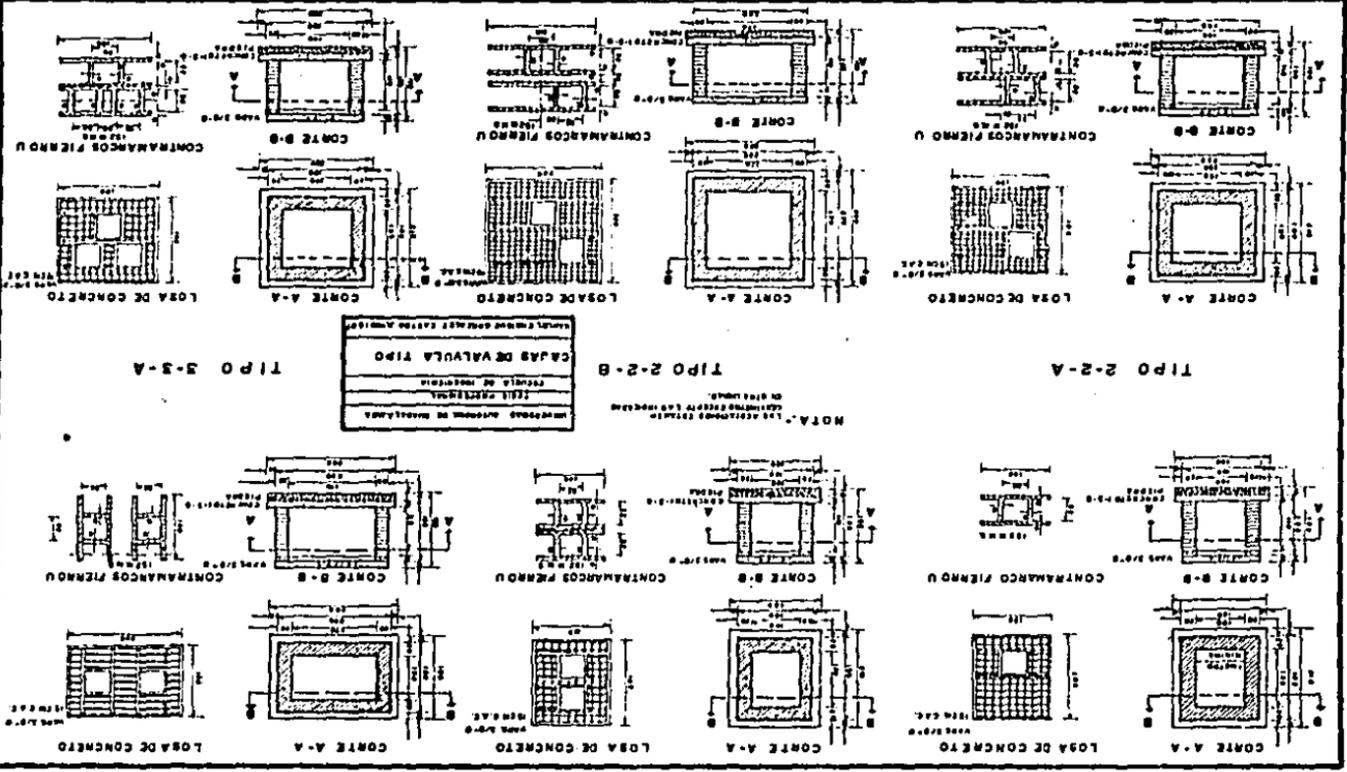
UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA

TESIS PROFESIONAL

ESCUELA DE INGENIERIA

CONTRAMARCOS PARA VALVULAS

MANUEL ENRIQUE GONZALEZ CASTRO JUNIO 1987

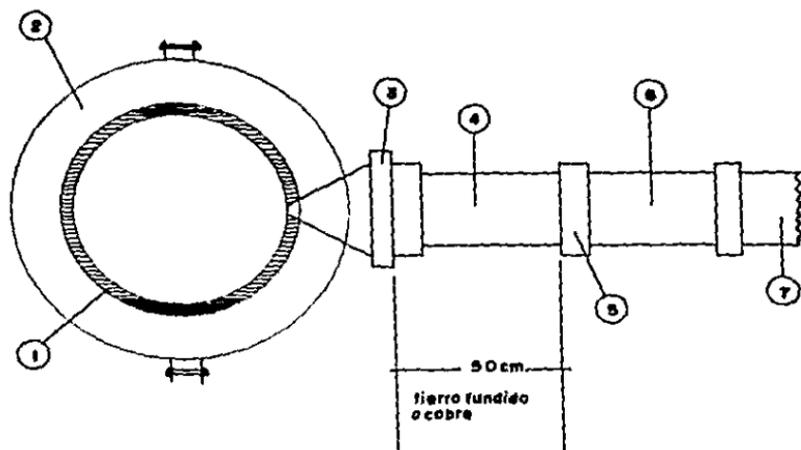


UNIDAD DE DISEÑO DE MAQUINARIA
 ESCUELA DE INGENIERIA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 CARRERA DE INGENIERIA EN MAQUINARIA
 Cajas de Valvula Tipo

NOTA.- Las dimensiones dadas en el presente
 son en milimetros.

TIPO 3-3-A

TIPO 2-2-A



- 1: Tubo de asbesto-cemento.
- 2: Abrasador de inserción.
- 3: Nudo Nave de inserción.
- 4: Chicote de tubo flexible.
- 5: Aceptor de Pa e Pa.
- 6: Niple de Pg.
- 7: Niple de Pg.

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA

TESIS PROFESIONAL

ESCUELA DE INGENIERIA

TOMAS DOMICILIARIAS

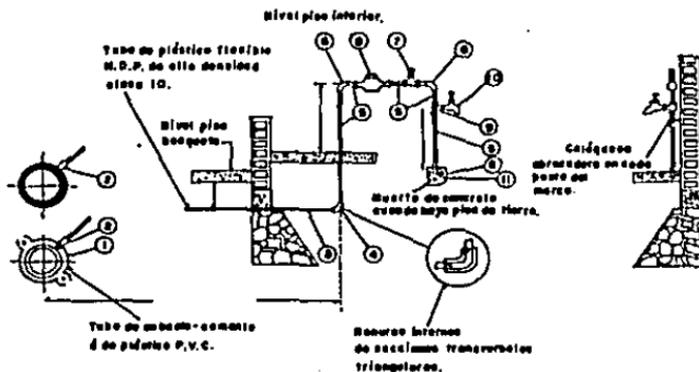
MANUEL ENRIQUE GONZALEZ CASTRO JUNIO 1987

MATERIALES PARA TOMA DE 15 m.m.

1: Armadura de inserción de tubo para tubo de A.C.	1 Pza.
2: Conexión de montaje para rápido, con cámara interna de sección transversal triangular al límite de los arcos.	1 Pza.
3: Tubo de plástico rígido de perfilado de alta resistencia clase 10, de 2 a 10 m.	2 Pza.
4: Caja para levante de perforación o suro geológico.	1 Pza.
5: Tubo de compensación de	150 m.
6: Caja de 90° de acero galvanizado.	2 Pza.
7: Llave de ajuste de bronce, rosca suabra.	1 Pza.
8: Anillo de 15 m.m. para conexiones de 15 m.m.	1 Pza.
9: Tira de hierro galvanizado con rosca.	1 Pza.
10: Llave de bronce para mangos.	1 Pza.
11: Tapón macho.	1 Pza.

NOTA-

- 1: Los conectores de inserción se utilizan únicamente en los tubos de acero "cemento" diámetros de 90, 80, 75 y 100 m.m. clase A-5 y en los de 50, 60 y 75 m.m. clase A-7, y en los roscados de P.V.C. de acuerdo a las normas.
- 2: Si se no pone de inmediato al montar se colocará un signo de acero galvanizado.
- 3: Si el sistema que se suministra puede ser de transmisión magnética o mecánica.



FRENTE

PERFIL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE GUADALAJARA

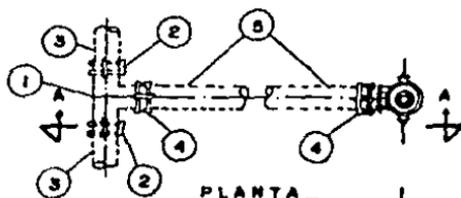
TESIS PROFESIONAL

ESCUELA DE INGENIERIA

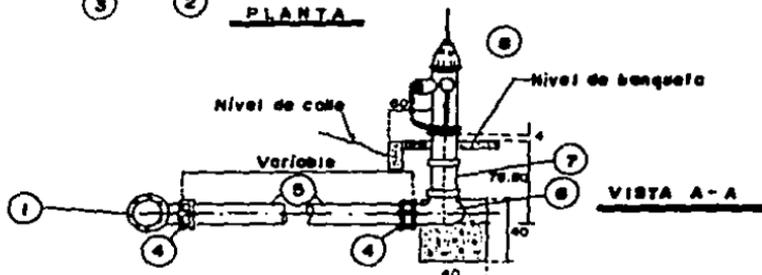
TOMA DOMICILIARIA

TIPO 4-C

RAMON EBRILIZ GONZALEZ CASTRO JUNIO 1987



PLANTA



VISTA A-A

MATERIALES POR HIDRANTE

1: Te de fo.fo. c/b de X m.m. x 100 m.m. (N)	1	Pza.
2: Unión Universal G.P.S. de X m.m. de Ø	2	Pza.
3: Tubería de Ø de 100 m.m. (4") el mínimo (NM)	-	-
4: Unión Universal G.P.S. de 100 m.m. de Ø	2	Pza.
5: Tubería de A.C. de fo.fo. de 100 m.m. de Ø	X	mts.
6: Base del hidrante	1	Pza.
7: Cartera especial	1	Pza.
8: Barril de columna	1	Pza.

El hidrante tendrá dos tomos para manguera de 63 m.m. (2 1/4") Ø y uno tomo de 108 m.m. (4 1/4") Ø para bombamóvil. La presión de trabajo del hidrante debe ser de 10.5 kg/cm.² (150 lbs/pulg.²) las acotaciones están en cms.

* La Te podrá ser de P.V.C. cuando la tubería sea de P.V.C.

** El diámetro mínimo de tubería a la que se conectará el hidrante será de 100 m.m. (4").

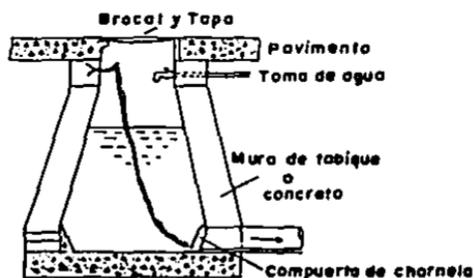
UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE GUADALAJARA

TESIS PROFESIONAL

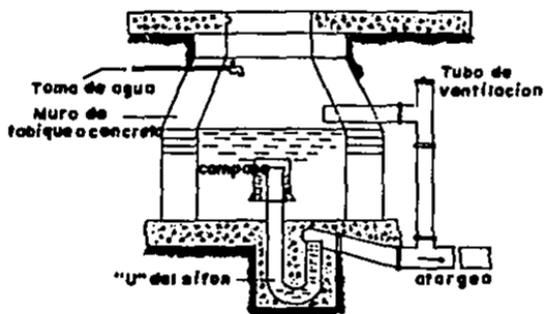
ESCUELA DE INGENIERÍA

HIDRANTE DE INCENDIO DE 150 m.m.

MANUEL ENRIQUE GONZALEZ CASTRO JUNIO 1987



TANQUE LAVADOR MANUAL



TANQUE LAVADOR AUTOMATICO

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA

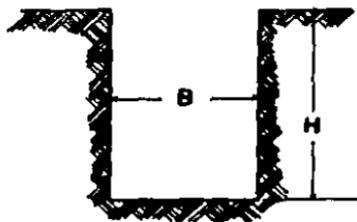
TESIS PROFESIONAL

ESCUELA DE INGENIERIA

**TANQUES DE LAVADO
PARA TUBERIAS**

MANUEL ENRIQUE GONZALEZ CASTRO JUNIO 1987

DIAM. INTERIOR (cm.)	ANCHO DE ZANJA "B" (cm.)
20	65
25	70
30	80
38	90
45	100
61	120
76	140
91	175
107	195
122	219
152	250
183	285
213	320
244	355



NOTAS.-

- 1.- Los tubos que se instalen serán de juntas de macho y compaso hasta 45 cm. de diámetro y para diámetros mayores de copia y caja.
- 2.- El cotchón mínimo sobre el tomo del tubo debe ser de 50 cm., excepto en los sitios en que por razones especiales se indique otros valores.
- 3.- La profundidad mínima de la zanja será la que se obtenga sumando el cotchón mínimo, el diámetro exterior de la tubería y el espesor de la plantilla "C".
- 4.- En todos los juntas se excavarán conchas para facilitar el juntado de los tubos de macho y compaso y la inspección de estos.
- 5.- Es indispensable que a la altura del tomo del tubo, la zanja tenga realmente como máximo el ancho indicado, pero a partir de ese punto, pueda dar paso a sus paredes el talud que se haga necesario para evitar el empleo de edema.
- 6.- Si la Secretaría autoriza el empleo de un edema provisional, el ancho de la zanja deberá ser igual al indicado en la tabla más ancho que ocupe el edema.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE GUADALAJARA

TESIS PROFESIONAL

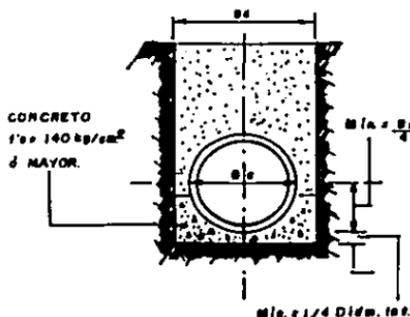
ESCUELA DE INGENIERIA

ALCANTARILLADO

ANCHO DE ZANJAS

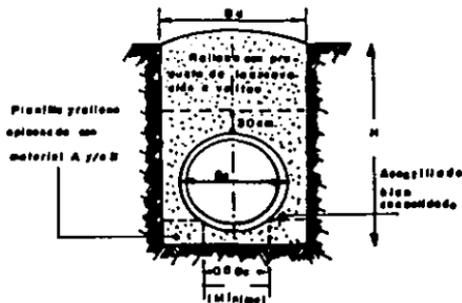
MANUEL ENRIQUE GONZÁLEZ CASTRO Junio '87

CAMA CLASE "A"



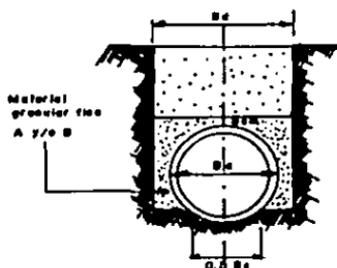
FACTOR DE CARGA 2.25

CAMA CLASE "B"



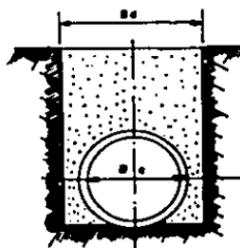
FACTOR DE CARGA 1.50

CAMA CLASE "C"



FACTOR DE CARGA 1.50

CAMA CLASE "D"



FACTOR DE CARGA 1.10
(Inadmisible)

NOTA. - Para la instalación de tuberías se empleará la cama clase "B" y en casos especiales la cama clase "A".

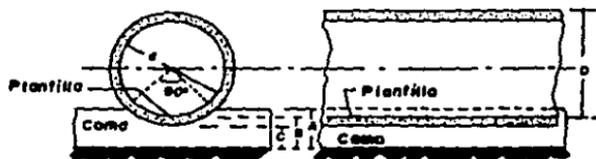
UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE SINALOA JARA

TESIS PROFESIONAL

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

ALCANTARILLADO
CLASES DE CAMA

MANUEL ENRIQUE GONZALEZ CASTRO JUNIO 1987



d	A	B	C	D
0.81	0.14	0.108	0.03	0.888
0.76	0.17	0.119	0.03	0.840
0.81	0.20	0.132	0.03	1.042
1.07	0.22	0.144	0.03	1.184
1.22	0.25	0.157	0.03	1.347
1.52	0.30	0.182	0.03	1.872
1.63	0.35	0.208	0.03	2.008
2.13	0.40	0.235	0.03	2.333
2.44	0.45	0.246	0.03	2.886

La cama deberá de ser de un material que garantice dos condiciones:

1º Facilidad en el acomodo de la tubería.

2º Formar una superficie tal que, la carga del tubo en el terreno sea uniforme.

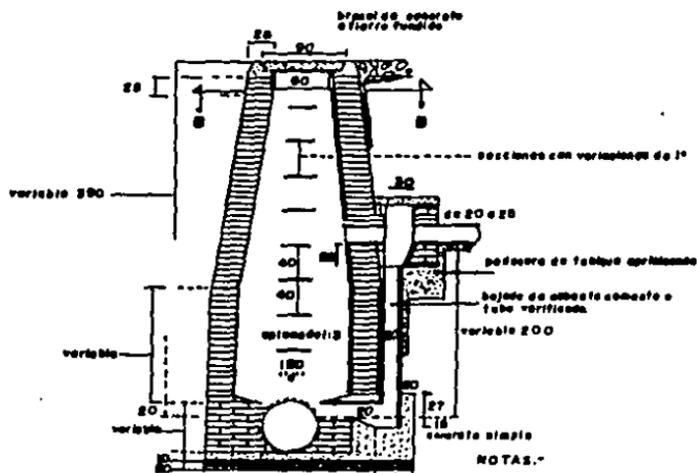
UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE GUADALAJARA

TESIS PROFESIONAL

ESCUELA DE INGENIERÍA

ESPESOR DE LA CAMA

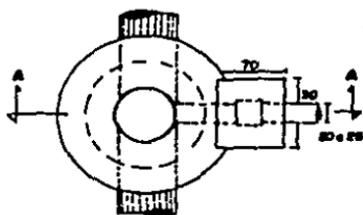
MANUEL ENRIQUE GONZÁLEZ CASTRO JUNIO 1997



CORTE A-A

NOTAS.-

para "d" de 0.20m a 0.90m \pm 0.1, 20m.
 para "d" de 0.75m a 1.07m \pm 0.1, 30m.
 Las deflexiones están en cm. excepto
 los indicadores en otras unidades.



PLANTA
CORTE B-B

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA

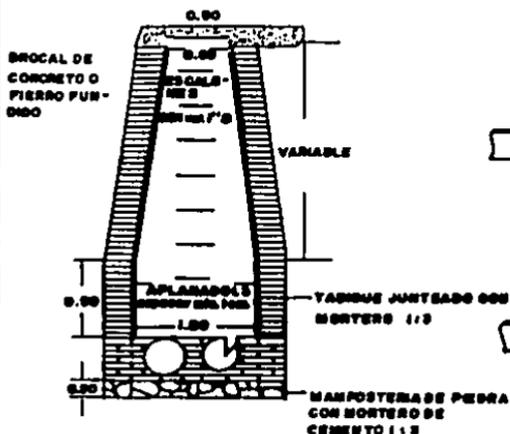
TESIS PROFESIONAL

ESCUELA DE INGENIERIA

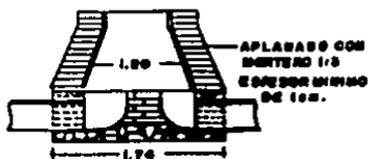
POZO DE VISITA TIPO

MANUEL ENRIQUE GONZALEZ CASTRO JUNIO 1967

POZO "A"



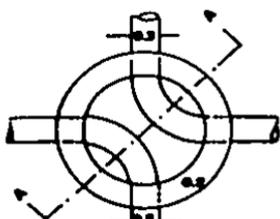
POZO "B"



CORTE BB



CORTE AA

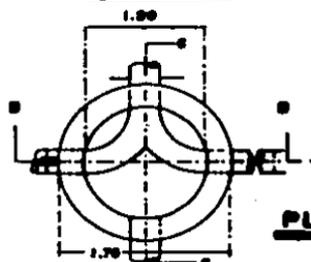


PLANTA

0 50 100

ESCALA GRAFICA

CORTE CC



PLANTA

NOTAS.-

ACOTACIONES EN METROS.

EL POZO TIPO "A" SE USARA PARA PROFUNDIDADES MAYORES DE 2.50M.

EL POZO TIPO "B" SE USARA PARA PROFUNDIDADES MENORES DE 2.50M.

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUANAJUATO

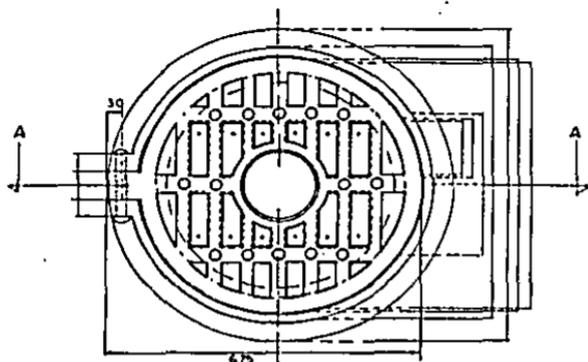
TESIS PROFESIONAL

ESCUELA DE INGENIERIA

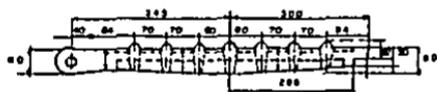
ALCANTARILLADO

POZO DE VISITA COMUN

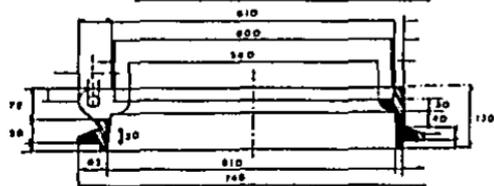
MANUEL ENRIQUE GONZALEZ CASTRO JUNIO 1987



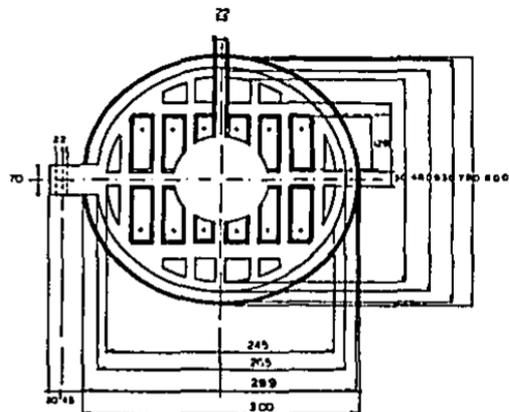
PLANTA



CORTE A-A DE LA TAPA



CORTE A-A DE LA BASE



VISTA INFERIOR DE LA TAPA

NOTAS.-

PESO DEL BROCAL 72 KG.

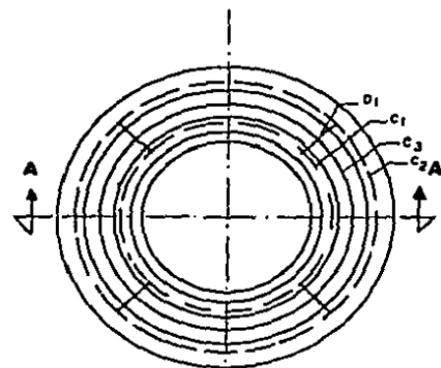
SAGOTACIONES EN MILIMETROS

PESO DE LA TAPA 87 KG.

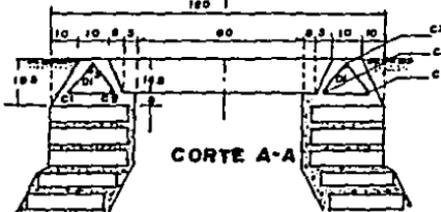
SILA PURIFICACION DEBE SER DE PRIMERA



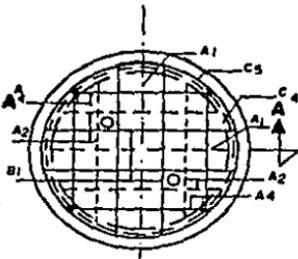
UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA
TESIS PROFESIONAL
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL ALCANTARILLADO
BROCAL Y TAPA DE F.O.FO.
M ANUEL ENRIQUE GONZALEZ CASTRO JUNIO 1947



PLANTA



BROCAL

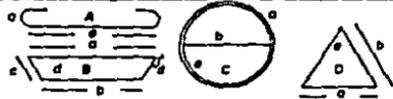


PLANTA



TAPA

LISTA DE VARILLAS



BROCAL								
TIPO	No.	Ø	a	b	c	d	e	f
C1	1	3/8"	333	108			10	343
C2	1	3/8"	238	78			10	248
C3	1	3/8"	282	90			10	292
D1	3	1/4"	18	14			8	400

TAPA

A1	2	3/8"	53				13	79
A2	4	3/8"	47				13	73
A3	4	3/8"	37				13	63
A4	4	3/8"	47				13	73
B1	4	3/8"	75	65	12	11	10	185
C4	1	3/8"	201	64			10	211
C5	1	3/8"	223	71			10	233

CANTIDADES DE OBRA

	BROCAL	TAPA	TOTAL
Concreto f'c=180 kg/cm ²	0.108 m ³	0.084 m ³	0.192 m ³
Piedra de refuerzo < 1/4"	1.1 Kg.		1.1 Kg.
	3/8"	80 Kg.	12.4 Kg.

NOTA.-

TODAS LAS ACOTACIONES ESTAN EN CENTIMETROS

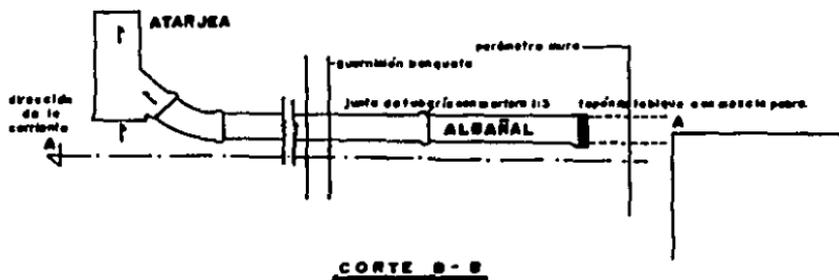
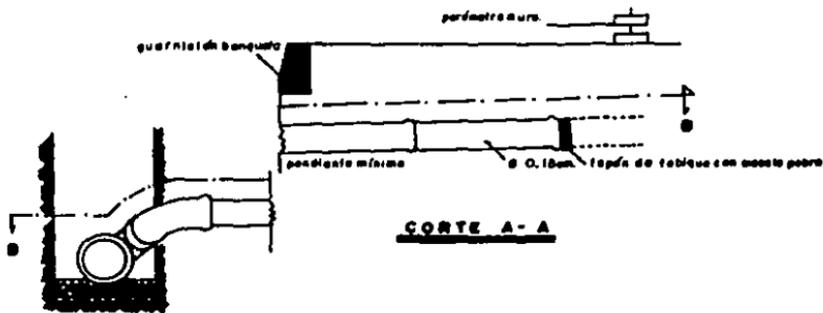
UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA

TESIS PROFESIONAL

ESCUELA DE INGENIERIA

ALCANTARILLADO
BROCAL Y TAPA DE CONCR.

MANUEL ENRIQUE GONZALEZ CASTRO Junio 87



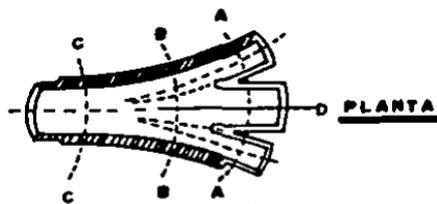
UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA

TESIS PROFESIONAL

ESCUELA DE INGENIERIA

CONEXION ATARJEA-ALBAÑAL

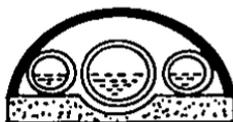
MANUEL ENRIQUE GONZALEZ CASTRO JUNIO 1967



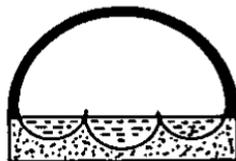
SECCION D-D



SECCION C-C



SECCION A-A



SECCION B-B

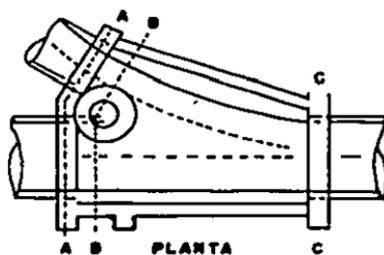
UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA

TESIS PROFESIONAL

ESCUELA DE INGENIERIA

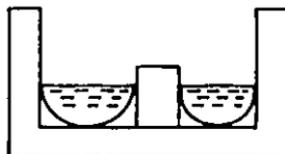
CAJA DE UNION DE COLECTORES

MANUEL ENRIQUE GONZALEZ CASTRO JUNIO 1987

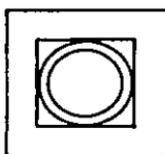


MARCO A-A

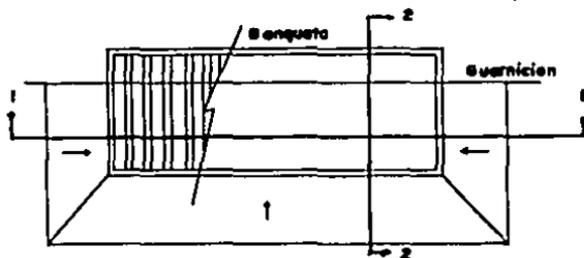
SECCION B-B



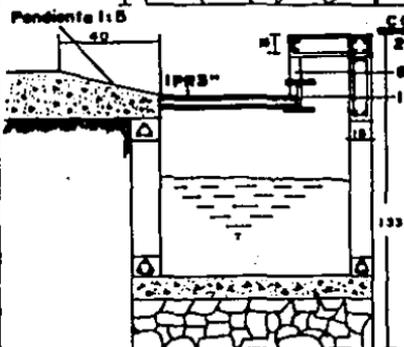
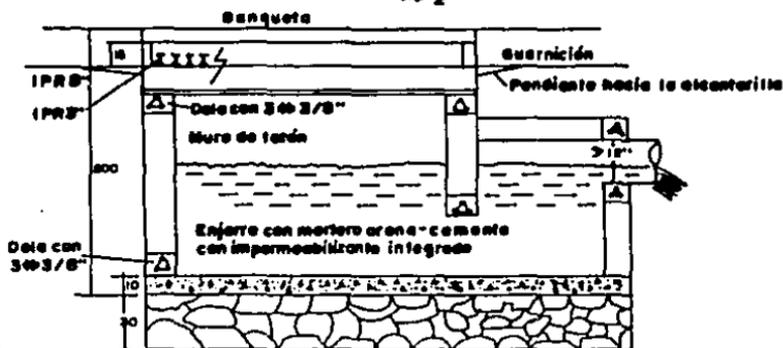
MARCO C-C



UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA
TESIS PROFESIONAL
ESCUELA DE INGENIERIA
CAJA DE UNION DE COLECTORES CON MARCOS
MANUEL ENRIQUE GONZALEZ CASTRO JUNIO 1987



PLANTA



CORTE 2-2

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE GUADALAJARA

TESIS PROFESIONAL

ESCUELA DE INGENIERIA

ALCANTARILLA DE BANQUETA

MANUEL ENRIQUE GONZALEZ CASTRO JUNIO 1987

**XI.- CALCULO HIDRAULICO DE LA ESTABILIDAD DE LAS
ESTRUCTURAS DE LAS REDES.**

ESTRUCTURAS.

GENERALIDADES.- Las estructuras son aquellas - obras o dispositivos, complementarios de las tuberías o conductos, que son esenciales para que funcione el sistema de saneamiento, o que facilitan dicho funcionamiento. Bajo tal título se incluyen estructuras y dispositivos - como los registros, los pozos de luz, los depósitos de - concentración, las entradas o bocas de las calles, los - reguladores, los sifones, las conexiones, los desagües, - los desengrasadores, los cimientos y los drenajes subterráneos.

Al proyectar las estructuras de un sistema de - conductos, es importante tener en cuenta los problemas - de conservación; y para la localización de tales estructuras es preciso tomar ciertas precauciones, a fin de -- protegerlas para que no tengan acceso a ellas los niños - u otras personas no autorizadas.

REGISTROS.-Un registro es una abertura construí da en un conducto o atarjea con el fin de permitir que :- un hombre pueda penetrar en el mismo o salir de él. Los - registros son las estructuras más comunes en los siste-- mas de saneamiento y se usan para facilitar la inspección, la limpieza y la eliminación de obstrucciones de los con ductos. En la Fig. 1 se muestra un registro tipo, usado en las atarjeas pequeñas, en Cranston R.I. En la Fig.2 - se representa un registro de conexión tipo, y en la Fig. 3 un registro de una atarjea de gran tamaño. Son caracte rísticas importantes de estos diseños, el tamaño de la -- abertura y el espacio de trabajo, así como la resisten-- cia de la estructura. Rara vez se hacen las aberturas de los registros con diámetro menor de 50 cm., siendo prefe

ribles aberturas de 60 cm. Un hombre puede pasar a través de cualquier abertura que permita el paso de sus cadenas, siempre que pueda doblar las rodillas y volver los hombros inmediatamente después de haber pasado por el orificio de entrada. Por tal razón, los registros deben ensancharse rápidamente por debajo de la abertura, en la forma que muestran las figuras.

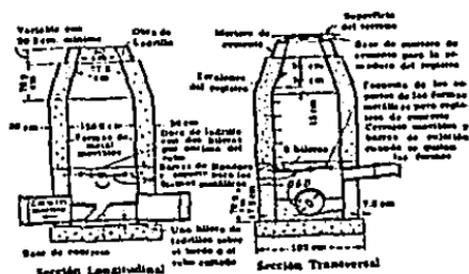


Fig. 1. Registro tipo Cramson.

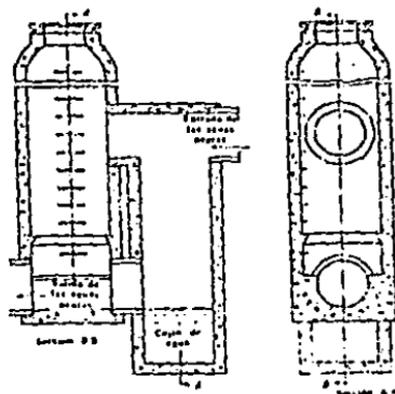


Fig. 4. Pozo con desnivel moderado.

Las paredes del registro pueden construirse de ladrillo, bloques de concreto, metal corrugado o concreto. Se usan frecuentemente los ladrillos y los bloques de concreto, porque las formas necesarias para la construcción a base de concreto, aumentan el costo de la producción, a menos que puedan volverse a usar un cierto número de veces. Las paredes del registro deben tener, por lo menos, un espesor de 20 cm. Puede necesitarse un espesor mayor en suelos peligrosos y para registros profundos y para evitar la humedad. Una fórmula empírica para calcular el espesor de la pared de un registro de más de 3.5 m. de profundidad, en material ordinario y firme,

$$d = \frac{3.28}{2.54} \left(\frac{t}{5} + \dots \right)$$

en la que t es el espesor en centímetros y d la profundidad en metros. El espesor de las paredes de ladrillo puede tener que cambiar cada 1.5 o 3 m. o más. Las paredes de concreto pueden construirse con menor espesor que las de ladrillo.

Los fondos de los registros contruidos de ladi

llo suelen ser de concreto, con o sin revestimiento de la drillo. En algunas obras se coloca el tubo a través de la base de los registros. Cada registro se construye después sobre el conducto y se forma el fondo del registro contra éste. Cuando se ha terminado el trabajo, se corta la mitad superior de la tubería, dejando un canal liso y abierto a través del registro. El piso del registro se construye con inclinación hacia el centro y de tal modo que las aguas escurran en un canal de forma semicircular o en U, de mayor capacidad que las atarjeas tributarias. Las paredes del canal deben tener altura suficiente para evitar que el agua rebose y caiga sobre el piso inclinado. Esto exige que las paredes laterales del canal se claven casi hasta la altura de la corona de la atarjea. En algunas atarjeas el tirante del canal de escubrrimiento a través del registro se hace que sea igual al diámetro total de la atarjea. El piso debe tener un declive de 1 en sentido vertical por 10 a 12 en sentido horizontal hacia la atarjea. En los registros donde concurren dos o más conductos al mismo nivel aproximadamente, las canales del fondo deben unirse con curvas lisas y fáciles. Cuando las tuberías de entrada y de salida no tengan el mismo diámetro, deben colocarse a la misma altura o cota las partes superiores de los tubos o los extremos de las tuberías de 8 pulgadas, para evitar retrocesos de agua en las tuberías de menor diámetro, cuando los más grandes estén funcionando a toda su capacidad.

El registro no debe tener menos de 90 cm. de ancho, por 1.20 m. de largo, para una altura de 1.20 m. por lo menos, si se construyen en forma de elipse o menos de 1.20 m. de diámetro cuando son circulares. No se sigue ningún método especial para la reducción del diámetro cerca de la boca, dependiendo el grado de disminución en-

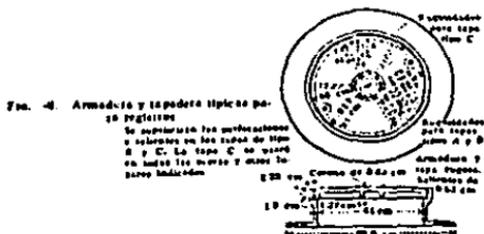
cierto modo de la profundidad del registro. Es conveniente establecer paredes inclinadas por encima de la línea de heladas, pues son más resistentes a la acción de las heladas.

En el caso de las atarjeas de más de 48 plg. -- (1.20 m) el registro debe centrarse en la intersección de las tuberías y tener una cimentación especial. Para atarjeas o conductos todavía más grandes, las paredes del registro se construyen en prolongación de las paredes del conducto, como se ve en la Fig. 3. Cuando se desee bajar la cota de la base de la atarjea o conducto más de unos 90 cm, el descenso se hace usualmente mediante un tubo vertical fuera del registro, como se indica en la Fig. 2. Se hace así para evitar la acumulación de agua en el registro. Se construye una abertura en la pared del registro a la altura del tubo más alto, para facilitar la inspección. En la figura se muestra dicha abertura.

Un pozo es un registro profundo donde caen las aguas a un lado del registro, como se ve en la Fig. 4. La fuerza de la caída puede ser aminorada mediante una serie de láminas o salientes, o mediante un estanque en el fondo del pozo. También puede absorberse la energía del agua al caer en un pozo o registro profundo, creando un vértice en el cañón. Laushey ha dicho que se puede lograr esto haciendo que el agua entre en un depósito circular o cámara de admisión, en la parte superior. El diámetro de este depósito debe ser 4 a 6 veces mayor que el cañón, y la anchura del orificio de paso debe variar entre tres cuartos y el diámetro total del cañón. Se han logrado experimentalmente vértices satisfactorios con una profundidad de la cámara de admisión más de cinco veces mayor que el diámetro del cañón.

Un conducto en escalera, como el que se muestra en la Fig. 5, produce una pendiente gradual en la atarjea y aminora la velocidad del escurrimiento de las aguas negras. El uso de un tramo en escalera puede suprimir la necesidad de un registro profundo o pozo.

TAPAS DE LOS REGISTROS, ARMADURAS Y ESCALONES. - Las tapaderas y armaduras para las mismas se hacen casi invariablemente de hierro fundido. El peso de las armaduras, tapaderas varía entre 90 y 270 kg, aproximadamente, siendo el peso de la armadura unas cinco veces mayor que el de la tapa. Los tipos más ligeros se usan cuando no va a pasar sobre el registro otro tráfico que algún peatón ocasional.



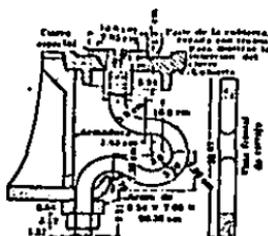


Fig. 4. Cuerpo para recibir la tapadera de un registro, en caso de explosión. (Con autorización de Public Works Magazine)

Las armaduras o tapaderas de 180 kg, de peso son comunes en las zonas residenciales, mientras que en las calles donde hay mucho tráfico, son convenientes armaduras y tapaderas de 270 kg. En los registros de las atarjeas se usan casi universalmente tapaderas circulares, -- pues satisfacen todas las necesidades y, si están bien -- calculadas, no pueden caer dentro de la atarjea. La armadura debe proyectarse de tal modo que el pavimento se adhiera firmemente a ella y se vaya desgastando al mismo -- tiempo que el piso de la calle que la rodea. La experiencia ha mostrado que la armadura debe tener por la parte -- exterior paredes verticales o casi verticales, y que su -- altura no debe ser menos de 20 cm.

La tapa debe estar estirada, con algún dibujo con veniente como se muestra en la Fig. 6. Las tapaderas lisas son peligrosas pues provocan fácilmente escurrimientos de los peatones. Cuando la ventilación de las atarjeas no sea satisfactoria, pueden hacerse las tapaderas con perforaciones. Sin embargo, en general estas tapaderas perforadas no son convenientes, pues dejan pasar malos olores y permiten

la entrada de polvo y agua que pueden ser perjudiciales para el buen funcionamiento de la atarjea. Debido a un -- desgaste desigual, a asentamientos o a otras causas, algu nas veces las tapaderas se apoyan de un modo desigual sobre la armadura y producen ruido cuando alguien pasa sobre ellas. Este ruido puede suprimirse insertando asfalto, plomo, asbesto o trozos de llanta vieja o tuberfa usada, bajo la tapadera para que actúen como amortiguadores o co jines. Los robos y destrucción de las tapaderas de los re gistros y la entrada de personas no autorizadas en las -- atarjeas, ha impuesto en ocasiones la necesidad de suje- tar la tapadera a la armadura una vez colocada. El modo -

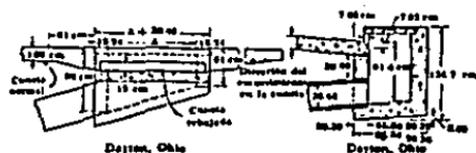


Fig. -4. Boca o caladras de calle, en Dayton, Ohio. (Seyda Public Works, Mayo 1954, Pág. 108)

de cierre más común consiste en un pestillo que se cierra al colocar la tapadera en su lugar y que sólo puede abrirse con una llave especial. Algunas veces se han usado armaduras ajustables, cuando el piso de la calle se está asentando o hay que subir la armadura para que la tapadera quede a ras con el piso de la calle sin necesidad de reconstruir la parte superior del registro. En la Fig. 7- se representa un tipo de tapadera ajustable. En algunos casos, se puede usar un adaptador prefabricado, para ajustar la altura de la tapadera.

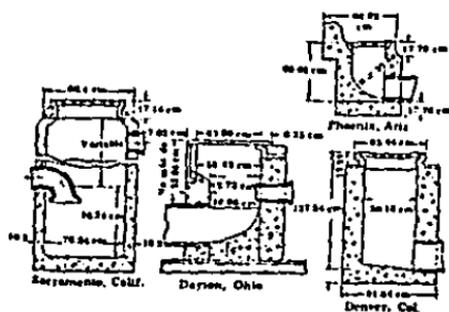


FIG. 7B. Caladesea de calle y detectores. (Según Public Works)

El peligro de que vuele una tapadera por una explosión, puede reducirse a un mínimo mediante el uso de un cerrojo curco, como el que representa en la Fig.8.

Las tapaderas de los registros deben marcarse de tal modo que puedan distinguirse las atarjeas sanitarias de otros conductos. Es conveniente adoptar un estilo y tamaño uniforme de tapaderas, que sea intercambiable, en todos los registros de un mismo sistema.

En las paredes de cada registro deben colocarse escalones a una distancia vertical entre ellos de 37,5 cm, para facilitar la entrada y la salida del registro. Son preferibles el hierro galvanizado o el hierro fundido alquitranado al metal sin proteger, pues la corrosión es relativamente rápida en el aire húmedo y cargado de gases de las atarjeas. El aluminio forjado es resistente a la corrosión, fuerte y no inflamable. Cada escalón debe estar firmemente unido a la pared, pues la falta de un escalón constituye un grave peligro.

ENTRADAS O COLADERAS EN LAS CALLES.- Una entrada o coladera de una calle es una abertura hecha en la superficie de la calle, generalmente en las cunetas de las aceras destinadas a permitir el paso del agua desde la superficie de la calle a la atarjea. Se han ideado muchos tipos de coladeras, algunos de los cuales se representan en las Figs. 9 y 10. Las condiciones que afectan a la localización, el funcionamiento, la capacidad y la conveniencia al proyectar coladeras, comprenden: (1) La altura de la acera o banqueta; (2) la densidad del tránsito y la calzada que se use para el mismo; (3) la posición de la coladera o entrada, sea vertical en la cara de la acera horizontal en el fondo de la cuneta, o una combinación de ambas

posiciones; (4) las dimensiones generales: altura, anchura y longitud; (5) la dirección del eje mayor de las aberturas, sea paralelo y perpendicular a la dirección del escurrimiento del agua por la cuneta; (6) la rugosidad de la superficie de la cuneta, o sea n en la fórmula de Kutter; (7) la forma y la pendiente de la cuneta enfrente de la coladera, que puede tener una pendiente continua o estar deprimida frente a la coladera. Así como la profundidad y la naturaleza de esta depresión; (8) la pendiente de la cuneta, aguas arriba de la coladera e inmediatamente aguas abajo; (9) el uso de deflectores u otros dispositivos en el fondo de la cuneta, para dirigir el escurrimiento hacia la coladera; (10) la localización, el tamaño y la forma de las rejillas; (11) la acción transversal de la calle y la corona de la superficie de la calle; (12) la naturaleza de la superficie de la calle, especialmente el pavimento, y otras condiciones es evidente que a la vista de todos estos factores, no se puede establecer de un modo fácil una fórmula útil aplicable a todas las entradas o coladeras de las calles.

Las rejillas con las barras paralelas a la dirección del escurrimiento del agua por la cuneta, admitirán el agua con más rapidez que las barras transversales, pero también dejan pasar más desperdicios, que pueden obstruir la atarjea. Las barras transversales, especialmente cuando la coladera está en el fondo de la cuneta, se obstruyen más pronto que las barras paralelas. Algunas veces hay que elegir entre la necesidad de una limpia frecuente de los depósitos de acumulación de basuras o de las atarjeas, y la inundación de la superficie de la calle, a causa de la obstrucción de la coladera. La separación entre las barras de las rejillas colocadas en el fondo de las cunetas debe excluir los objetos cuyo menor dimensión sea

de unos 5 cm. La luz entre barras horizontales en la cara de la banquetta o acera, puede ser de 12,5 A 15,00 cm. Es satisfactoria una distancia de 60 cm, entre los soportes de dichas barras horizontales. En las coladeras situadas en el fondo de las cunetas suelen usarse distancias más reducidas. El empleo de depresiones en la cuneta, como --puertas u otros dispositivos, que rompan la continuidad --de la cuneta, pueden aumentar mucho su capacidad, pero --tales dispositivos pueden constituir un estorbo y un riesgo para el tránsito.

No siempre son convenientes coladeras de poca ca

pacidad que restrinjan la entrada del agua y determinen --algo de inundación en la superficie de la calle. Pueden --permitir el uso de una atarjea, para la evauación de las--aguas de lluvia, algo menor de la que sería necesario en--otro caso, debido en parte a la menos penetración de agua a la atarjea y en parte al aumento del tiempo de concen--tración a causa de la acumulación temporal del agua sobre la superficie de la calle.

Muchos investigadores han calculado la capacidad de las coladeras, En la Tabla 1 se indican algunas capacidades, Li y otros han dado a conocer fórmulas empíricas - como las siguientes :

$$Q = L - \frac{\sqrt{S}}{n} + 2.8 \quad (1)$$

$$Q = (0.2 \text{ to } 0.23) Ly_0 \sqrt{g^y o} \quad (2)$$

en las que: Q = gasto en la coladera, lt/seg. divididos entre 28.32,

L = longitud de la abertura de la coladera en m. multiplicado por 3.28,

S = pendiente de la cuneta,

n = coeficiente de rugosidad de Manning o de Kutter,

g = Aceleración debida a la gravedad, 9.8 m/seg.

y_0 = tirante del escurrimiento en la cuneta, en m. multiplicado por 3.28.

La fórmula 1 es aplicable a coladeras en cunetas sin depresión, con valores de L comprendidos entre 60 cm. y 2.4 m. y con gastos Q comprendidos entre 85 y 170 lt/seg. La fórmula no es aplicable cuando se establecen depresiones o se modifica la cuneta en otra forma. La Fórmula 2 es -- aplicable al caso de coladeras establecidas en el borde - de la banqueta o acera, sin depresión en la cuneta,

El tamaño del tubo para llevar las aguas desde - la abertura de la coladera al depósito de asentamiento o a la atarjea suele ser el correspondiente a un diámetro - de 25 a 30 cm. o mayor, si así lo exige el tamaño de la - abertura de la coladera. Lo más común es emplear tubo de - hierro fundido para la estructura de la coladera, soste--

niendo firmemente por el concreto de la acera y de la cuneta. También pueden dar buenos resultados en los desagües, los tubos de barro vidriado y de concreto.

LOCALIZACION DE LAS ENTRADAS DE LAS CALLES O COLADERAS.- Las entradas para el agua suelen localizarse en las esquinas de las calles, para evitar cambios indeseables en la pendiente del pavimento, entre los cruces de las calles. Cuando las manzanas sean tan grandes que el gasto de agua de lluvia en la cuneta sobrepase la capacidad de conducción de ésta, puede establecerse una coladera intermedia en el centro de la longitud de la manzana o cuadrada.

TABLA 1.

CAPACIDAD DE LAS COLADERAS.

(Según N.W. Conner, Eng. Exp. Sta. Bull. 30, Escuela del Estado de Carolina del Norte, Julio 1945)

Tipo de Coladera	Longitud a lo largo de la cuneta, m	<u>Pendiente de la cuneta, porcentaje.</u>				
		05	1.0	2	4	8
A	0,50	0,343	0,314	0,224	0,152	0,101
A	1,50	1,25	1,005	0,840	0,655	0,461
A	2,10	-	-	1,39	1,093	0,759
A	*	23,23	21,37	18,53	14,85	10,22
B	0,60	0,941	0,780	0,549	0,300	0,159
E	0,60	-	1,471	1,206	0,852	0,462

TIPOS DE COLADERAS, A. Coladera rectangular en el lado vertical de la cuneta, con una depresión de 7.5 cm, bajo el fondo de la cuneta y una altura vertical de 15 cm, o más, suficiente para no producir obstrucciones. Sin barras o rejillas a través de la abertura, B. Coladera como la A. de 60 cm, de longitud, con una rejilla de 60 por 60 cm, en el fondo de la cuneta. Siete barras de 6 cm, de espesor, con las aberturas normales a la cuneta, Una barra intermedia paralela a la dirección de la cuneta, Los lados de las barras son verticales, E. Igual que B., excepto los lados de las barras normales a la cuneta, formaman un ángulo de 45° con la vertical.

La localización de la coladera en el punto de in

tersección de las dos líneas de las aceras, en el cruce - de dos calles, tiene un costo mínimo inicial, pero en calles de mucho tránsito la coladera puede sufrir daños o desplazamientos. Esta posición de la coladera obliga a los peatones a tener que cruzar la corriente de agua que escurre por la cuneta en tiempo de lluvia. Estas dificultades pueden resolverse estableciendo dos coladeras en cada esquina, colocadas a suficiente distancia de la intersección de los bordes de las aceras para evitar que interfieran el paso de los peatones.

ANÁLISIS DE ARCO.- Tres métodos de análisis de arco, aplicables al diseño de atarjeas, son el método estático o de dovela, la teoría elástica y el método de estructuras indeterminadas. Los tres métodos han sido presentados en American Sewerage Practice, Vol. 1, 2a, edición 1928. Los cálculos de presiones por los tres métodos, dan resultados que difieren en más de un 25%.

En el análisis de arco por la teoría elástica, las tres fórmulas principales son:

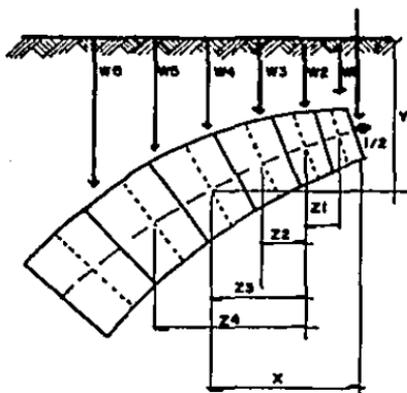
$$\text{Presión horizontal en la corona} \quad H_0 = \left(\frac{H}{2}\right) \frac{n \sum zu - \sum u \cdot \sum z}{n \sum y^2 - (\sum y)^2}$$

$$\text{Momento en la corona} \quad M_0 = \frac{1/2 W \sum z - H \sum y}{n}$$

$$\text{Esfuerzo cortante en la corona,} \quad V_0 = \frac{1/2 W \sum zx}{\sum x^2}$$

En las que W = carga sobre el semiarco de la izquierda de la fig. n = número de dovelas del semiarco, y los demás símbolos son los indicados en la fig. Para cargas simétricas, como W a la izquierda y W a la derecha,

La presión horizontal y el momento en la corona debido a ambas cargas son el doble de los valores dados por las fórmulas anteriores mientras que el esfuerzo cortante en la corona V_0 es cero. Para el caso de diversas cargas, colocadas asimétricamente, se aplicarán las fórmulas para cada tramo y se sumarán los resultados algebraicamente; el valor de V_0 se tomará como negativo para el semiarco de la izquierda y como positivo para el semiarco de la derecha.



Para cualquier unión cuyo centro está a una distancia x de la corona:

$$M = M_0 + H_y + V_0x = \sum W_z$$

$$V = V_0 - \sum W$$

Ecuaciones en las que $\sum W$ es la suma de todas las cargas entre la unión considerada y la corona, y W_z es -- la suma de los momentos de aquellas cargas con respecto al punto medio de la unión. Los componentes del empuje normal y paralela a la unión son respectivamente:

$$N = H \cos \beta - V \sin \beta$$

$$F = H \sin \beta + V \cos \beta$$

Expresiones en las que β es el ángulo que forma la unión con la vertical.

Las distancias desde el eje neutro del arco de la línea de resistencia son:

En la corona $e_o = M_o/H$

En la unión $e = M/N$

La línea de resistencia puede localizarse, como en el método de la dovela, y si no se encuentra en el tercio medio, deberá estudiar un nuevo diseño a no ser que se vaya a reforzar el arco.

DISENO DE ATARJEAS DE CONCRETO REFORZADO.- Para la determinación de las presiones en un arco de concreto-reforzado se puede usar la siguiente expresión:

$$f_s = (M_e/I) \cdot \pm (H/A)$$

En la que

f_s = Fatiga a la que está sometida la fibra más alejada.

M = Momento flexionante en la sección.

e = Distancia de la fibra más alejada al eje neutro.

H = Presión en la sección.

A = Area de la sección transversal que sufre -- presión.

I = $I_c + nI_s$

I = Momento de inercia de la sección del arco - acero en relación con el eje neutro.

n = Relación del módulo de elasticidad del acero al del concreto, al que usualmente se le da el valor de 15.

Los conductos fraguados en su lugar definitivo - suelen diseñarse para no usar refuerzo, salvo cuando el - espesor del relleno sobre el conducto es pequeño, y la -- atarjea puede estar sujeta a cargas superimpuestas. Algunas veces cuando se ha adoptado una sección tipo, puede - mantenerse la misma sección bajo diferentes secciones de carga, para evitar cambios en las formas para el concreto, pero reforzando los tramos que vayan a tener que soportar cargas adicionales,

Las atarjeas de concreto se refuerzan algunas veces longitudinalmente, con juntas de expansión separadas de 9 a 15 mts.; este refuerzo está destinado a reducir la magnitud de las grietas por dilatación y contracción; distribuyéndolas en toda la longitud de la sección. La cantidad de refuerzo longitudinal que deba usarse es cuestión de criterio; varía en la práctica de 0,1 a 0,4% del área de la sección empleada en concreto.

Debido a las condiciones inciertas y difíciles - bajo las que suelen construirse las atarjeas de concreto, - es aconsejable especificar el mejor tipo de concreto y no someterlo a más de $31,5 \text{ kg/m}^2$ a la compresión, sin margen para el esfuerzo de tensión. El revestimiento de concreto que cubre el refuerzo de acero debe ser de mayor espesor que el que ordinariamente se emplea en el proyecto de edificios, debido a la posibilidad de que si el concreto es deficiente, las aguas negras pueden llegar hasta el acero, determinando una alteración más rápida de las que registraría con una exposición directa a la atmósfera. Es aconsejable una capa mínima de 5 cm. excepto en las secciones muy delgadas que no estén en contacto con las aguas negras. Se usa frecuentemente en los diseños un espesor mínimo de concreto de 22,5 cm., aunque se han usado con éxito espesores de 11,2 cm. en la corona; cerca de la superficie del

terreno deben usarse espesores mayores, especialmente en las secciones sometidas a cargas pesadas o móviles.

Pueden establecerse revestimientos de ladrillos o de barro vidriado en la base inferior cuando se esperan velocidades de escurrimiento de 3 m/seg. o más, Aunque -- el concreto puede no erosionarse más pronto que los revestimientos de ladrillo o de arcilla bajo condiciones -- análogas, los revestimientos de estos materiales pueden reponerse más fácilmente y a menor costo,

En el sistema de agua potable se tiene que conocer la fuerza que tiende a empujar en cada una de las uniones a las piezas del sistema para nosotros poder contrarrestar esa fuerza en la forma adecuada y lograr la estabilidad del sistema,

Este caso se refiere a todos los cambios de dirección de la tubería hecha por codos (90°, 60°, 30° etc.) partes, por bifurcaciones, las y grietas, también todos los taponamientos producen esta fuerza; las reducciones de diámetros también nos la producen,

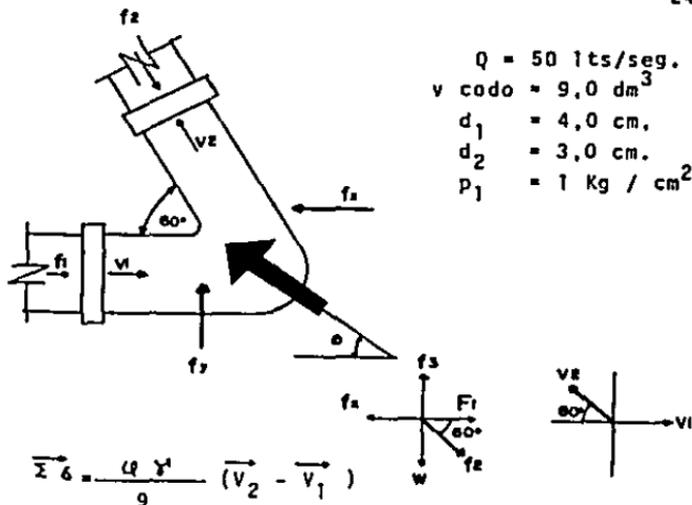
Esta fuerza nos es producida por la presión del sistema, la cual no la podemos quitar porque es la que nos ayuda a tener nuestro sistema en servicio,

Ya existen tablas para diseñar los atraques, así llamado el dispositivo que nos permite anular nuestra fuerza desequilibrante que nos produce la presión, que es lo común en estos cálculos, usar las tablas; estas tablas fueron calculadas en la SARH y en SAHOP, que fué donde se consiguieron, aunque no es la única parte; posiblemente se calculen en EUA y aquí en México sólo se adecúen a nues---

tros sistemas de unidades.

En este caso hice el cálculo de un codo; se calculó esa fuerza desequilibrante que tiende a separar el codo del sistema, y que nos sirve para desviar el agua a donde la necesitamos.

Cálculo de F , su magnitud y dirección del empuje hidrostático sobre el codo.



$$\Sigma \delta_x = \delta_1 + \delta_2 \cos 60^\circ - \delta_x = \frac{\rho V'}{g} (-v_2 \cos 60^\circ - v_1)$$

$$1 \cdot \delta_x = \delta_1 + \delta_2 \cos 60^\circ + \frac{\rho V'}{g} (+v_2 \cos 60^\circ + v_1)$$

$$\Sigma \delta_y = \delta_y - \delta_2 \sin 60^\circ - w = \frac{\rho V'}{g} (v_2 \sin 60^\circ - 0)$$

$$2 \cdot \delta_y = \delta_2 \sin 60^\circ + w + \frac{\rho B}{g} (v_2 \sin 60^\circ)$$

$$\frac{\rho V'}{g} = \frac{(0,050 \text{ m}^3 / \text{seg}) (10^3 \text{ kg } \delta / \text{M}^3)}{9,81 \text{ m/seg}^2} = 5,090 \text{ kg } \delta \frac{\text{seg}}{\text{m}}$$

$$v_1 = \frac{Q}{A} = 1,2734 \quad \frac{Q}{d_1^2} = 1,2734 \left(\frac{0,30 \text{ m}^3 \text{ seg.}}{(0,4)^2} \right) = 2,38$$

$$v_2 = \frac{Q}{A} = \left(\frac{d_1}{d_2} \right)^2 v_1 = \left(\frac{4,0 \text{ cm}}{3,0 \text{ cm}} \right)^2 (2,38 \text{ m/seg}) = 4,23$$

$$w = 9,0 \text{ kg } \delta$$

$$1 \text{ dm}^3 = 1 \text{ kg } \delta$$

$$w = \rho u = 10^3 \text{ kg } \rho / \text{m}^3 (0.009 \text{ m}^3) = 9.00 \text{ kg } \rho$$

$$\rho_1 = P_1 A_1 = 1 \text{ kg } \rho / \text{cm}^2 \frac{\pi}{4} (4.0 \text{ cm})^2 = 12.566 \text{ Kg}$$

$$\rho_2 = P_2 A_2 ; P_2 = ?$$

Para conocer P_2 se aplica la ecuación de Bernoulli:

$$\frac{P_1}{\rho} + \frac{A_1 u_1^2}{2} + A_1 z_1 = 0 ; P_1 = (P_2 - P_1)$$

$$P_2 = P_1 - \rho \left[\frac{A_1 u_1^2}{2} + A_1 z_1 \right] ; A_1 u_1^2 = u_2^2 - u_1^2$$

$$P_2 = 10^4 \text{ kg/m}^2 - 10^3 \text{ kg/m}^3 \frac{(4.23 \text{ m/seg})^2 - (2.38 \text{ m/seg})^2}{2(9.81 \text{ m/seg}^2)} + 1.70$$

$$P_2 = 10^4 \text{ kg/m}^2 - 0.232 \times 10^4 \text{ kg/m}^2$$

$$P_2 = P_2 A_2 = 0.768 \times 10^4 \text{ kg } \rho / \text{m}^2 \frac{\pi}{4} (0.03)^2$$

$$\rho_2 = 0.054 \times 10^4 \text{ kg } \rho = 5.40 \text{ kg } \rho$$

$$\rho_x = 12.56 \text{ kg } \rho + 5.40 \text{ kg } \rho (\cos 60^\circ) + 5.09 \frac{\text{kg } \rho / \text{seg}}{\text{m}} (14.23 / \text{seg})(\cos 60^\circ - 2.38 \text{ m/seg})$$

$$\rho_x = 38.13 \text{ kg.}$$

$$\rho_y = 5.40 (\sin 60^\circ) + 9.00 \text{ kg } \rho - 5.09 \frac{\text{kg } \rho / \text{seg}}{\text{m}} (4.23 \text{ m/seg}(\sin 60^\circ))$$

$$\rho_y = 4.24 \text{ kg.}$$

$$\rho = \arctan \frac{\rho_y}{\rho_x} = \frac{38.13}{4.24} = 8.99 = 83^\circ 33'$$

$$\rho = \rho_y / \sin \theta = \frac{4.24}{0.9937} = 4.26 \text{ kg.}$$



Estabilidad al volcamiento.

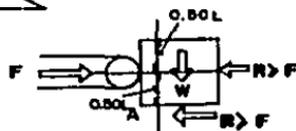
$$MR = \sum Ma$$

MR = Momento Resistente (actuante)

- MA = Momento en el punto A

$$-4,26 \times 0,20 + 2000 (0,2^3 \times 0,1) = 0$$

- 0,426 + 1,6 = 1,17 OK como es mayor MR no se vuelca.



ATRAQUE DE CONCRETO
 $f_c = 150 \text{ kg/cm}^2$.

$$F = 4,26 \text{ kg.}$$

$$W = 2000 \text{ Kg/m}^3.$$

$$L = 0,20 \text{ m.}$$

$$C.S.V. = \frac{MR}{MA} > 1$$

ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

$$A = \sigma \tan \phi$$

$$S = \frac{P}{A} \tan \phi$$

$$S = \frac{3,2}{0,04} (0,85) = 68$$

$S = 68 \text{ kg/m}^2$ La arcilla puede 1500 kg/m^2 OK no se desliza

$$\sigma P/A = \rho = \sigma A = 1500 \times 0,04 = 60 \text{ kg.}$$

Esto es uno de los muchos caminos para encontrar la estabilidad de un codo mediante un atraque. La SARH ha hecho estos estudios y nos los muestra en tablas con los atraques dimensionados sin tener que diseñarlos; estas tablas se adquieren en cualquier oficina de la dependencia de la SARH.

XII.- REGLAMENTOS Y ESPECIFICACIONES

LEY ESTATAL DE FRACCIONAMIENTOS

Art. 6°. Los fraccionamientos habitacionales serán destinados a la construcción de casas habitación, de primera, de tipo jardín de tipo medio o de tipo popular.

Podrán contar con zonas destinadas a la construcción de edificios de apartamentos, los cuales deberán ser aprobadas en el proyecto y sin que estos puedan construirse fuera de esas zonas.

Los fraccionamientos habitacionales de tipo popular tendrán las siguientes características:

a) Sus lotes no podrán tener un frente menor de 6.00 M. ni una superficie menor de 90.00 M².

b) Las obras mínimas de urbanización que se exigirán son las siguientes:

- I. Red de abastecimiento de agua potable con toma domiciliaria dotada de medidor para agua con las características que señale el ayuntamiento respectivo.
- II. Red de alcantarillado con salida de albañal.
- III. Red de electrificación para uso doméstico
- IV. Alumbrado público.
- V. Guarniciones.
- VI. Banquetas de material pétreo.

VII. Pavimentos de cemento sobre base de empedrado.

VIII. Placas de nomenclatura en los cruces de las calles.

IX. Arbolado de calles.

X. Arbolado, jardinería y ornato en los espacios reservados para jardines públicos municipales.

Art. 7°. Los fraccionamientos habitacionales campestres - y los de granjas de explotación agropecuaria, son los que se encuentran localizados fuera de los límites urbanos de las poblaciones según lo determinen los Planos Reguladores o el Ayuntamiento respectivo, previa consulta obligatoria con la Junta General de Planeación y Urbanización - del Estado.

Art. 10°. Las calles de los fraccionamientos se construirán de acuerdo a lo previsto en el Art. 5° de esta Ley y sus características estarán determinadas por la función principal de cada una de ellas, de acuerdo a la siguiente clasificación:

a) Arterias de gran volumen de tránsito, destinadas a conducir el tránsito de toda clase de vehículos - en la forma más fluida posible y con el menor número de obstrucciones. Pueden servir también para dar acceso a los lotes.

Cuando deban incluirse este tipo de calles en un fraccionamiento, su características geométricas serán de-

terminadas por las oficinas técnicas de los Ayuntamientos previa consulta con la Junta General de Planeación y Urbanización del Estado, y, a falta de las mismas, lo hará la propia Junta.

Las arterias de gran volumen podrán denominarse Calzadas, Avenidas, Paseos u otra denominación semejante que señale la mayor importancia de la vía.

b) Calles colectoras, destinadas a conducir el tránsito de las calles locales hacia otras zonas del fraccionamiento de la ciudad o hacia las arterias de gran volumen. Pueden servir de acceso a los lotes.

Ninguna calle colectoras podrá ser cerrada y su ancho de las propiedades, no podrán ser menor de 19.00 metros, y las banquetas tendrán como ancho mínimo 2.50 metros.

Los fraccionamientos habitacionales urbanos, deberán tener una longitud mínima de calles colectoras en relación a la longitud total de calles, de acuerdo con los siguientes porcentajes:

Fraccionamientos habitacionales de primera	15 %
Fraccionamientos habitacionales de tipo medio	10%
Fraccionamientos habitacionales de tipo popular	7%

Cuando por la dimensión del fraccionamiento no se justifique el establecimiento de calles colectoras, serán las oficinas técnicas del Ayuntamiento, previa consulta con la Junta General de Planeación y Urbanización del Estado, quienes lo determinen, o la propia Junta en su caso.

c) Calles locales: son las destinadas principalmente a dar acceso a los lotes del fraccionamiento. El ancho de estas calles medido de alineamiento a alineamiento de las propiedades, no deberá ser menor de 15,00 metros - en los fraccionamientos habitacionales urbanos de primera y de tipo medio; y de 13,00 metros en los habitacionales urbanos de tipo popular y campestres. Las banquetas tendrán en el primer caso un ancho mínimo de 2,50 metros y, en el segundo un mínimo de 2,00 metros,

Cuando por razones justificadas por el proyecto-urbanístico existan calles locales cerradas, éstas deberán rematar en una glorieta cuyo diámetro sea como mínimo dos veces el ancho del arroyo, más el ancho de las banquetas correspondientes.

Ninguna calle cerrada podrá tener una longitud mayor de 80,00 metros medidos desde su intersección con una calle que no lo sea hasta la glorieta y será obligatorio usar en la nomenclatura el término "Cerrada" o "Receptor no".

Solo se permitirá una longitud mayor cuando las condiciones topográficas lo justifiquen.

Este tipo de calles no se permitirá en los fraccionamientos industriales o industriales de tipo selectivo, en lo que las calles no podrán tener un ancho menor de alineamiento a alineamiento de las propiedades, de - - 18,00 metros.

d) Andadores; servirán exclusivamente para el tránsito de peatones debiendo impedirse por medio de obstrucciones materiales, el acceso a ellos de vehículos.

Art. 11. Ninguna de las calles de un fraccionamiento que se proyecte, que sea prolongación de otra correspondiente a un fraccionamiento contiguo, o de cualquier calle de la ciudad, podrá tener un ancho menor que aquella; y si la calle que se continúa fuere de menor anchura que los mímos señalados por esta Ley, la prolongación que constituya la nueva obra deberá tener siempre los mínimos señalados por este Ordenamiento: se exceptúa el caso de manzanas aisladas dentro de los perímetros urbanos, en cuyo caso el ancho será el de las calles que se continúan o circundan tales manzanas.

Art. 12. Cuando las autoridades competentes proyecten una arteria de alta velocidad, o ésta ya exista, a través de un fraccionamiento que se proyecte establecer, los lotes no podrán tener acceso directo a ella.

Art. 13. Cuando cualquiera de los tipos de calles descritos en el Art.10 de esta Ley tenga cruzamiento o entronque con una arteria de alta velocidad, carretera o con una vía de ferrocarril, éstos requerirán un proyecto especial, que deberá ser aprobado por el Ayuntamiento correspondiente, previa consulta con la Junta General de Planeación y Urbanización del Estado y la autoridad competente en su caso.

Art. 14. Cuando para la realización de un fraccionamiento, sea habitacional en cualquiera de sus tipos o industrial, si careciere de desfogue para las aguas negras o para éstas y las pluviales, o fuere insuficiente el colector o colectores más cercanos a los cuales deberían hacerse las descargas de tal fraccionamiento, el fraccionador antes de hacer su solicitud al Ayuntamiento consultará a la Junta General de Planeación y Urbanización, que determinará-

las obras que deban de hacerse para dar solución satisfactoria al problema según corresponda, ya sea para hacer la conducción hasta el colector con capacidad suficiente y sin sobrecarga alguna en las redes existentes, o hacer la conducción siempre oculta, hasta una planta de tratamiento de aguas negras instalada por cuenta del fraccionador; y solo excepcionalmente y en tratándose de fraccionamientos campestres situados extra muros de la población, podrá permitirse la solución a base de fosas sépticas, siempre y cuando no altere la ecología del terreno.

Art. 15. No podrán llevarse a cabo fraccionamientos habitacionales urbanos en ninguno de sus tipos en terrenos -- que no se encuentren próximos a zonas urbanizadas o a -- otros fraccionamientos que ya estén dotados de todos los servicios públicos municipales, debiendo, en su caso es-- tarse a lo preceptuado por el Art. 18 de esta Ley.

Art. 16. Queda prohibido el establecimiento de fraccio-- namientos en lugares vedados por las autoridades competen-- tes, según las normas de zonificación, o en zonas insalubres, inundables o pantanosas, a menos que se realicen -- las obras necesarias de saneamiento o protección, previa-- aprobación del Ayuntamiento o Ayuntamientos competentes -- de la Junta General de Planeación y Urbanización del Esta-- do, en su caso o de la autoridad competente.

Art. 19. Todas las obras de urbanización que deban ser -- ejecutadas por el fraccionador en los fraccionamientos se -- ajustarán a las especificaciones y normas de calidad mínim-- as que dicte la Junta General de Planeación y Urbaniza-- ción del Estado, quien además tendrá funciones de supervi-- sión conforme a las atribuciones que para tal efecto le -- señala la Ley de Planeación y Urbanización del Estado,

Art. 21. Cuando se trate de unidades habitacionales, la autorización para construirlas será otorgada por el Ayuntamiento de la jurisdicción de acuerdo con lo dispuesto por esta Ley, los Reglamentos Urbanísticos y de Obras Públicas, los Planos Reguladores y Leyes de Zonificación -- aplicables al caso. La autorización de referencia deberá fundamentarse en el dictamen que previamente emita la Junta General de Planeación y Urbanización del Estado,

DE LOS PROCEDIMIENTOS

I. PLANOS PROPIOS DEL PROYECTO.

- 1.- Plano de localización que exprese:
 - a) La ubicación exacta de los terrenos en el municipio o municipios a que pertenezcan.
 - b) Sus medidas, colindancias y superficies demarcando si se trata de uno o varios predios.
- 2.- Plano topográfico con curvas de nivel a cada metro.
- 3.- Plano de conjunto, escala 1:5,000, marcando la distancia a zonas ya urbanizadas y sus ligas -- con las mismas de acuerdo a la cartografía que la Junta General de Planeación y Urbanización del Estado les proporcionará.
- 4.- Plano de proyecto cuya escala no podrá ser mayor a la 1:2,000 señalando:

- a) Su zonificación interna.
 - b) Areas de donación,
 - c) Proposición de nomenclatura.
 - d) Arbolado.
5. Plano de vialidad que marque claramente las áreas - destinadas a las calles, especificando sus características:
- a) Trazo de los ejes de estas calles, referido geométricamente a los linderos del terreno.
 - b) Los ángulos de intersección de los ejes.
 - c) Distancias entre ejes.
 - d) Signos que marquen la circulación de vehículos aprobados por el Departamento de Tránsito del Estado. - Estos planos deberán venir en escalas no mayores a la 1: 2,000.
- e) Plano que contenga las secciones transversales de las calles, en escala 1:100.
- 6) Plano manzanero, escala 1:500, conteniendo:
- a) Dimensiones y superficies de cada lote
 - b) Proposición de usos de suelo para los mismos.
 - c) Proposición de densidad de edificación.

II. PLANOS DE SERVICIO

- 1.- Planos de anteproyecto de instalaciones técnicas, propias del fraccionamiento, con sus descripciones correspondientes.
- 2.- Plano que indique las fuentes probables de aprovisionamiento de agua potable, posibles sitios - de descarga de los drenajes, alimentaciones eléctricas, telefónicas, etc, etc, y su liga con el-

fraccionamiento en cuestión.

III.- ESPECIFICACIONES GENERALES

1. Memoria descriptiva del proyecto conteniendo:
 - a) Clasificación del fraccionamiento
 - b) Normas de calidad de las obras
 - c) Especificaciones y presupuesto.
 - d) Proposición de restricciones a las que debe estar sujeto el fraccionamiento,
2. ESPECIFICACIONES DE CONSTRUCCION DE LAS DIVERSAS OBRAS DE URBANIZACION.
3. Plano que, en su caso, defina las etapas de - realización y secuencia de las obras con su - calendario de obras correspondiente.
4. En el caso de que el fraccionamiento pretenda ejecutarse en diferentes secciones deberá ad- juntarse al plano que las señale y el calendario de obras respectivo.

IV. DOCUMENTACION COMPLEMENTARIA

1. Proyecto de reglamento al que se sujetarán -- los adquierentes de lotes, en su caso, conte-- niendo las restricciones que sean aprobadas.
2. Autorización de los Organismos que controlen - los diferentes servicios públicos, en caso que la hayan otorgado.

Art. 29. En la propia autorización el Ayuntamiento señalará el importe a que asciende el 1.5% del presu-- puesto total de las obras de urbanización del --

fraccionamiento, porcentaje que, en los términos de esta Ley deberá cubrir la parte interesada, en la Tesorería Municipal precisamente antes de que se de principio a las obras, como tasa por supervisión, en los términos del Art. 35 de la presente Ley.

DE LAS OBLIGACIONES DEL FRACCIONADOR.

Art. 34 El fraccionador deberá donar al Ayuntamiento, las superficies que se destinarán exclusivamente para parques, mercados, puestos de policía y otros servicios públicos similares.

Dicha donación se efectuará en los siguientes términos:

1.- Tratándose de fraccionamientos habitacionales. La donación del Ayuntamiento comprenderá el 15% de la superficie neta de los mismos.

ESPECIFICACIONES DE URBANIZACION DE LAS UNIDADES HABITACIONALES QUE SE CONSTRUYEN PARA EL INFONAVIT EN LAS LOCALIDADES COMPRENDIDAS DENTRO DE LA DELEGACION VI.

DESPALME DEL TERRENO:

Eliminación de la capa superficial de tierra vegetal conteniendo residuos y raíces, ejecutada en la zona de edificación o urbanización.

El espesor de la capa estará dada por el proyecto o por el Infonavit. Dependerá de la clase de terreno en el lugar y del tipo de edificación o urbanización por realizarse. Deberá ser lo menor posible con objeto de evitar grandes movimientos de tierra y rellenos posteriores.

Antes de iniciar los trabajos se harán las calas o pozos a cielo abierto en las dimensiones y lugares que indique el Infonavit para confirmar o rectificar el espesor del despalme indicado en el proyecto.

Se procederá a un levantamiento topográfico determinando los niveles naturales del terreno para calcular las cantidades del trabajo una vez terminado. Cuidando de no retirar material que pueda servir como relleno siendo el contratista responsable de cualquier cantidad que se retire de la obra pudiendo haberse utilizado. Esta cantidad deberá reponerse con un material de calidad y cantidad similar al retirado sin cargo alguno para el Infonavit.

Una vez concluido el trabajo se hará otro levantamiento de nivelación para verificar la exactitud del trabajo y cuantificar el volumen de obra.

El nivel del terreno despalmado en cualquier punto no diferirá en más de 5 cms. del nivel señalado para el trabajo. El nivel promedio obtenido deberá ser igual al nivel del proyecto.

En las zonas previamente plataformeadas con material de calidad adecuado al trabajo por realizar, solo se autorizará un deshierbe en caso de ser necesario.

NIVELACION Y TRAZO:

Trabajos necesarios para definir puntos, distancias, ángulos y cotas en el terreno partiendo de los datos del proyecto.

El trazo se hará con teodolito de aproximación angular de un minuto y con cinta metálica. La nivelación se hará con nivel montado. Los bancos y mojoneras serán de concreto localizando el punto de referencia con un clavo, colocando dentro de la mojonera, llevando una identificación con el número o letra del punto eje.

La poligonal del trazo tendrá una aproximación lineal de 1/3000 M. y de cierre angular de $1'' n n$ "número de ángulos medidos.

ESCAVACIONES:

Según el tipo de excavaciones serán a cielo abierto o en cepas.

Según las condiciones hidráulicas será excavación en seco o en agua.

Según el material será en tipo I, tipo II, o tipo III.

El material del terreno se clasifica en 3 tipos - dependiendo de la resistencia que oponga a la maquinaria o herramienta utilizada para la excavación.

- a) Material I: Es el que puede excavar-se eficientemente - con una escropea de capacidad adecuada tirada por un -- tractor de orugas de 100 caballos de potencia en la barra sin auxilio de arados.

Cuando la excavación es hecha a mano, puede atacarse - con pala exclusivamente. Esto no implica que no convenga el uso de picos para aumentar el rendimiento en la-
excavación.

Como ejemplos se presentan una arena no cementada, o - un limo ligeramente cementado con partículas menores - de 7 Cms.

- b) Material II: Es el que puede excavar-se eficientemente- con una pala mecánica de 1 M3. de capacidad. Cuando la excavación es hecha a mano requiere del uso del pico - y de la pala.

Como ejemplos se presentan rocas muy intemperizadas y- conglomerados medianamente cementados.

- c) Material III: Es el que para excavar-se requiere del -- uso de cuña, marro o explosivos. Ocasionalmente puede-

usarse equipo neumático.

Como ejemplos se presentan las rocas basálticas y los conglomerados fuertemente cementados.

Cuando en el terreno se encuentran mezcladas varias clases de material, se indicará por parte de un laboratorio autorizado, cada una de las partes proporcionales (medidas en volúmen) correspondientes a cada tipo. Como ejemplo se presenta un terreno que tenga partes iguales de material I y material III; se clasificará con 50%, 0% y 50%.

Si el nivel de aguas freáticas o escurrimientos subterráneos inundan el fondo de la excavación y el agua no puede ser extraída de una manera económicamente costeable a juicio del Infonavit, se considerará la excavación bajo el nivel del agua.

Las dimensiones, niveles, taludes, holguras y demás características de la excavación serán indicadas en el proyecto, en el estudio de Mecánica de Suelos o por el Infonavit.

El Contratista deberá presentar por escrito al Infonavit, antes de iniciar el trabajo un estudio que justifique el procedimiento que adoptará para la excavación a fin de que sea aprobado.

Cualquier trabajo ejecutado sin autorización del Infonavit, será estimado por el P.U. correspondiente al procedimiento que a juicio del Infonavit sea el más económico.

El material producto de la excavación sera aca---

rrcado fuera de la obra únicamente en aquellos casos en - que no pueda usarse como relleno, El material que pudiendo haberse utilizado como relleno fuera acarreado fuera - de la obra deberá ser repuesto con otro de calidad simi-- lar por cuenta del contratista,

- a).- Se harán nivelaciones y mediciones antes y después - del trabajo que permitan determinar el volúmen de la excavación con aproximación al décimo de M3.
- b).- Conforme avance la excavación deberá verificarse la - clasificación de material excavado.
- c).- No se medirá para efectos de pago la sobre excava--- ción hecha por error de trazo o nivelación.

R E L L E N O S :

Colocación y en su caso compactación de material inerte,

El material utilizado en los rellenos podrá ser- producto de las excavaciones o material traído de un ban- co de préstamo, obligándose el contratista a no acarrear- fuera de la obra el producto de la excavación que pudiera utilizarse posteriormente como material de relleno.

E J E C U C I O N :

Deberán correrse nivelaciones con nivel montado o manguera antes y después de colocar el relleno a fin de -- poder cuantificar el volúmen de material.

RED DE ALCANTARILLADO :

Red formada por tuberías, registros, coladeras y válvulas localizadas en el exterior de las edificaciones-destinadas a desalojar aguas negras, pluviales o jabonosas.

La forma de la red, material y diámetros de la tubería, dimensiones y localización de registros, coladeras y demás accesorios estarán dados por el proyecto.

Se usará tubo de primera calidad de una marca re conocida o que cumpla con las normas señaladas entre paréntesis: de concreto simple (ASTM-C-14-62) de concreto armado (ASTM-361) según indique el proyecto.

Se hará un trazo y nivelación previo para determinar posibles interferencias de la red con otras instalaciones subterráneas; eléctricas, telefónicas o de gas. En este caso se propondrán al Infonavit por escrito las solu ciones para su aprobación o modificación.

Con el trazo y nivelación definitivos se hará la excavación para alojar la tubería, los registros y pozos-de visita o de caída, colocando puentes de madera a una distancia máxima de 8 metros que permitan verificar el ni vel del fondo de la excavación y más tarde el nivel de la tubería.

El ancho de las cepas será menor posible dependiendo de la profundidad y diámetro de la tubería permitiendo la colocación, junteo y revisión de pendientes y pruebas. A título de guía se muestra la tabla siguiente:

ANCHO LIBRE DE ZANJAS PARA ALOJAR TUBERIAS
(CM.) PROFUNDIDAD DE LAS ZANJAS

Díámetro del tubo	Hasta 1,25 M.	De 1,26 a 2,00 M.	De 2,01 a 3,00 M.	De 3,01 a 5,00 M.
Hasta 25 Cms.	60	70	70	75
30 Cms.	60	75	75	80
38 Cms.	60	90	90	90
45 Cms.	70	105	110	115

En los sitios señalados para los registros o pozos se hará el firme de concreto antes del tendido de la tubería.

El tendido de la tubería se hará partiendo del punto más bajo de la red colocando la campana de todos los tubos aguas arriba y recibiendo los en la campana del tubo inmediato anterior con un mortero cemento-arena 1:5.

Una vez tendida la tubería se revisará la pendiente general de todos y cada uno de los tramos comprendidos entre dos registros, verificando que ninguno de los tubos del tramo se hubiere colocado en contrapendiente.

La compactación de relleno se hará cuidando de no mover o dañar la tubería ni las juntas.

Todas las estructuras del sistema, tales como pozos de visita y bocas de tormenta, se construirán de acuerdo con los proyectos tipo de la Dirección de Obras Públicas. Por lo que respecta a las bocas de tormenta serán del tipo piso banquetea (74-2), sus rejillas deberán tener una separación de 5 Cms. y se conectarán al drenaje pluvial --

combinado con diámetro no inferior a 10" hacia un pozo -- de visita estando localizadas en los lugares que esta Dirección indique, así como pozo de absorción anexo a la boca de tormenta.

Tanto el material como la mano de obra deberán - sujetarse en la ejecución de las obras, a las especificaciones de la Oficina de Agua y Alcantarillado, incluyendo las conexiones domiciliarias.

Además, las tuberías y tapas de concreto, debe-- rán ajustarse a las normas de la Dirección General de Normas de la Secretaría de Industria y Comercio. Para la - - recepción de las tuberías se avisará oportunamente a las Oficinas de Obras Públicas del Ayuntamiento correspondiente y al Departamento de Agua y Alcantarillado las que comisionarán a una persona para que las reciba por tramos - verificando la pendiente fijada y comprobando las cotas - a nivel fijo, proporcionado por el constructor en cada -- inspección o recepción.

El fraccionamiento descargará sus aguas negras y pluviales al colector que el Gobierno del Estado indique, según convenio celebrado por conducto del Departamento de Obras Públicas.

RED DE AGUA POTABLE:

D e f i n i c i ó n :

La clase y diámetro de tubería, conexiones, vál-- vulas de control y válvulas de cuadro a usar estarán indi cadas en el proyecto y deberán cumplir con lo indicado en los conceptos correspondientes.

Los registros donde se colocarán las válvulas de berán ser de dimensiones que permitan la operación y conservación adecuadas de las válvulas.

EXCAVACION DE CEPAS:

La excavación de las zanjas o cepas, debe realizarse incluyendo las operaciones necesarias para amacizar o limpiar la plantilla o taludes de las mismas, la remoción del material producto de las excavaciones, su colocación a uno o a ambos lados de la zanja, disponiéndolo en tal forma que no interfiera con el desarrollo normal de los trabajos y la conservación de las excavaciones hasta la instalación satisfactoria de la tubería.

El contratista deberá dejar un pasillo de 60 cms. (que estará siempre libre de obstáculos), entre el límite de la zanja y el pie del talud del borde formado por el material producto de la excavación. No se deberán dejar abiertas las cepas más de 15 (quince) días. Las excavaciones deberán afinarse tanto en las paredes como en el fondo donde se afinarán minuciosamente a fin de que la tubería que se instale posteriormente quede a la profundidad señalada y con la pendiente del proyecto.

Las dimensiones de las cepas variarán en función del diámetro de la tubería que será alojada en ellas tomando como base el diámetro mínimo que se remite será de 10 cms. (4") como se señala en el cuadro siguiente:

CENTIMETROS	DIAMETRO PULGADAS	ANCHO EN CMS.	PROFUNDIDAD EN CMS.
10	4	60	100
15	6	70	110
20	8	75	115
25	10	80	120
30	12	85	125
36	14	90	130

Si al hacer las excavaciones se encuentra roca o material clasificado como tal, se colocará el tubo sobre bloques de madera de 5 cms. de altura y éstos a su vez sobre una capa de tierra perfectamente apisonada, de modo que al efectuar el encamado, el tubo quede 15 cms. de separado del fondo de la capa por una capa de material selecto y uniforme.

Si al ejecutar las excavaciones se tropezara con tuberías de agua potable, alcantarillado, ductos telefónicos o eléctricos o cualquier otra clase de instalaciones subterráneas, el contratista está obligado a protegerlas y cualquier daño cuasado a esas instalaciones será responsabilidad del mismo; además de que deberán dejar una separación de, como mínimo 30 cms. entre ducto y ducto.

INSTALACION DE TUBERIAS :

Todas las tuberías serán de tubo de asbesto-cemento clase A, probada en fábrica de 17.5 atmósferas norma -- C12-1960-DGN-SIC-1YC.

Previamente a la instalación de la tubería, esta deberá estar limpia de tierra, exceso de pintura, aceite - polvo o cualquier otro material que se encuentre en su in-

terior o en las caras exteriores de los extremos del tubo que se instalará en los coples correspondientes.

Una vez bajada al fondo de las cepas, las tuberías deberán ser alineadas y colocadas, procediéndose a continuación a instalar las juntas correspondientes.

La tubería se tenderá de manera que apoye en toda la longitud en el fondo de la excavación previamente afinada y los coples nunca deberán descansar sobre el lecho de la cepa, debiendo estar correctamente alojada dentro de la misma.

Las piezas de los dispositivos mecánicos o de cualquier otra índole usados para mover las tuberías que se pongan en contacto con ellas, deberán ser de madera, hule, cuero, yute o lona para evitar que las dañe.

La tubería se manejará o instalará de tal modo que no resienta esfuerzos cusados por flexión.

Al proceder a su instalación, se evitará que penetre en su interior agua o cualquier otra substancia y que se ensucien las partes interiores de los coples.

El supervisor comprobará mediante hilos o cualquier otro procedimiento que juzgue conveniente que tanto en planta como en perfil, la tubería quede debidamente alineada.

Cuando el proyecto indique que el trazo es en curva, la deflexión máxima permisible será de 5° por tramo de tubería.

Cuando el trazo en la curva no se ajuste a las -

Indicaciones anteriores se instalarán codos para librar - las deflexiones con sus respectivo atraque.

Cuando se presenten interrupciones en los trabajos o al final de cada jornada de labores, deberán taparse los extremos abiertos de las tuberías cuya instalación no esté terminada, de manera que no puedan penetrar a su interior materiales extraños, tierra, animales, etc.

El embone de los tubos se hará con coples y gomas.

La unión de tubería de asbesto-cemento con extremo liso, con los extremos lisos de piezas especiales en -- los cruceros, se afectará por medio de Juntas Gibault.

No se deberá instalar tuberías cuando exista - -- agua en el interior de las cepas,

PRUEBA DE TUBERIAS :

Una vez terminada la instalación de alguno o varios tramos completos de tuberías se procederá a la prueba de la misma, debiéndose llenar la tubería de agua cuando menos 24 horas antes de la prueba, la que se hará con 2 (dos) manómetros, siendo la presión 1.5 veces, la presión de trabajo de la tubería siendo permisible una fuga de 3,5 lts. por centímetro de diámetro por Km. de tubería en una hora, o sea que los manómetros no deben de bajar - más de 3,5 lbs. en una hora.

T I P O	PRESION
A - 5	7.5 Kg/om ² .
A - 7	10.05 Kg/om ² .
A - 10	15.00 Kg/om ² .

Las pruebas de tubería deberán de efectuarse primeramente por tramos no mayores de 400 mts. y posterior--mente, circuitos completos incluyendo válvulas.

En tuberías de asbesto-cemento con diámetro de - 203 mm. 254 mm. (8" y 10") la llave de inserción tendrá - un diámetro máximo de 25 mm. (1").

Las pruebas antes descritas se harán después de haberse construido el último atraque de concreto. Se colocarán atraques de concreto en los cambios de dirección -- y en las puntas muertas.

INSTALACION DE VALVULAS Y PIEZAS ESPECIALES :

Antes de su instalación, las piezas especiales - deberán ser limpiadas de tierra, exceso de pintura, aceite, polvo o cualquier otro material que se encuentre en - el interior o en las juntas.

Previamente al tendido de un tramo de tubería se instalarán los cruceros, colocándose tapas ciegas provisionales en los extremos de esos cruceros que no se conecten de inmediato. Los cruceros se colocarán en posición - horizontal con los vástagos de las válvulas perfectamente verticales y estarán formados por las cruces, tees, codos, válvulas y demás piezas especiales que señale el proyecto.

La unión de las bridas de piezas especiales, deberá efectuarse cuidadosamente, apretando los tornillos y tuercas de forma de aplicar una presión uniforme que impida fugas de agua. Si durante la prueba de presión hidrostática a que se encuentren conectadas, se observaran fugas, deberá desarmarse la junta para volverla a unir de nuevo, empleando un sello de plomo de repuesto que no se encuen--

tre previamente deformado por haber sido utilizado con anterioridad. Además las piezas especiales que presenten fugas deberán de ser reemplazadas.

CONSTRUCCION DE CAJAS DE VALVULAS :

Antes de colocarse un crucero que lleve algunas - válvulas, se construirá la base de la caja que constará de una loza de concreto de 15 cms. de espesor f'c=150 Kgs/cm². la cual irá sobre una capa de mampostería de piedra también de 16 cms. de espesor.

Sobre la base de concreto irán los muros de ladrillos de lama colocados a tezón al centro de las extremidades y se enjarrarán interiormente con mortero de cemento - arena de río en proporción de 1:4, sobre los muros se construirá una loza de concreto reforzado con un f'c = 250 Kgs/cm², la cual tendrá tapas de acceso de fierro fundido de 60X60 cms. y las cuales quedarán al nivel del pavimento, - elementos requeridos para su cultivo específico.

En caso de que la tierra del lugar no cumpla con los requisitos mínimos, se colocará una capa de tierra lama de 15 cms. de espesor que contenga nitrógeno, fósforo - y potasio.

ANILLETAS Y TAPAS DE POZOS DE VISITA :

Las anilletas de pozos de visita deberán quedar - integradas en una loza de concreto hidráulico de dimensiones 2.00 mts. x 2.00 mts. y 15 cms. de espesor, y tanto -- éste concreto como el utilizado en las tapas de los mismos pozos tendrá una resistencia a la compresión a los 28 días de edad de 250 Kg/cm².

GENERALIDADES:

El contratista deberá colocar por su cuenta barreras, señales y todos aquellos obstáculos convenientes para evitar el tránsito sobre la carpeta que tenga menos de 24 horas de terminada.

ANILLETAS Y TAPAS DE POZOS DE VISITA :

Tanto las anillettas que serán de tipo integral, como las tapas de pozos de visita, deberán ser de concreto de 250 Kg/cm², de resistencia a la compresión.

CARACTERÍSTICAS DEL CONCRETO Y METODOS DE CONSTRUCCION :

El concreto utilizado tendrá las siguientes características:

- a).- El 90% de las resistencias, deberá ser igual o mayor a la del proyecto (es decir, de cada 10 resistencias sólo una podrá ser inferior a la del proyecto) y ninguna resistencia será menor al 85% de la del proyecto.
- b).- El coeficiente de variación no será mayor de 15.
- c).- El revestimiento del concreto en el sitio del colado, deberá ser de 4 a 6 cms.
- d).- El tamaño máximo de la grava utilizada será de 1 1/2". Tanto este material como la arena deberán cumplir con las especificaciones respectivas de la S.O.P.
- e).- Para comprobar la eficiencia del vibrado, el espesor de la loza y la resistencia del concreto, se extraerán nū

cleos del concreto endurecido a criterio de la Dirección de Obras Públicas.

f).- El curado deberá hacerse con aplicaciones continuas de agua, una capa de arena humedecida o con un producto industrial, registrado y aprobado por la Dirección de Obras Públicas de la localidad.

g).- Si el concreto se fabrica en el lugar, deberá usarse revolvedora mecánica y si se usa premezclado deberá ser transportado en camiones equipados con motorevolvedora.

h).- La revolvedora se distribuirá uniformemente sobre la superficie de la sub-base y se compactará mediante vibrador de inmersión seguido de rasero vibrador. El terminado del concreto se hará con banda de hule, plana y escoba.

i).- El tiempo que transcurre entre el vaciado de una revoltura y la siguiente, no deberá ser mayor de 45 minutos pues de lo contrario será necesario hacer una junta de construcción.

L I M I T E S :

Los cruceros localizados en los límites de la zona, deberán pavimentarse hasta la línea de propiedad de las fincas beneficiadas.

GENERALIDADES:

El contratista deberá colocar por su cuenta barreras, señales y todos aquellos obstáculos convenientes-

para evitar el tránsito sobre un concreto que tenga menos de 15 días de edad. En caso de lluvias, se evitará que se lluevan las lozas recién coladas y se formen corrientes - sobre el pavimento que no haya terminado de fraguar. De - no tomarse las precauciones necesarias para que las llu-- vias no dañen el pavimento, se ordenará la reposición de-- aquellas lozas que sufrieron desperfectos tales, que a -- juicio del Infonavit sea conveniente reparar.

Si sucede cualquiera de los dos casos anteriores, se repondrán las lozas.

Los materiales rescatados, tales como piedra, -- guarniciones, etc., son propiedad del Infonavit y deberán transportarse limpios por cuenta del Contratista al lugar donde lo indique el Infonavit.

El pavimento deberá quedar limpio de escombros, - así como las banquetas adyacentes.

C E P A S :

Todas las cepas se rellenarán con buen material - y se muestrearán en 40 cms. debiendo de tener una compacta-- ción mínima a 90%.

NOTA: Los porcentajes de compactación se refieren al peso-- volumétrico seco máximo del material a usar.

NOTA: Por ningún motivo deberá realizarse cambios de estas especificaciones básicas, sin la autorización correspon-- diente del titular de la oficina de Proyectos y Construc-- ción.

Las especificaciones especiales que se aparezcan-- en este documento, deberán proponerse para su autorizaci-- ón al titular de la oficina de Proyectos y Construcción.

B I B L I O G R A F I A

- 1.- PLAN DE DESARROLLO URBANO DE LA CIUDAD DE AMECA, JAL.
 - 2.- MANUAL DE ESTADISTICA BASICA S.P.P., CENSOS GENERALES DE POBLACION 1970 y 1980.
 - 3.- MANUAL DE LA SECRETARIA DE ASENTAMIENTOS HUMANOS Y OBRAS PUBLICAS, SAHOP.
 - 4.- MECANICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES,
Carlos Crespo Villalaz
 - 5.- NORMAS DE AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM.)
 - 6.- MANUAL DE POZOS PEQUEÑOS.
Uric P. Gibson, Rexford D. Singer
 - 7.- ABASTECIMIENTO DE AGUA Y ALCANTARILLADO.
Ernest W. Steel.
 - 8.- NORMAS DE PROYECTO PARA OBRAS DE APROVISIONAMIENTO DE AGUA POTABLE EN LOCALIDADES URBANAS DE LA REPUBLICA MEXICANA,
Editada por SAHOP, en 1981.
 - 9.- INGENIERIA SANITARIA APLICADO A SANEAMIENTO Y SALUD-PUBLICA,
Francisco Unda Opazo.
 - 10.- FLUORACION DEL AGUA POTABLE,
Franz J. Maier.
 - 11.- NORMAS PARA CONSTRUCCION DE REDES DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO,
Editado por SEDUE.
-

- 12.- APUNTES DE LA CATEDRA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE,
Ing. Carlos Trujillo del Rfo.
- 13.- APUNTES DE LA CATEDRA DE ALCANTARILLADO,
Ing. Guillermo García.
- 14.- APUNTES DE LAS CATEDRAS DE HIDRAULICA,
Ing. Sebastian Becerra.
- 15.- APUNTES DE LA CATEDRA DE OBRAS HIDRAULICAS,
Ing. Ramón Solís
- 16.- ESPECIFICACIONES DE URBANIZACION DE LAS UNIDADES HABITACIONALES QUE SE CONSTRUYEN PARA EL INFONAVIT EN LAS LOCALIDADES COMPRENDIDAS DENTRO DE LA DELEGACION VI.
- 17.- LEY ESTATALE DE FRACCIONAMIENTOS.