



Universidad Nacional Autónoma de México

FACULTAD DE INGENIERIA

263
53

**“ PROYECTO DE LAS INSTALACIONES HIDRAULICAS
Y SANITARIAS EN EDIFICIOS Y REDES EXTERIORES
DEL NUEVO AEROPUERTO DE LORETO, B. G. S. ”**

TESIS PROFESIONAL

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL

P R E S E N T. A:

Rafael Corral Urquides



Universidad Nacional
Autónoma de México



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.

INDICE

	Pag.
INTRODUCCION	1
CAPITULO I . PLANTEAMIENTO GENERAL DEL PROYECTO.	3
1.1. Descripción del proyecto.	3
CAPITULO II. SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA.	9
2.1. Fuentes de abastecimiento.	9
2.1.1. Análisis y selección de alternativas.	13
2.1.2. Localización del pozo de abastecimiento y cantidad y calidad de las aguas - subterráneas.	16
2.2. Diseño de captación.	20
2.2.1. Población de proyecto (año 1990) .	21
2.2.2. Dotación.	23
2.2.3. Volumen de almacenamiento.	24
2.2.4. Tiempo de bombeo.	25
2.2.5. Gasto de diseño.	26
2.3. Diseño de la línea de conducción.	27
2.3.1. Diámetro preliminar.	30
2.3.2. Obtención de la carga dinámica total.	32
2.3.3. Diámetro más económico.	44
2.4. Selección del equipo de bombeo.	44
CAPITULO III. INSTALACIONES PARA AGUA POTABLE.	48
3.1. Consideraciones generales de diseño.	48
3.2. Redes interiores en los edificios.	49
3.2.1. Diseño en edificio terminal.	59
3.2.2. Diseño en torre de control.	59

	Pag.	
3.2.3.	Diseño en edificio anexo para máquinas.	60
3.2.4.	Diseño en edificio de bomberos (CBEI).	60
3.2.5.	Diseño en edificio anexo para oficinas.	60
3.2.6.	Resumen de resultados.	62
3.3.	Redes exteriores de distribución.	80
3.3.1.	Red de servicios generales.	80
3.3.2.	Red contra incendio.	92
3.4.	Cálculo y selección de equipos de bombeo.	97
3.4.1.	Equipos de bombeo para redes generales.	99
3.4.2.	Bombas contra incendio .	104
CAPITULO IV.	INSTALACIONES PARA DRENAJE SANITARIO	115
4.1.	Consideraciones generales para diseño.	115
4.2	Redes interiores en los edificios.	116
4.2.1.	Diseño.	119
4.2.2.	Resumen de resultados.	126
4.3.	Redes exteriores.	129
4.3.1.	Diseño	133
4.4.	Tratamiento y disposición final.	142
CAPITULO V.	INSTALACIONES PARA DRENAJE PLUVIAL	145
5.1.	Consideraciones generales.	145
5.2.	Diseño de la red exterior.	146
VI . CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.		155
VII. BIBLIOGRAFIA.		157

A

RELACION DE PLANOS

- No. 1 Planta general del aeropuerto y localización de sondeos. Croquis de localización.
- No. 2 Sistema de abastecimiento de agua del pozo profundo. Línea de conducción a cisterna y equipo de bombeo. Topográfico.
- No. 3 Red exterior de agua potable.
- No. 4 Equipos de bombeo de agua potable.
- No. 5 Isométricos de instalación hidráulica edificio terminal.
- No. 6 Isométricos de instalación hidráulica, edificio torre, anexo y CREI.
- No. 7 Isométricos de instalación sanitaria en edificio terminal.
- No. 8 Isométricos instalación aguas negras y jabonosas, edificio torre, anexo, CREI.
- No. 9 Red exterior de drenaje de aguas negras, de aguas pluviales y jabonosas. Fosas sépticas.

- Fig. 1 Arreglo tipo WENNER-NEWMAN .
- Fig. 2 Arreglo tipo SCHULMBERGER .
- Fig. 3 Esquema topográfico del bombeo para CDT.
- Fig. 4 Pérdida de carga en conexiones.
- Fig. 5 Curvas Q-M para < 300 .
- Fig. 6 Curva Q-M para > 300 .
- Fig. 7 Pérdida de carga por fricción en tuberías de cobre.
- Fig. 8 Croquis de la red de servicios generales.
- Fig. 9 Croquis de la red de agua contra incendios.
- Fig. 10 Curvas de rendimiento bombas hidroneumáticas.
- Fig. 11 Curvas de rendimiento bombas contra incendio.
- Fig. 12 Características hidráulicas de tuberías. Fórmula de Manning.
- Fig. 13 Croquis de tratamiento de aguas negras, tanques sépticos (corte) .

- No. 1 Programa de Inversiones DGA, SAHOP .
- No. 2 Resultado de los análisis de agua cruda del pozo.
- No. 3 Parámetros para el estudio de áreas del plan maestro.
- No. 4 Valores del coef. C para aplicarse en la fórmula de Hazen Williams.
- No. 5 Pérdidas por fricción línea pozo - cisterna .
- No. 6 Análisis de diámetro más económico .
- No. 7 Equivalencia de los muebles en unidades de gasto.
- No. 8 Cálculo hidráulico en edificio terminal.
- No. 9 Cálculo hidráulico en torre de control.
- No.10 Cálculo hidráulico en anexo a máquinas.
- No.11 Cálculo hidráulico en edificio CREI.
- No.12 Pérdidas por fricción en edificio terminal.
- No.13 Pérdidas por fricción en torre de control.
- No.14 Pérdidas por fricción en edificio anexo.
- No.15 Pérdidas por fricción en edificio CREI.
- No.16 Resumen de resultados .

- No. 17 Guía para determinar capacidad de tanques hidroneumáticos.
- No. 18 Equivalencia en unidades mueble de descarga.
- No. 19 Máximo de U-M que pueden conectarse en cualquier sección de drenaje .
- No. 20 Ramificaciones horizontales y bajadas.
- No. 21 Tuberías de ventilación .
- No. 22 Edificio terminal .
- No. 23 Edificio del CREI .
- No. 24 Edificio anexo .
- No. 25 Torre de control
- No. 26 Cálculo hidráulico colector de aguas negras.
- No. 27 Diámetro 100 mm.
- No. 28 Diámetro 150 mm.
- No. 29 Diámetro 200 mm.
- No. 30 Diámetro 250 mm.
- No. 31 Diámetro 300 mm.
- No. 32 Diámetro 380 mm.
- No. 33 Cálculo hidráulico colector Ap + AN .

INTRODUCCION .

Con el objeto de sentar las bases para el desarrollo integral del nuevo estado de Baja California Sur en la península del mismo nombre, el Gobierno Federal se ha propuesto la creación de la infraestructura necesaria para este fin.

Dentro de los planes elaborados y considerando las características propias de la península, se ha visto la conveniencia de promover intensamente la actividad turística como una fuente permanente y creciente de generación de empleos y divisas para el país.

De este modo, primero se hizo la construcción de la Carretera Transpeninsular, terminada en 1970 y que a lo largo de 1500 Kms. aproximadamente recorre la península de Baja California de norte a sur, desde Tijuana hasta Cabo San Lucas, conectándola a las importantes y ricas poblaciones del oeste de los Estados Unidos. Simultáneamente, con el establecimiento de las rutas de transbordadores que de los principales puertos del Pacífico, como Mazatlán, Guaymas, Topolobampo y Puerto Vallarta, van a los de la costa oeste del Golfo de California (Cabo San Lucas, La Paz y Santa Rosalía), se ha facilitado mucho la

llegada de la corriente turística nacional .

El siguiente y actual paso, aunado a la apertura y acondicionamiento de centros turísticos, hotelería, comercio, etc., ha sido la ampliación al aeropuerto internacional de La Paz, así como el inicio de la construcción de los nuevos aeropuertos internacionales de Los Cabos y Loreto.

El presente trabajo tiene como fin el proyecto de las instalaciones hidráulicas y sanitarias tanto en los edificios como las redes exteriores, para el Aeropuerto de Loreto.

CAPITULO I. PLANTEAMIENTO GENERAL DEL PROYECTO .

1.1 Descripción del proyecto .

La población de Loreto se encuentra localizada en la parte media del estado de Baja California Sur, a 360 Kms. al norte de La Paz, sobre la Carretera Transpeninsular y en la costa oeste del Golfo de California. Sus coordenadas geográficas y temperatura media anual son las siguientes :

Longitud W	111° 27'
Latitud N	26° 01'
Altitud	3.5 m.s.n.m.
T.M.A.	24.2°C.

Este nuevo aeropuerto, que está en construcción, se sitúa a unos 2 KM. al sur de dicha población (Ver plano No. 1). La obra a realizar, se desarrolla en una extensión sensiblemente rectangular limitada al este por el Golfo de California. Mide de lado corto 1000 m. y una longitud media de 2670 m., lo que nos da un área de 267 ha.

El período operacional de este proyecto abarca hasta el año de 1990 y corresponderá a la conclusión de la llamada 2a. etapa, ya que la primera, terminada en 1973, está funcionando actualmente. Esta primera etapa consistió en

lo siguiente :

1. Pista 16-34 de 1400 x 30 m.
2. Calle de rodaje A .
3. Plataforma de operaciones de 50 x 32 m.
4. Edificio terminal y torre de control para primera etapa.

La segunda etapa comprende la construcción de dos sistemas principales, denominados en el ramo aeronáutico como el sistema tierra-aire y el sistema tierra-tierra.

El sistema tierra-aire lo constituyen el siguiente conjunto de elementos (ver plano No. 2).

1. Pista principal 16-34 de 2200 x 45 m.
2. Calles de rodaje A y B.
3. Plataforma para avionetas de 180 x 90 m.
4. Plataforma de operaciones de 180 x 90 m.
para aeronave crítica B-727-200 ó DC-9-30 .
5. Zona de combustibles.
6. Torre de control requerida para 2a. etapa.

El sistema tierra-tierra por su parte, está formado por - los elementos siguientes :

1. Edificio terminal requerido para 2a. etapa.
2. Edificio para el cuerpo de rescate y extinción de incendios (CREI).
3. Edificio anexo a máquinas.
4. Edificio anexo para oficinas.
5. Estacionamiento de vehículos.

Para la ejecución de estos trabajos, el Gobierno Federal ha estimado y asignado el programa de inversiones mostrado de manera condensada en la tabla No. 1 .

Para la construcción y buena operación del nuevo aeropuerto se requiere de la introducción de todos los servicios indispensables para la comodidad de los usuarios; - como son : los servicios de agua, drenaje, energía eléctrica, teléfono, restaurante, sonido, aire acondicionado, radio-comunicación, ayudas visuales, etc.

El objeto principal de este trabajo es, como ya se dijo - antes, resolver la cuestión del suministro y uso del agua

TABLA No. 1 .

AEROPUERTO DE LORETO, B.C.S.
PROGRAMA DE INVERSIONES

C O N C E P T O	MONTO (Millones de pesos).*
1. Edificio terminal y obras complementarias.	\$ 90.700
2. Pistas, rodajes, plataformas y obras complementarias.	\$ 50.310
3. Instalaciones para almacenamiento y distribución de combustibles.	\$ 6.286
4. Iluminación, ayudas visuales y obras complementarias.	\$ 6.500
Inversión Total	<u>\$153.796</u>

* Estimado en 1980.

Fuente : DIRECCION GENERAL DE AEROPUERTOS (DGA) S.C.T.

en las edificaciones del área terminal; así como la eliminación adecuada de las aguas residuales.

Para ello nos apoyaremos en las Normas y recomendaciones más usuales en nuestro país, como son las del " Reglamento de Ingeniería Sanitaria Relativo a Edificios " (SSA, - 1964), " Reglamento Federal sobre Obras de Provisión de Agua Potable " (SSA, 1953), " Reglamento para la Prevención y Control de la Contaminación de Aguas " (SSA, 1973); Las Especificaciones Generales de Construcción de la ex-Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas - (SAHOP); y las Normas de proyecto para obras de aprovisionamiento de agua potable en localidades urbanas de la República Mexicana (SAHOP - 1979).

Con el fin de organizar el diseño, la solución al problema planteado se puede dividir en varias etapas :

1. Solución del abastecimiento de agua, incluyendo la captación, el bombeo y la conducción a una cisterna de almacenamiento.
2. Diseño de las instalaciones para agua potable en todos los núcleos del área terminal.

3. Diseño de las instalaciones de drenaje, incluyendo el tratamiento y la disposición de las aguas residuales.

Después de esta breve exposición, a continuación se procederá detalladamente al desarrollo de las etapas señaladas.

CAPITULO II. SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA .

2.1 Fuentes de abastecimiento..

El disponer de agua en cantidad suficiente y calidad adecuada para los usos del aeropuerto, es el primer punto a tomar en cuenta para el diseño de las instalaciones hidráulicas.

Si partimos de la base de considerar la dotación de agua al aeropuerto como un sistema operado independientemente a otros sistemas similares como el turístico, agrícola, municipal, etc., y lo comparamos con ellos, se puede decir que el abastecimiento en cuanto a cantidad no representa mayores problemas ya que, en general, las necesidades de agua de los aeropuertos son relativamente bajas. Por lo que respecta a la calidad el agua necesariamente deberá ser potable dados los usos que tendrá dentro del aeropuerto; o sea, que deberá cumplir con las Normas oficiales de calidad para el agua potable.

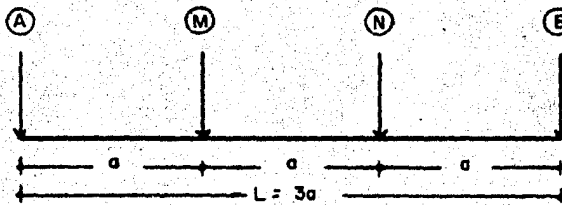
Para el abastecimiento de agua de los aeropuertos, generalmente se tienen tres alternativas para la captación, que son :

- a) Conexión a una red urbana existente.
- b) Captación de fuentes superficiales.
- c) Captación de fuentes subterráneas.

Las dos últimas requieren de estudios específicos preliminares, para conocer ubicación, producción mínima, calidad, etc. para lo cual es necesario efectuar estudios hidrológicos en la región, estudios de exploración geofísica, afloramientos y análisis de muestras en laboratorio.

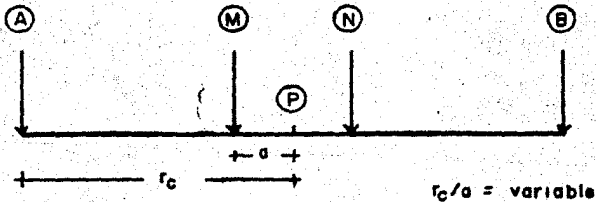
En nuestro caso, de acuerdo con la localización del aeropuerto, la fuente más probable la constituyen las aguas subterráneas, por lo que se aplicó un método de exploración geofísica a fin de determinar la posibilidad de su aprovechamiento. El método utilizado fué el eléctrico de resistividad, que consiste en el estudio de las variaciones de la resistividad (ρ) en la estructura geológica del subsuelo, a través de la Ley de Ohm, realizando lo que se llama unos Sondeos Eléctricos Verticales (SEV); para lo cual se insertan en el suelo cuatro electrodos situados en línea con una distribución prefijada, se introduce una corriente eléctrica al terreno por medio de dos de los electrodos (los colocados en los extremos) y la diferencia de potencial con la corriente que pasó por el subsuelo se mide con los otros dos electrodos (los intermedios).

Con la variación del espaciamento del tetra-electrodos se puede controlar la profundidad deseada del sondeo; y existen por lo tanto, algunas variantes o arreglos llamados, por ejemplo, la de WENNER - NEWMAN o la de SCHLUMBERGER, cuyos diagramas de distribución de los electrodos son como en la figs. 1 y 2 .



ARREGLO TIPO WENNER - NEWMAN

FIG. 1



ARREGLO TIPO SCHLUMBERGER

(Es simétrico con respecto a P)

FIG. 2

p punto en estudio.

A y B son los electrodos de corriente.

M y N son los electrodos de potencial.

La naturaleza y profundidad de las anomalías o características del subsuelo pueden ser estimadas e interpretadas - por el análisis de las curvas de resistividad en relación con la separación de los electrodos, obteniendo la resistividad aparente a distinta profundidad.

En la práctica y refiriéndose a la presencia de agua, los valores de resistividad eléctrica de los diferentes tipos de agua están en los siguientes ámbitos :

TIPO DE AGUA	RESISTIVIDAD en ohms/m.
Aguas en zonas montañosas	10^3 a 3×10^3
Aguas dulces superficiales	10 a 10^3
Aguas salobres superficiales	2 a 10
Aguas marinas	0.2 a 1

Mediante el método de la resistividad eléctrica se puede determinar la existencia de agua subterránea, su profundidad y un cierto indicio de su salinidad, pero no de todas sus características de calidad, ni de su cantidad. Para definir estos parámetros se requiere complementar el método citado con la perforación de un pozo piloto y la realización de los aforos necesarios para determinar el gasto probable de explotación, así como para tomar muestras requeridas para los análisis de laboratorio.

Es conveniente efectuar los aforos en época de estiaje, por ser en ésta cuando se presentan las condiciones más críticas del posible abastecimiento.

2.1.1 Análisis y selección de alternativas.

En general, en nuestro país se sigue el criterio de abastecer al aeropuerto con una fuente autónoma a otros usos; por lo cual, el estudio de las alternativas b) y c) anteriores, se limita en primer término al área del aeropuerto. Si los resultados indican que la disponibilidad de agua no es conveniente o suficiente, se amplía entonces el área del estudio.

Los aeropuertos, además, según el criterio actual, ya no se localizan tan cerca o casi dentro de una zona urbana como se hacía antes, sino a una distancia tal que ni en un futuro lejano sean absorbidos por el crecimiento urbano-normal del área a que sirven.

Finalmente, las características topográficas tan particulares que exigen, hacen poco probable la existencia de embalses o corrientes superficiales susceptibles de utilizarse como fuentes de abastecimiento cercanas al punto 4 de las necesidades.

De aquí resulta, por lo tanto, que un gran porcentaje de los sistemas de aprovisionamiento de agua en los aeropuertos de nuestro país, sean del tipo de pozo profundo o pozo somero; es decir, con captaciones subterráneas.

Para el caso del aeropuerto de Loreto y tomando en cuenta los conceptos explicados antes, se realizó en diciembre de 1977 y enero de 1978, un estudio geofísico por el método de resistividad eléctrica, con variante Schlumberger y relación $\overline{AB} / \overline{MN} \geq 5$, llevado hasta 150 mts. de profundidad en la zona del proyecto; el cual arrojó las siguientes conclusiones y recomendaciones (ver plano No.1):

1.- En los terrenos donde se construye el aeropuerto de Loreto, B.C.S., la única alternativa que se presenta para la captación de aguas subterráneas se refiere a la perforación de un pozo somero junto al sitio - de sondeo S-8, con las siguientes características :

Profundidad de perforación	30 mts.
Diámetro de perforación	406 mm. (16")
Tubería de ademe	273 mm. (10 3/4")
Columna	24 m. x 101 mm. (4")

2.- No es recomendable cambiar la localización del pozo del sitio fijado, pues en la medida en que éste se - desplace hacia el S-SW dentro del terreno, la cali - dad del agua va disminuyendo, siendo salobre a partir del S-9 al S-10 y salina del S-10 al S-15. De igual modo, entre los sondeos S-16 y S-18, el agua es salobre y a la altura de los sondeos S-17 y S-19 es sa - lina.

3.- Las conclusiones señaladas se basan en el hecho de - que en ese lugar las aguas de mejor calidad consti - tuyen un cuerpo que está flotando sobre el agua sa - lina debido a la permeabilidad continua del subsue - lo, de acuerdo con el equilibrio estático estableci - do por la teoría de GHYBEN-HERZBERG.

El espesor de este cuerpo de agua debe aumentar tierra adentro.

4.- Conviene tomar una serie de medidas tendientes a evitar la intrusión de aguas salinas, la cual aunque es lenta, una vez que se ha iniciado es prácticamente irreversible. Entre las medidas que deben tomarse al respecto, destacan :

- a) Dejar una sonda permanente de observación de los niveles estático y dinámico al instalar el equipo de bombeo definitivo para poder regular la extracción del agua.
- b) Durante la prueba de bombeo obtener muestras de agua y efectuar su clasificación desde el punto de vista físico-químico-bacteriológico.
- c) Impedir hasta donde sea posible nuevas extracciones de agua, por lo menos en un área de 2 Km. de radio, en relación al pozo.

2.1.2 Localización del pozo de abastecimiento y cantidad y calidad de las aguas subterráneas.

Con las conclusiones y recomendaciones del estudio anterior se resuelve gran parte del problema en relación con este punto.

Por una parte, la localización propuesta para efectuar la perforación tiene la ventaja de que junto al sondeo S-8- existe en explotación una noria de 17 metros de profundidad aproximadamente, con el nivel freático a unos 10 metros de profundidad; en la que por medio de una bomba con motor de 3 HP de potencia se proporciona agua para los servicios que actualmente funcionan en la primera etapa del aeropuerto.

Por otra parte, ha sido posible contar de antemano con análisis de laboratorio de muestras de agua tomadas en esa noria y cuyos resultados se muestran en la tabla No. 2, donde se hace también la comparación con las Normas Oficiales de Calidad para el agua potable.

OBSERVACIONES (Tabla No. 2) Agua cruda de pozo .

- 1.- En las tres muestras se tiene aproximadamente la misma composición analítica, sin variación apreciable.
- 2.- Desde el punto de vista físico-químico rebasa los límites marcados por las Normas para cloruros, dureza total, magnesio y sólidos totales. Por lo tanto, en cuanto a estos parámetros de calidad, el agua subterránea no es potable; sin embargo, para el uso que ten

TABLA No. 2
 RESULTADO DE LOS ANALISIS DE AGUA CRUDA DEL POZO

CONCEPTO	MUESTRA No. 1 PPM	MUESTRA No. 2 PPM	MUESTRA No. 3 PPM	VALOR MAX. PERM. POR LAS NORMAS. PPM.
Calcio	340	335	332	-
Magnesio (como Mg)	420	420	423	125
Hierro total (como Fe)	Huellas	Huellas	Huellas	0.3 (Fe+Mn)
Manganeso (como Mn)	0	0	0	0.3 (Fe+Mn)
Nitratos	22	20	20	50
Hidróxidos	0	0	0	-
Carbonatos	0	0	0	-
Bicarbonatos	170	165	168	400
Sulfatos	14	13	13	250
Cloruros	843	832	839	250
Alcalinidad a la fenolf.(F)	0	0	0	15
Alcalinidad total(M+F)	170	165	168	400
Acidez a la fenolftaleína	9.9	14.5	12.5	-
Dureza de Carbonatos	170	165	168	300
Dureza de no Carbonatos	590	590	587	150
Dureza total	760	755	755	300
Sílice total (como SiO ₂)	55	53	53	-
Materiales incrustantes	815	808	808	-
Sólidos disueltos por conductividad	1158	1153	1148	1000
Potencial Hidrógeno(pH)	7.54	7.37	7.40	6-8

18

FECHA DE ANALISIS : 20-X-80 .
 AEROPUERTO DE LORETO, B.C.S.

FUENTE : DIRECCION GENERAL DE AEROPUERTOS, SCT
 DEPTO. PROYECTOS DE INSTALACIONES

drá en las instalaciones del aeropuerto la calidad - físico-química no representa ningún problema, con la posible excepción de la formación de incrustaciones - dado el contenido de dureza.

- 3.- Los análisis de tipo bacteriológico no se han realizado por la dificultad de tener a la mano un laboratorio que los pueda efectuar en el corto espacio de tiempo disponible para que la muestra no sufra alteración de sus condiciones originales en el pozo.

Por ello, en cuanto a la calidad bacteriológica, con el fin de garantizar el cumplimiento de las Normas para este parámetro se instalará un equipo de desinfección a base de cloro en la cisterna principal del sistema.

Por lo que corresponde a la disponibilidad del agua, a pesar de no contar aún con aforos definitivos, pues esto se hará hasta que se realice la perforación del pozo, se puede tener la certeza que se podrá disponer de un gasto mínimo del orden de 5 lts./seg., ya que la bomba que está instalada en la noria mencionada proporciona un gasto medio de 4 a 5 lts./seg.

2.2 Diseño de la captación.

La obra de captación en sí, estará constituida por el pozo que se construirá de acuerdo a las recomendaciones del estudio geofísico.

Como se puede observar en el plano No. 2, en el pozo se alojará el equipo de bombeo, consistente en una bomba vertical de flujo mixto, acoplada por medio de una flecha de acero al motor eléctrico localizado en la parte superior del pozo. Deberá alojar asimismo un sistema de protección a base de electroniveles para impedir el arranque de la bomba en caso que no haya suficiente nivel de agua en el pozo y evitar así que la bomba trabaje en vacío.

Además, como la descarga final está situada a un nivel más bajo y a la presión atmosférica, no es necesario poner válvulas de retención o de compuerta para evitar el regreso del flujo al pozo.

Para diseñar el equipo de bombeo para el pozo, habrá que definir sus parámetros de gasto y carga de diseño. Para esto es necesario considerar la línea de conducción hasta el tanque de regularización, ya que sus características influirán decisivamente en el diseño de dicho equipo.

Para la determinación del gasto de diseño es necesario - conocer algunos datos base, referentes a la población de proyecto en el período considerado para el aeropuerto - (año 1981 al 1990), la dotación diaria, el almacenamiento - y el tiempo necesario para lograr tal volumen.

Los datos de población equivalen fundamentalmente, en este caso de las terminales aéreas, al movimiento de pasajeros de todo tipo que se espera a lo largo del año. Estos datos fueron proporcionados por la Dirección General de Aeropuertos (D.G.A.) y están contenidos de modo condensado en la Tabla No. 3.

2.2.1 Población de proyecto (año 1990).

Con base en los datos aportados por la Tabla No. 3, a continuación se presenta el cálculo de la población de proyecto, equivalente al número promedio de usuarios en un día, misma que estará integrada por la suma de las siguientes cantidades :

a) Número de pasajeros diarios promedio (Pd).

$$Pd = \frac{\text{pasajeros anuales 1990}}{365 \text{ días/año}} = \frac{405\,465}{365} = 1110 \text{ pers/día}$$

b) Número de acompañantes diarios (Vd).

$$\begin{aligned} Vd &= 0.5 (Pd) = 0.5 \times 1100 = && 555 \text{ pers/día} \\ \text{SUBTOTAL} &= && \underline{1665 \text{ pers/día}} \end{aligned}$$

c) Personal de empleados y administración (Pe) .Suponemos 15% del sub total de acuerdo a la práctica usual seguida en la D.G.A.

$$\begin{aligned} Pe &= 0.15 \times 1665 = && 250 \text{ pers/día} \\ \text{TOTAL} &= && \underline{1915 \text{ pers/día}} \end{aligned}$$

$$\text{TOTAL DE USUARIOS} = 1915 \text{ pers/día}$$

2.2.2 Dotación.

En la práctica nacional para las instalaciones hidráulicas en aeropuertos, se recomienda utilizar una dotación diaria de 100 a 150 lts/persona/día.

En el caso de Loreto, B.C.S., y en función de las condiciones climatológicas y la importancia del aeropuerto, -

se empleará una dotación de 120 lts/pers/día.

DOTACION = 120 lts/pers/día.

2.2.3 Volúmen de almacenamiento.

Se tiene entonces que para las necesidades diarias de agua y considerando además un volúmen de reserva para incendios, equivalente a los "almacenamientos secundarios" existentes para tal fin en ciertas áreas estratégicas del aeropuerto, como son en el edificio de rescate y extinción de incendios (CREI) y en la zona de almacenamiento de combustibles, resulta :

a) Almacenamiento para servicios (V_1)

V_1 = Núm. de usuarios x dotación.

$$V_1 = 1915 \times 120 = 230 \text{ m}^3$$

b) Reserva para incendios (V_2)

Según la práctica usual en D.G.A.

- CREI (cisterna de 3 x 9 x 1.4m.) = 38 m³

- Zona de combustibles (tanque) = 40 m³

$$V_2 = 38 + 40 = \underline{78 \text{ m}^3}$$

$$\text{VOLUMEN TOTAL} = \underline{308 \text{ m}^3}$$

VOLUMEN DE ALMACENAMIENTO = 308 m^3

Para contener este volúmen, se propone una cisterna principal con las medidas de $8 \times 17 \times 2.7$ metros. con fines de modulación constructiva y con un tirante efectivo de agua de 2.25 m.

2.2.4 Tiempo de bombeo .

El establecimiento del tiempo de llenado para la cisterna principal, depende de muchos factores y no existe una regla definitiva y rígida para su obtención. El criterio del ingeniero proyectista del sistema, es fundamental en el análisis de todos ellos.

Entre los principales factores que hay que considerar, están el análisis de las curvas abatimiento-gasto y recuperación de los niveles del pozo; datos que desafortunadamente no es posible conocer mientras no se efectúe la perforación y aforo del mismo, práctica que se conoce como " desarrollo del pozo " . También deberemos de tomar en cuenta que a menor tiempo de llenado, mayor gasto y la potencia del motor de la bomba será en consecuencia mayor, lo que puede resultar antieconómico.

Asimismo, se puede considerar el establecimiento de una rutina para operar la bomba, que puede ser un turno de trabajo de 8 horas del personal encargado de su operación, o bien un período nocturno de las 10:00 P.M. a las 6:00 A.M., por ejemplo, durante el cual se recuperen los volúmenes consumidos a lo largo del día.

Esta última alternativa es en nuestro caso de las más convenientes, pues en ella incluso se están previniendo las otras dos, ya que da margen a que el nivel del agua en el pozo se recupere en las 16 horas restantes.

Se tomará pues para fines de diseño, un tiempo de bombeo de 8 horas en total; o sea :

TIEMPO DE BOMBEO = 8 horas/día.

2.2.5 Gasto de diseño .

Con estos valores podemos ahora sí, calcular el gasto de diseño para la bomba y la conducción, con la expresión fundamental :

Gasto de diseño = $\frac{\text{Volúmen requerido}}{\text{Tiempo de bombeo}}$

$$Q = \frac{V}{T}$$

Sustituyendo los valores obtenidos :

$$Q = \frac{308.00 \text{ lts.}}{8 \text{ hrs.} \times 3600 \text{ seg/hr.}} = 10.7 \text{ lts/seg.}$$

GASTO DE DISEÑO DE LA BOMBA · Q = 10.7 lts/seg.

De acuerdo con la experiencia en el campo de perforación y construcción de pozos, se tiene que un pozo con una tubería de ademe de 273 mm. (10 3/4") de diámetro, puede proporcionar entre 6 y 20 lts/seg. Se observa por tanto que basándonos exclusivamente en la geometría del pozo - recomendado por el estudio geofísico, éste será capaz de proporcionar fácilmente el gasto requerido.

2.3 Diseño de la línea de conducción .

El siguiente paso o etapa es el diseño de la línea de conducción de agua, desde el pozo hasta el lugar de su almacenamiento; que será una cisterna enterrada, que sirve además de regularización de las demandas solicitadas por los servicios a lo largo de todo el día.

La tubería de conducción será de asbesto cemento, tanto por

economía, como por ser un material al que no le atacan - mayormente las severas condiciones a que va a ser sometida en el lugar, como serán el clima, la cercanía del - mar y la dureza esperada del agua del pozo.

Para el cálculo hidráulico de las pérdidas de carga por fricción, en éste y todos los casos posteriores, se aplicará la fórmula de HAZEN - WILLIAMS con el auxilio de - las tablas y recomendaciones, tal como vienen en el fo - lleto titulado " Cálculo hidráulico de conductos circu - lares trabajando a presión " del Ing. Gastón Mendoza - (Ref. 7).

La fórmula general expresada en el sistema métrico, queda :

$$Q = 35.83 \times 10^{-7} C d^{2.63} s^{0.54} \dots\dots (1)$$

en la cual :

Q = gasto en la tubería, en lts./seg.

d = diámetro del conducto, en mm.

s = pendiente hidráulica, adimensional.

C = coeficiente de capacidad hidráulica del conducto y que es función del material de la tubería, adimensional.

TABLA No. 4

VALORES DEL COEFICIENTE "C" PARA APLICARSE EN LA FORMULA DE HAZEN - WILLIAMS .		
MATERIAL	CONDICION	C
Fierro fundido	nuevo	130
	5 años de edad	120
	10 años de edad, etc.	110
Acero revestido con juntas soldadas	nuevo	140
	edad incierta	110
Acero revestido con juntas remachadas	nuevo	110
	edad incierta	90
Concreto	nuevo	110
	edad incierta	90
Asbesto-cemento	nuevo	140
	edad incierta	130
Plástico PVC	nuevo	150
Vitrificado	promedio	110
Cobre (tipo M.L.K.)	promedio	140

Fuente : Publicación D-6 Instituto de Ingeniería, UNAM. 1969 (Ref. 7)

En la tabla No. 4 se proporcionan los valores de C para la ecuación (1) anterior.

Para cálculo, se usará el valor $C = 130$, que corresponde a tubería de asbesto-cemento de edad incierta; para cubrir así el envejecimiento de la misma y las condiciones de funcionamiento, a lo largo de su vida útil.

Los gastos en tuberías a presión se deberán establecer de manera que las velocidades mínima sean de 0.4 m/seg. y las máximas de 5.5 m/seg. aproximadamente. El resultado de los diferentes análisis para seleccionar el diámetro de conducción, se puede observar en la tabla No. 5 y en el plano No. 2 .

2.3.1. Diámetro preliminar .

Para nuestro caso, al seleccionar un diámetro preliminar que nos dé el punto de partida para el análisis económico de la línea, supondremos un valor para la velocidad $V = 1.0$ m/seg.; por lo tanto, por la ecuación de continuidad se tiene :

$$Q = V_1 A_1 = V_2 A_2 \dots\dots (2)$$

Si la sección se mantiene constante.

$$Q = VA \dots\dots (3)$$

Para la sección circular se tiene :

$$A = \frac{\pi d^2}{4} = 0.785 d^2$$

Sustituyendo en (3) y despejando el diámetro :

$$d = \sqrt{\frac{Q}{0.785 V}} = \sqrt{\frac{1.274 Q}{V}} = \sqrt{\frac{1.274 Q}{1.0}}$$

$$d = \sqrt{1.274 Q} \dots\dots (4)$$

Sustituyendo el valor de nuestro gasto :

$$Q = 10.7 \text{ lts/seg.} = 0.0107 \text{ m}^3 / \text{seg.}$$

$$d = \sqrt{1.274 \times 0.0107} = \sqrt{0.0136} = 0.116 \text{ m.}$$

$$d \text{ comercial} = 101 \text{ mm. (4")}$$

El diámetro definitivo se analizará tomando en cuenta los diámetros comerciales más inmediatos al obtenido en el subinciso anterior; es decir, para 76, 101 y 152 mm. de los cuales veremos cuál resulta más económico. Para ello necesitaremos calcular otros parámetros lo cual se hará a continuación.

2.3.2 Obtención de la carga dinámica total.

Para valuar este parámetro, como datos adicionales debemos conocer la cota del eje de descarga de la bomba, la cota del punto de descarga final y la longitud total de la línea de conducción. De acuerdo al plano topográfico-general y a la trayectoria más conveniente obtenida para la conducción hasta la cisterna principal (ver plano No. 2), las cotas correspondientes son la 10.70 m. para el eje de la descarga y la 5.10 m. para el punto de descarga en la cisterna, en tanto que la línea de conducción es de 1455.00 m. de longitud; es decir, la descarga está en una cota inferior a la del eje de descarga de la bomba, situación que lógicamente es favorable al bombeo.

La carga dinámica total (H) para el equipo de bombeo, viene dada por la expresión siguiente (Ref. 6) .

$$H = h_s + f_s + h_d + h_f + p_d + \frac{vd^2}{2g} \dots (7)$$

en donde :

H = carga dinámica total, en metros.

h_s = carga dinámica en la succión, equivalente al desnivel-

entre el eje de descarga en el cabezal de la bomba y el espejo de agua en el pozo, en metros.

f_s = pérdida de carga por fricción en la columna de succión, en metros.

h_d = carga estática en la descarga, equivalente al des - nivel entre el punto de descarga final y el eje de descarga en el cabezal de la bomba, en metros.

h_f = pérdida de carga por fricción en la descarga inclu yendo pérdidas menores, en metros.

P_d = presión final requerida en el punto de descarga en Kg/cm^2 , o en metros de columna de agua (m.c.a.)

$\frac{vd^2}{2g}$ = carga de velocidad en la descarga de la bomba requere da para que el agua alcance la velocidad v , en me tros.

De acuerdo a la posición del eje de descarga de la bomba con respecto al nivel de bombeo y con respecto al nivel - en el punto de descarga final, el valor de h_s y h_d puede - ser positivo o negativo. En este caso h_s es positivo y - h_d es negativo (fig. 3).

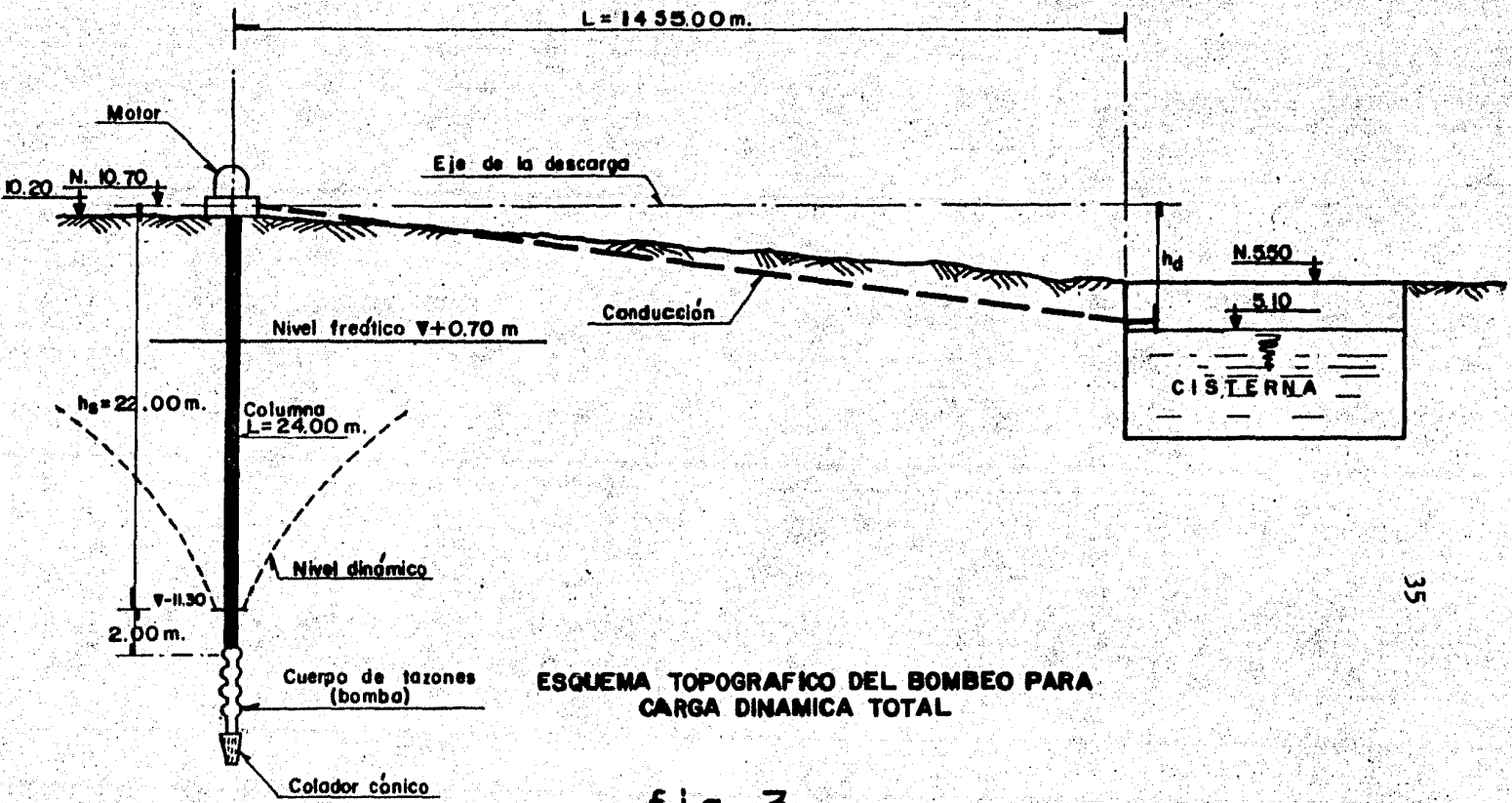
Para valuar cada uno de los términos de la expresión (7), es conveniente hacer aquí, una recopilación de los datos - conocidos hasta el momento y que intervienen en el cál - culo, junto con las constantes de diseño que se van a uti lizar. Estos datos son los siguientes :

- Gasto de diseño para conducción	$Q = 10.7 \text{ l/seg.}$
- Coeficiente de rugosidad (H-W)	$C = 130 \text{ (asb-cem).}$ $C = 120 \text{ (acero)}$
- Longitud preliminar de columna de succión (según recomendación del estudio geofísico subinzi- so 2.1.1)	$h_s = 24.00 \text{ m.}$
- Longitud de conducción	$L = 1455.00 \text{ m.}$
- Diámetros de conducción (preli- minares)	$d = 76 \text{ mm. (3"}$ $d = 101 \text{ mm. (4"}$ $d = 152 \text{ mm. (6"}$
- Cota del brocal del pozo	$Z_1 = 10.20 \text{ m.}$
- Cota de llegada a cisterna	$Z_2 = 5.10 \text{ m.}$
- Cota en el eje de descarga de la bomba.	$Z_3 = 10.70 \text{ m.}$

a) Carga dinámica en la succión (h_s).

El nivel dinámico del pozo es un nivel variable en función de la intensidad del bombeo y la velocidad de recarga por el acuífero donde se encuentra.

Representa el desplazamiento o abatimiento del nivel freático; por lo tanto, al efectuar el bombeo, la máxima altura que se puede abatir es la longitud de la columna



ESQUEMA TOPOGRAFICO DEL BOMBEO PARA CARGA DINAMICA TOTAL

fig. 3

AEROPUERTO DE LORETO, B. C. SUR

de succión, que en este caso preliminarmente es de 24.00 m. (fig. 3).

Sin embargo, los fabricantes de bombas, recomiendan que siempre exista disponible en la succión de la bomba, una carga hidráulica mínima que sea mayor a la denominada como carga neta positiva de succión requerida (comunmente conocida por sus siglas en inglés, como NPSH), la cual varía según el tipo y modelo de la bomba y las características de la succión.

Quiere decir esto que, al no tener aún seleccionado un modelo específico, no podemos de momento conocer el valor del NPSH requerido; por lo cual, para determinar el valor h_s tenemos dos alternativas: 1o. suponer el NPSH requerido y 2o. fijar de antemano el nivel dinámico o nivel freático abatido. Creo que es más práctica la segunda opción y al final revisar si es adecuado, cuando se haga la selección de la bomba.

Por lo tanto, volviendo a la figura 3, se tiene:

h_s = nivel de descarga de la bomba - nivel dinámico

$h_s = 10.70 - (-11.30) = 10.70 + 11.30 = 22.00$ m.

$h_s = 22.00$ m.

De la figura se observa además, que una parte del NPSH - requerido = 2.00 m. más la longitud del cuerpo de tazones de la bomba.

b) Pérdidas por fricción en la columna (f_s) .

La columna de succión de las bombas, en general, normalmente es de acero. Su diámetro tiene que ser adecuado al diámetro de ademe del pozo; en consecuencia, si tenemos un ademe de 10 - 3/4" , la práctica recomienda que exista, por lo menos, un espacio libre de 51 mm. (2") a cada lado de la columna; por lo tanto, podemos considerar preliminarmente que el diámetro de la columna de succión sea de 101 mm. (4") .

En esas condiciones, para el gasto de diseño $Q = 10.7$ l/seg. y el valor del coeficiente de rugosidad para tubería de acero $C = 120$, se obtiene en las tablas de referencia No. 7, un valor de 23.27 metros por cada 1000 metros, para las pérdidas por fricción. Por lo tanto, para una longitud de 24.00 de columna, se tiene :

$$f_s = \frac{24.0 \times 23.27}{1000} = 0.56 \text{ m.}$$

$$f_s = 0.56 \text{ m.}$$

c) Altura de descarga (h_d) .

Según la figura 3 se observa inmediatamente que el valor de h_d es negativo; es decir, favorable al bombeo, pues el punto de descarga final está en un nivel más bajo que el nivel del eje de descarga de la bomba, o sea :

$$h_d = \text{cota } (+ 5.10) - \text{cota } (+10.70) = 5.10 - 10.70$$

$$h_d = - 5.60 \text{ m}$$

d) Pérdida de carga en la descarga (h_f) .

En este cálculo se incluyen las pérdidas de carga debidas a la fricción ejercida en las paredes del tubo a lo largo de toda la longitud, cuando circula el gasto de diseño.

También se incluyen las pérdidas de carga debidas a cambios de dirección, válvulas y demás piezas especiales que pudieran colocarse a lo largo de la conducción, las cuales se designan como pérdidas menores.

Las pérdidas por fricción se calculan con las tablas, del mismo modo que como se hizo para la columna. Las pérdidas menores aplicando el concepto de longitud equivalente, según el nomograma de la figura No. 4, con el cual una pieza especial se transforma a un tramo equivalente de tubo recto del mismo diámetro. Esa longitud equivalente se puede agregar a la longitud real de conducción y manejar así

un sólo tramo transformado que llamaremos L' , de modo que : $L' = L + \sum \text{longitudes equivalentes.}$

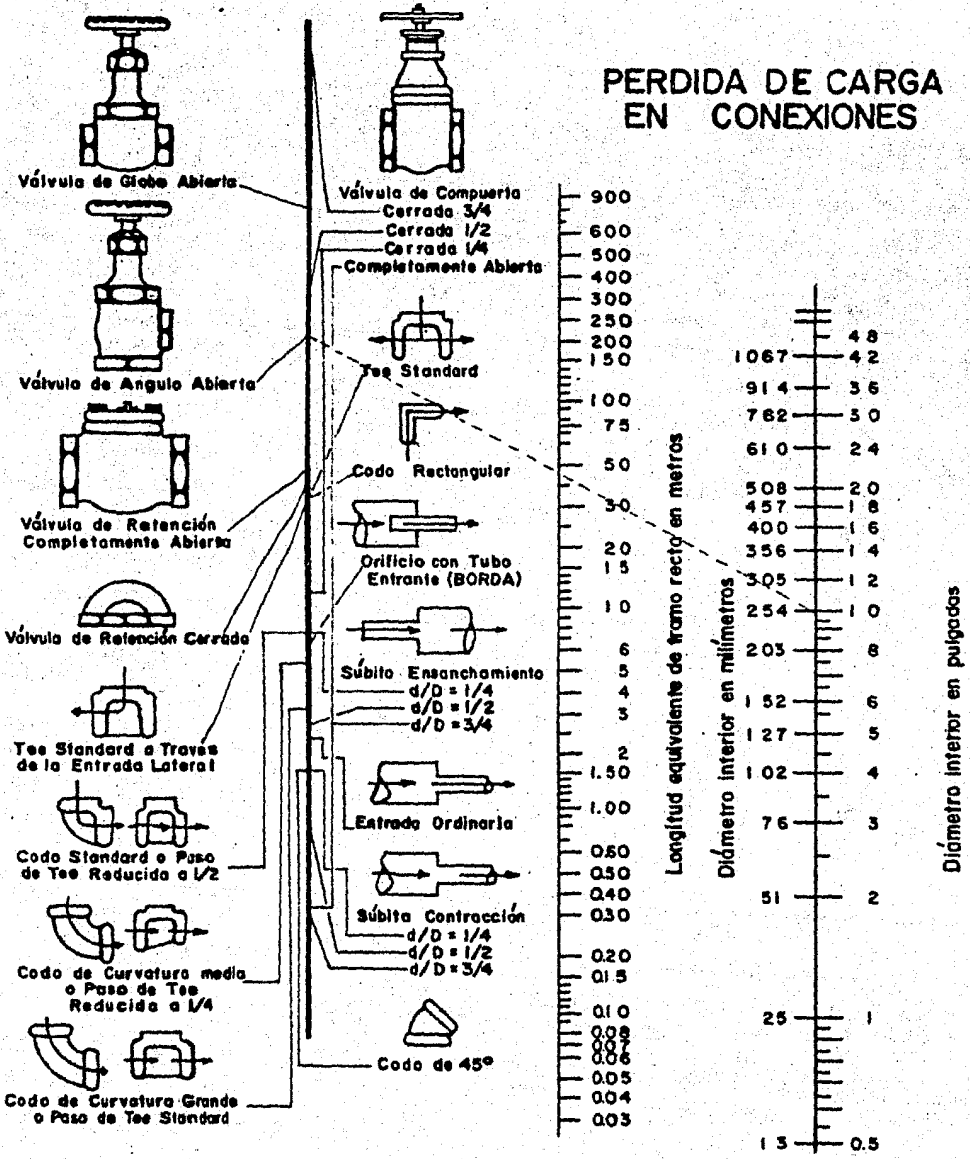
De este modo, de acuerdo a la trayectoria de la tubería hasta la cisterna (plano No. 2), se tienen ocho cambios de dirección : seis codos de 90° y dos codos de 45° . Es pertinente hacer notar aquí que la configuración del trazo mostrado, se debe a que conviene localizar esta tubería paralela a los ejes principales de construcción del aeropuerto, a efecto de facilitar las ampliaciones futuras. En este caso no se colocan válvulas de ningún tipo, pues no se necesitan, ya que el tubo mantiene siempre un valor negativo de h_d .

Por lo tanto, el cálculo de la tubería se hará, para estar del lado de la seguridad, considerando que trabaja a presión en toda su longitud. Esto en realidad no es completamente cierto, porque en el último tramo, el tubo trabajará como canal por tener descarga libre. Por consiguiente, para los tres diámetros preliminares que componen el análisis, se tiene: (ver tabla No. 5).

e) Presión de descarga (p_d) .

La descarga final en el extremo de la línea es completa

PERDIDA DE CARGA EN CONEXIONES



Ejemplo: La línea punteada muestra que la fricción en una válvula de ángulo completamente abierta, de 10 pulgadas es equivalente a la de 46mts. de tubo ordinario del mismo diámetro.

Nota: Para ensanchamientos y reducciones bruscos úsese el diámetro menor d, en la escala de los diámetros de los tubos.

fig. 4

TABLA No. 5

\varnothing (mm)	L (m)	Σ Long. equiv.	L'	Q(l/seg)	h_f (tabla) mca	h_f total mca
76	1455	$\text{codos } 90^\circ = 6 \times 2.6 = 15.6 \text{ m.}$ $\text{codos } 45^\circ = 2 \times 1.6 = \underline{3.2 \text{ m.}}$ 18.8 m.	$1455.0 +$ $\underline{18.8}$ 1473.8 m.	10.7	81.46	120.06
101	1455	$\text{codos } 90^\circ = 6 \times 3.5 = 21.0 \text{ m.}$ $\text{codos } 45^\circ = 2 \times 1.5 = \underline{3.0 \text{ m.}}$ 24.0 m.	$1455.0 +$ $\underline{24.0}$ 1479.0 m.	10.7	20.07	29.68
152	1455	$\text{codos } 90^\circ = 6 \times 5.2 = 31.2 \text{ m.}$ $\text{codos } 45^\circ = 2 \times 2.8 = \underline{5.6 \text{ m.}}$ 36.8 m.	$1455.0 +$ $\underline{36.8}$ 1491.8 m.	10.7	2.80	4.18

PERDIDAS POR FRICCIÓN LINEA POZO - CISTERNA

mente libre; es decir, la llegada es sobre el espejo de agua en la cisterna y no existen aditamentos como válvulas de control ni de flotador. En esas condiciones la presión de descarga es la presión atmosférica, lo que significa que en términos de presión monométrica p_d es nula .

$$p_d = 0$$

f) Carga de velocidad $\frac{v_d^2}{2g}$

Para cada diámetro de los analizados, se tiene en las tablas mencionadas :

\varnothing	Q (l/seg)	v_d (m/seg)	$\frac{v_d^2}{2g}$
76	10.7	2.35	0.28 m
101	10.7	1.31	0.09 m
152	10.7	0.59	0.02 m

Finalmente, sustituyendo en la ecuación (7) los valores calculados, se tiene para la carga dinámica total H , la suma algebraica de cada uno de ellos.

$$H_{\phi=3''} = 22.0 + 0.56 - 5.60 + 120.06 + 0 + 0.28 = 137.30 \text{ m.}$$

$$H_{\phi=4''} = 22.0 + 0.56 - 5.60 + 29.68 + 0 + 0.09 = 46.73 \text{ m.}$$

$$H_{\phi=6''} = 22.0 + 0.56 - 5.60 + 4.18 + 0 + 0.02 = 21.16 \text{ m.}$$

Recordando que la potencia consumida en el bombeo viene dada por la expresión

$$HP = \frac{GE \times Q \times H}{76 \times N} \text{ en horse power ... (8)}$$

donde : GE = gravedad específica del fluido.
(GE = 1.0 para el agua a 4°C)

Q = gasto en l/seg.

H = carga dinámica total en metros.

76 = constante de proporcionalidad.

N = eficiencia de la bomba en por ciento.

Si suponemos una eficiencia del 70% se obtiene para la potencia requerida, en los tres casos la siguiente :

$$HP_{3''} = \frac{1 \times 10.7 \times 137.30}{76 \times 0.70} = 27.61 \text{ HP} = 30 \text{ HP (comercial)}$$

$$HP_{4"} = \frac{1 \times 10.7 \times 46.73}{76 \times 0.70} = 9.39 \text{ HP} = 10 \text{ HP (comercial)}$$

$$HP_{6"} = \frac{1 \times 10.7 \times 21.16}{76 \times 0.70} = 4.25 \text{ HP} = 5 \text{ HP (comercial)}$$

2.3.3 Diámetro más económico .

Con estos valores se realiza el análisis final para seleccionar el diámetro más económico para la tubería de conducción. Este análisis se anexa en la tabla No. 6; y como se puede observar, resulta ser el de 101 mm.

Diámetro más económico = 101 mm. (4") .

2.4 Selección del equipo de bombeo .

Para seleccionar el equipo de bombeo recurrimos en este caso al catálogo Fairbanks Morse para bombas verticales de tipo turbina, de donde, para proporcionar el gasto de diseño y la carga total, se escogió la siguiente :

ESPECIFICACIONES PARA LA BOMBA

- | | |
|------------------------|---------------------------|
| - Gasto proporcionado | 10.7 l/seg. |
| - Carga dinámica total | 46.73 m. |
| - Modelo | 6" HC lubricada por agua. |
| - Impulsor | de bronce, diseño T-6/B |
| - Cuerpo de tazones | ∅ 5 5/8" de fo.fo. |

- Carga proporcionada por tazón 4.0 m (13.12 pies)
- Número de pasos : $\frac{46.73}{4.0} = 11.7$ 12 pasos.
- Flecha de acero $\varnothing 3/4"$
- Cabezal de descarga Modelo 10" x 4"
- Columna de succión de acero de 24 m. x 101 mm.
- Diámetro de descarga 101 mm. (4")
- Eficiencia hidráulica 74.4% (curva)
- Motor Todo el sistema irá acoplado a motor eléctrico vertical a prueba de goteo y de intemperie.
3/60/220-440/4 polos 1770 RPM, de 10 HP de potencia.
- Número de unidades una.

La potencia requerida sustituyendo el valor de la eficiencia real, es :

$$\text{HP} = \frac{1 \times 10.7 \times 46.73}{76 \times 0.74} = 8.84 \text{ HP}$$

Como se puede observar en la curva de rendimiento propor -

cionada por el fabricante, esta bomba requiere de un NPSH de 1.62 m (5.3 pies), que son contrarestados por los 2.0 m. previstos originalmente, sin incluir el largo del cuerpo de tazones; por lo que podemos concluir que no debe existir problema para efectuar el bombeo, ya que el NPSH disponible en el lugar es de 10.3 metros, por estar al nivel del mar.



MANUFACTURERA FAIRBANKS-MORSE, S. A.

CARACTERISTICAS DE OPERACION			MODELO	FIGURA	R P M	
NUMERO DE ETAPAS	CAMBIO DE EFICIENCIA	IMPULSOR	6" HC	6970	1770	
1	RESTAR 3 PTS.	BRONCE	EL COMPORTAMIENTO HIDRAULICO DEPENDE DE SUMINISTRAR A LA BOMBA LA CANTIDAD ESPECIFICADA DE AGUA LIMPIA, FRESCA, NO AEREADA, SIN EXCEDER DE 85°F (30°C).			
2	RESTAR 2 PTS.	TAZON				FoFo
		DIAM. TAZON				5-3/8"
		K _T				3.3

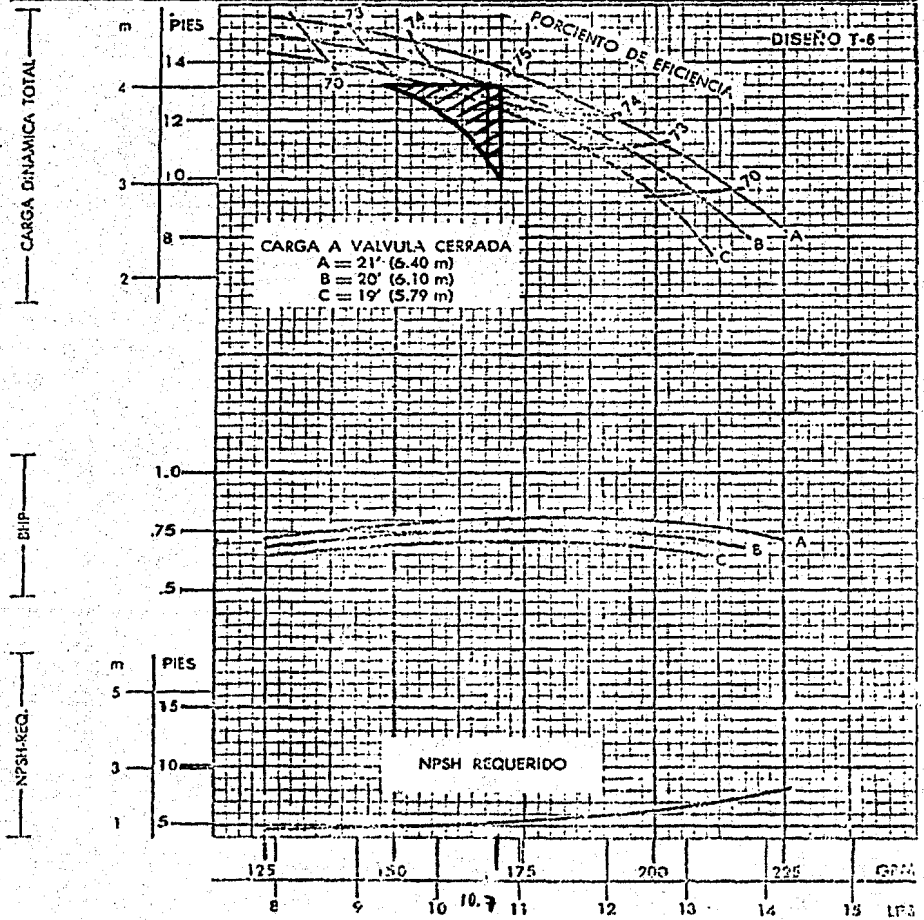


TABLA No. 6
SECRETARÍA DE ASUNTOS MUNICIPALES Y OBRAS PÚBLICAS
DIRECCIÓN GENERAL DE CONSTRUCCIÓN DE SISTEMAS DE
AGUA POTABLE Y CALENTAMIENTO
SUBDIRECCIÓN DE PROYECTOS
ANÁLISIS DE DIÁMETRO MÁS ECONÓMICO
OBRA:
AEROPUERTO DE LORETO, S.C.S.

CALCULO: _____ FECHA: _____
 REVISOR: _____ FECHA: _____

Diámetro max	Área de A.D.	Volumen de tubería	Velocidad de flujo	Long. Línea en m.	(a')	Costo de tubería	Costo de instalación	% de costo por día	H ₁ H ₂ H ₃	C ₁ C ₂ C ₃	T ₁ T ₂ T ₃	H.P. = $\frac{H}{7.48}$
mm	Pulg	litros	m/seg	m	m	\$	\$	%	m	m	m	HP
NOTA: SE CALCULO CON HAZEN - WILLIAMS												

GOLPE DE ARIETE											
Presión en tubería de tubería de A.D.	Velocidad de flujo	Long. de tubería	H ₁	H ₂	H ₃	$\frac{C_1}{L_1}$	$\frac{C_2}{L_2}$	$\sqrt{\frac{L_1}{L_2}}$	Presión en tubería de tubería de A.D.	Presión en tubería de tubería de A.D.	Presión en tubería de tubería de A.D.
NO EXISTE											

Ve velocidad actual en m/s (m/seg) - E = Módulo de elasticidad del acero [80 870 Kg/cm²]; K = Índice de resistencia de un sistema de tubería (valor máximo permitido = 328 000, valor mínimo = 2 100 000 Kg/cm²)

CONCEPTO	Diámetro = mm (") Clase				Diámetro = mm (") Clase				Diámetro = mm (") Clase			
	Cantidad	Unid.	P.U.	Importe \$	Cantidad	Unid.	P.U.	Importe \$	Cantidad	Unid.	P.U.	Importe \$
Estac. Mat. clase A		m ³				m ³				m ³		
Estac. Mat. clase B		m ³				m ³				m ³		
Estac. Mat. clase C		m ³				m ³				m ³		
Plantas pisonada		m ²				m ²				m ²		
Inst. pintura y prueba tubería		m				m				m		
Refraso compactado		m ³				m ³				m ³		
Relleno a vallec		m ³				m ³				m ³		
Atraques de concreto 12x90		m ²				m ²				m ²		
Costo de tubería P.V.C. 1455		m	266.6	\$396700.00	1455	m	287.25	\$427428.00	1455	m	429.45	\$639021.60
Costo total de construcción												

RESUMEN										
Presión en tubería de tubería de A.D.	Diámetro de tubería	H.R.	H.W.D.	Costo por hora	Costo anual de tubería	Costo anual de instalación	Costo anual de mantenimiento	Costo anual de amortización	Costo anual de bombeo para operación de 365 días	
atm	mm	ft	m	\$	\$	\$	\$	\$	\$	
14	76	3'	30	22.37	10.74	94065.6	396.700	39670.00	133235.6	
7	101	4'	10	7.457	3.58	31355.2	427.428	42742.80	74098.6 **	
7	152	6'	5	3.729	1.79	15677.6	63902.16	63902.20	29579.8	
Costo en \$ W = \$0.48 (1) = 10 (2) = 1457 (3) = 10 (4) = \$0.48 (5) = 10 (6) = 8740 (7) = 10 (8) = 10 (9) = 10 (10) = 10										

NOTA: - El diámetro más económico es el que tiene el menor costo totalizado en la tubería. V.C.1921

CAPITULO III . INSTALACIONES PARA AGUA POTABLE.

3.1 Consideraciones generales de diseño.

En esta parte del proyecto se diseña el sistema de suministro de agua que va desde la cisterna principal hasta todos los servicios que lo requieren.

Para la etapa que venimos resolviendo, es decir hasta el año de 1990, los servicios que debemos servir podemos agruparlos en dos grupos que son los siguientes :

GRUPO No. 1 .- Servicios generales .

- 1.- Edificio terminal.
- 2.- Torre de control.
- 3.- Edificio anexo -máquinas.
- 4.- Edificio anexo para oficinas.
- 5.- Edificio para el Cuerpo de Rescate y Extinción de Incendios (CREI).
- 6.- Riego a jardines.

GRUPO No. 2 .- Servicios contra incendios.

- 7.- Cisterna para auto-tanque del CREI.
- 8.- Tanque para zona de combustibles.

Este último grupo, de acuerdo al subinciso 2.2.3, constituye los denominados "almacenamientos secundarios".

Para mayor claridad en la exposición y presentación de los planos, dividimos el sistema de suministro de agua en dos secciones; a saber: 1.- Diseño de las redes interiores en los edificios, 2.- Diseño de las redes exteriores de distribución.

3.2 Redes interiores en los edificios.

Las tuberías que se instalen en el interior de los edificios serán de cobre rígido tipo "M" que corresponda a los requerimientos de la categoría e importancia de un aeropuerto internacional, como es el caso.

Además, desde el punto de vista hidráulico, la tubería de cobre tiene un mejor comportamiento que otros materiales utilizados comúnmente en instalaciones de este tipo, como el de la tubería galvanizada y la de policloruro de vinilo (PVC).

Para el diseño hidráulico de las redes interiores en cada uno de los edificios, se utilizó el método desarrollado por el Dr. Roy B. Hunter, comúnmente llamado también-

como método de unidades-mueble; en el cual, a cada mueble sanitario se le asigna un correspondiente valor de unidades mueble (U.M.), según sea el tipo de control para operarlo (llave o fluxómetro) y según el tipo de servicio donde se utilice (público o privado).

El concepto de unidad-mueble, se ha establecido por comparación entre los diferentes muebles sanitarios, tomando como unidad la correspondiente a un lavabo de uso particular o doméstico y con relación a éste, se definen las unidades para los demás muebles, tanto de uso privado como público, tal como se consigna en la tabla No. 7.

Según el Dr. Hunter, el concepto de unidad mueble está basado en la hipótesis del consumo de agua por mueble, en el que interviene, además, un factor de uso simultáneo; ya que no es posible que los usuarios, a un mismo tiempo, hagan uso del servicio al 100 %; por lo tanto, a mayor número de muebles el factor se reducirá, obteniéndose los diagramas gasto - unidad mueble (Q-U.M.), donde las curvas dan el máximo consumo probable o gasto máximo instantáneo.

De acuerdo al método, para obtener el gasto máximo instantáneo Q, requerido en cualquier sección de un ramal, -

T A B L A No 7

EQUIVALENCIA DE LOS MUEBLES EN UNIDADES DE GASTO

MUEBLE	SERVICIO	CONTROL	U-M
inodoro	privado	válvula	6
inodoro	privado	tanque	3
inodoro	público	válvula	10
inodoro	privado	tanque	5
mingitorio ped.	público	válvula	10
mingitorio pared	público	válvula	5
mingitorio pared	público	llave	3
regadera	público	mezcladora	4
regadera	privado	mezcladora	2
fregadero	hotel rest.	llave	4
fregadero	privado	llave	2
vertedero	oficina	llave	3
vertedero	público	llave	3
lavadero	privado	llave	3
lavabo	público	llave	2
lavabo	privado	llave	1
tina	privado	mezcladora	2
grupo baño	privado	inod.válv.	8
grupo baño	privado	inod.llave	6

MANUAL HELVEX

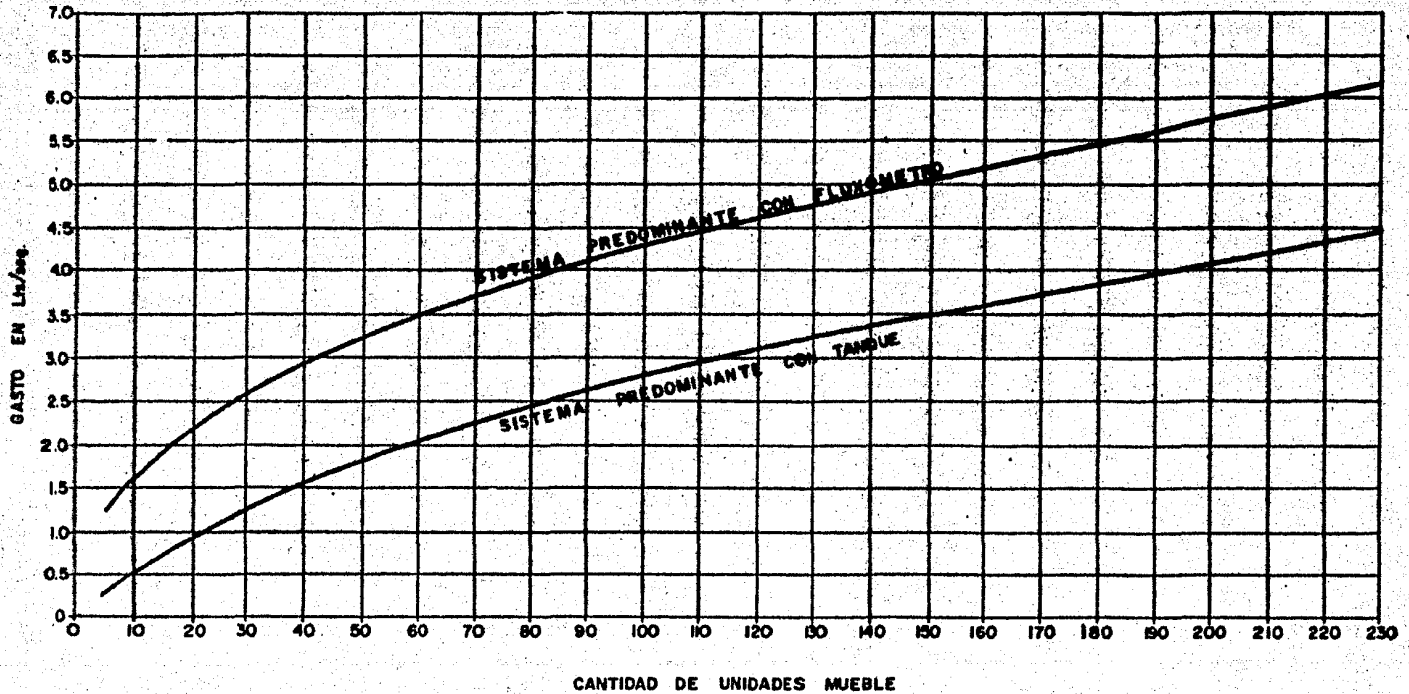
T A B L A No. 7-a

DIAMETRO, GASTO Y PRESIONES MEDIAS PARA EL FUNCIONAMIENTO
ADECUADO DE MUEBLES SANITARIOS .

MUEBLE	Ø PROPIO (mm)	PRESION ** (m.c.a.)	GASTO (lps)
inodoro flux.	32 6 25	7.0 a 14.0	1.0 a 2.5
inodoro tanque	13	10.5	0.19
mingitorio flux.	25 6 19	10.5	0.95
lavabo	13	-	-
regadera	13	8.5	0.32
tina	13	3.5	0.38
vertedero	13	3.5	0.28
llave de agua	13	5.6	0.19

MANUAL HELVEX

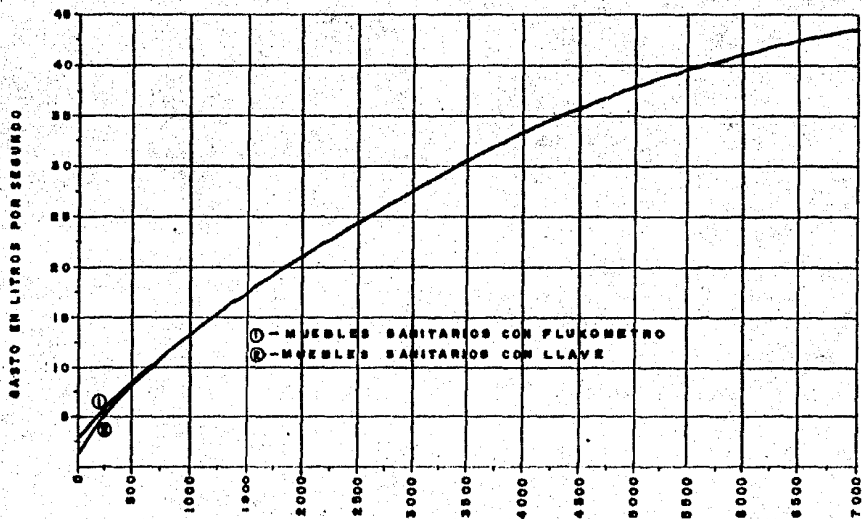
(**) El " Reglamento de Ingeniería Sanitaria relativo a edificios " señala, en su Art. 57, que para instalaciones que funcionen por gravedad, los depósitos de agua se - colocarán por lo menos a 2.0 m. arriba - del nivel del mueble sanitario más alto.



53

CURVA Q-U.M. fig. 5

PARA USO EN ALIMENTACIONES



NUMERO UNIDADES MUEBLES

CURVA q - U.M.

fig. 6

SEGUN HUNTER

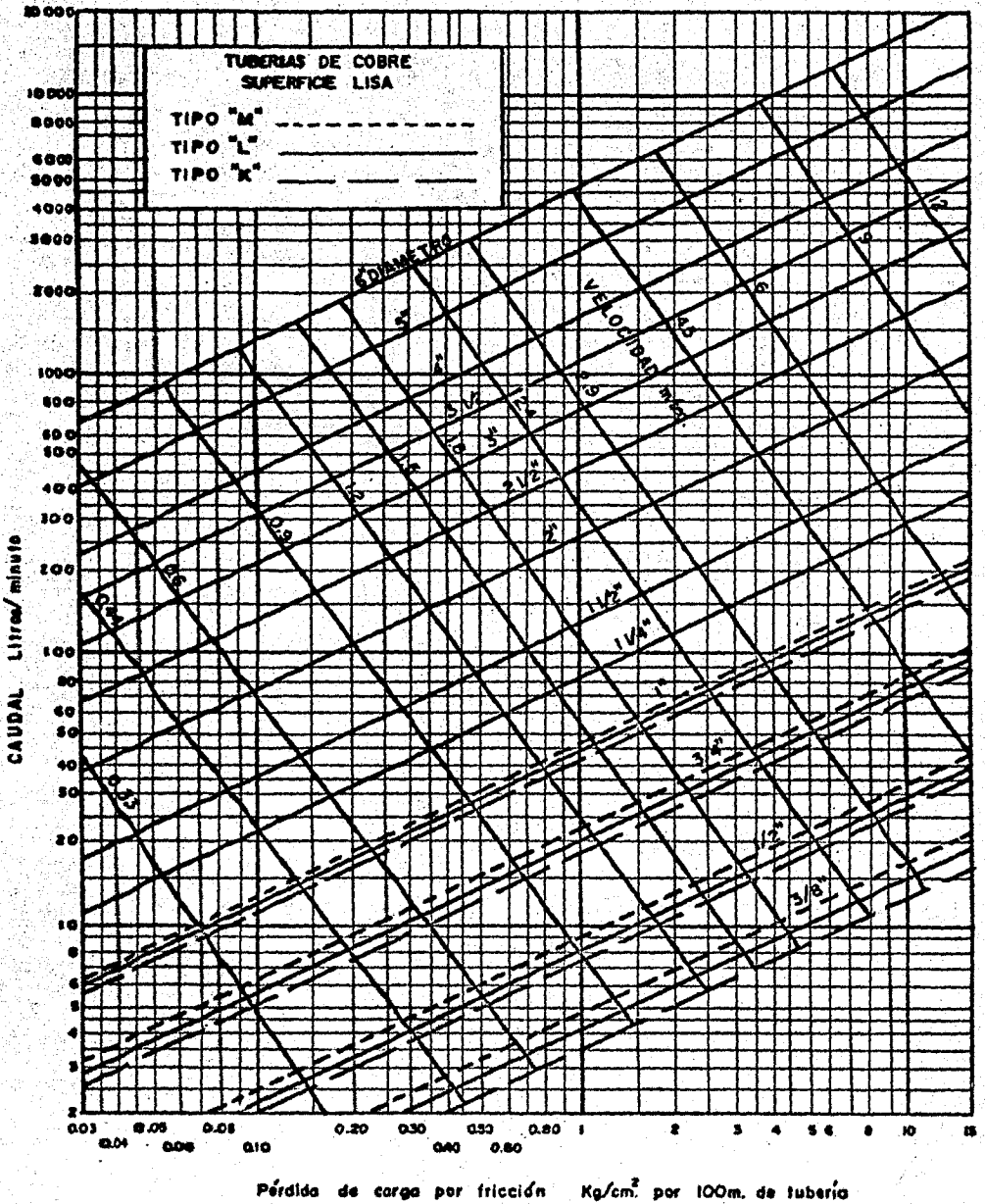


fig. 7

basta sumar la totalidad de las U.M. a que ese ramal alimenta y entrar con dicho valor a las curvas Q-U.M. de las figuras 5 y 6, según sea el caso. En la fig. 5 se diferencian dos curvas para cuando las U.M. son menos de 300 : una nos proporciona el gasto cuando los muebles sanitarios son de fluxómetro y la otra cuando son de llave. La curva de la fig. 6 se utiliza para U.M. mayores de 300, pues en ese rango ya es prácticamente el mismo y arriba de 600 es la misma curva, independientemente del tipo de control en el mueble.

Para uso en nuestro país, y con el fin de adecuar el método a la realidad de los Reglamentos respectivos en la materia, que son menos estrictos que los correspondientes Reglamentos americanos, se recomienda realizar los cálculos, tomando sólo dos terceras partes (67%) del total de unidades-mueble acumuladas para una sección cualquiera. Si es agua fría más caliente, se consideran todas.

Es importante señalar también que, en diseños de instalaciones para agua en edificios, se recomienda que las velocidades medias reales comprendidas en un rango variable de 1.0 a 2.0 m/seg. El límite superior es con el fin de evitar pérdidas de carga altas y la presencia del golpe de ariete que puede ocasionar ruidos molestos en las tuberías, que se transmiten a través de ellas y de

los muros y pisos, por toda la edificación. Por ello también todos los muebles tienen en su remate un tapón capa que permite disminuir los efectos del fenómeno de golpe-ariete.

Para todos los edificios la secuela de cálculo seguida - fué la misma; y consistió en los siguientes cinco pasos :

- 1.- En primer lugar, se efectuó el trazo geométrico de la red interior, por medio de "ramaleos" de una tubería principal o troncal, que sirvió para unir y llegar a todos los aparatos sanitarios que debían alimentarse, en las condiciones de gasto y presión señaladas en la tabla No. 5. En este trazo se señaló la colocación en los puntos adecuados, de válvulas de control o de seccionamiento y eliminación de aire, según convino.
- 2.- Con el auxilio de la tabla No. 7 se calculó el total de unidades - mueble en cualquier sección n de la red, acumulando la suma de todos los muebles por su correspondiente valor, recorriendo la tubería en sentido contrario al flujo. De este total se tomó para diseño el 67% .
- 3.- Se obtuvo el gasto máximo instantáneo Q , entrando con el valor calculado de unidades mueble a las gráficas

Q-UM , de las figuras 5 y 6 .

4.- Con el nomograma de la figura No. 7, se obtuvo el diámetro comercial requerido y también la velocidad real de la conducción, verificando al mismo tiempo que esta velocidad estuviese comprendida entre 1.0 y 2.0 - m/seg.

5.- Con el par de valores conseguidos en los pasos 3 y 4 se obtuvo en la misma figura No. 7 el coeficiente correspondiente de pérdida de carga por fricción en Kg/cm² por cada 100 metros de tubería, o también su equivalente en metros de columna de agua (m.c.a.) por cada 100 metros de conducción.

Este coeficiente sirvió más adelante para calcular la pérdida total de carga h_f y la potencia de los equipos de bombeo.

En resumen, la secuela de cálculo fué como se indica a continuación :

UM \rightarrow Q_{max} \rightarrow ϕ com. \rightarrow V_{real} \rightarrow h_f

En todos los edificios el tipo de control que será utilizado para operar los muebles será de fluxómetro para WC- y mingitorios; y de llave, todos los demás muebles.

A continuación se presentan los resultados que se obtuvieron en el cálculo hidráulico en estas cinco primeras etapas, para cada uno de los edificios. Para mayor claridad se presentan en forma de tablas en las secciones más importantes, donde se designa como "nucleo" a una agrupación zonificada de aparatos sanitarios.

3.2.1. Diseño en edificio terminal.

En este edificio no se consideraron tuberías adicionales de agua caliente, pues las regaderas existentes se diseñaron para operar con regadera eléctrica al paso, con calentamiento de tipo local o individual. Solamente se consideró una línea de agua caliente para el fregadero del restaurante. Ver resultados en las tablas Nos. 8 y 12, referidos al plano No. 5 .

3.2.2. Diseño en torre de control.

En esta edificación también se tienen aparatos con fluxómetro; pero además, se instaló un calentador eléctrico para alimentar a la regadera y el lavabo . Se considera que el uso de estas instalaciones es privado. Los resultados obtenidos se encuentran en las tablas Nos. 9 y 13, con referencia al plano No. 6 .

3.2.3. Diseño en edificio anexo para máquinas .

Se tienen aparatos con fluxómetro y como en el caso del edificio terminal, las regaderas son eléctricas con calentamiento local. El tipo de servicio es semi-público; por lo que se calcula como si fuera público.

Los resultados se encuentran en las tablas No. 10 y No. 14, con referencia al plano No. 6 .

3.2.4. Diseño en edificio de bomberos (CREI).

El uso es como el caso anterior, pero en virtud de la permanencia constante del cuerpo de rescate en el edificio, se diseñó, además, red para agua caliente. Los aparatos son de fluxómetro y los resultados se encuentran en las tablas Nos. 11 y 15, con referencia al plano No. 6 .

3.2.5. Diseño en edificio anexo para oficinas.

Este edificio constituye una situación especial en el caso de este aeropuerto, en virtud que se resolvió adaptar el edificio terminal actual de la primera etapa, para servir de oficinas generales una vez efectuado el cambio a las nuevas edificaciones de la 2a. etapa.

Por lo tanto, propiamente no se realizó ningún proyecto hidráulico ni sanitario interior, ni tampoco exterior, - pues las instalaciones actuales se aprovecharán tal como están en este momento.

En estas condiciones, únicamente hizo falta diseñar una - línea de agua para llenado de la cisterna principal, ya - que se sustituyó la línea original proveniente de la noria, que corresponde al proyecto de la primera etapa. Esta sustitución se analizará más adelante en el subinciso 3.3.1.

3.2.6. Resumen de resultados .

Para poder calcular la potencia de los equipos de bombeo se deben determinar los dos parámetros básicos de gasto Q y carga H .

La carga total H requerida en la base o entrada de un - edificio, está dada por la suma de la presión en m.c.a. - necesaria para el buen funcionamiento del aparato sanitario más crítico en base a sus requerimientos totales de presión (en nuestro caso, lo es el WC operado con fluxómetro, que necesita disponer de 10.0 m.c.a.), más la altura a que se encuentra instalado sobre el nivel de la en-

trada (o sea la carga estática), obtenida de los planos-arquitectónicos, y más las pérdidas totales por fricción calculadas según tablas 12, 13, 14 y 15, para el interior de las edificaciones; o sea :

$$H_{req.} = P_{mueble} + h_{estática} + h_f$$

Sustituyendo en cada caso se tiene :

E. terminal :	$H_{req} = 10.0 + 5.7 + 8.6 = 24.3$	m.c.a.
torre :	$H_{req} = 10.0 + 20.9 + 3.4 = 34.3$	m.c.a.
anexo-máquinas :	$H_{req} = 10.0 + 0.5 + 1.4 = 11.9$	m.c.a.
bomberos-CREI :	$H_{req} = 10.0 + 4.8 + 2.6 = 17.4$	m.c.a.

En la tabla No. 16 se muestran los resultados obtenidos hasta este momento, para todos los edificios, y en ella - se indican las condiciones hidráulicas requeridas en el registro exterior de entrada a cada uno .

TABLA No. 16
RESUMEN DE RESULTADOS

Edificio	U-M	$Q_{max. inst.}$ (l/seg)	$\phi_{req.}$ (mm)	V (m/seg)	$H_{req.}$ (mca)
Terminal	336	7.3	75	1.65	24.3
Torre	13.3	1.8	38	1.65	34.3
Anexo-máquinas	36	2.8	51	1.45	11.9
CREI	86	4.0	51	2.0	17.4

TABLA No. 8
CALCULO HIDRAULICO EN EDIFICIO TERMINAL

* WC y mingitorios con fluxómetro, uso público .

RAMAL NUCLEO H-1

Sección	Muebles o aparatos sanitarios	U-M totales	$\frac{2}{3}$ (U-M)	Q _{max. inst.} (l/seg)	Ø Com. (mm)	V real (m/seg)	Coef. h. (mca /100 m)
1	1 mingitorio	5	3.3	1.0	32	1.3	6.0
2	1 WC	10	6.67	1.3	32	1.3	8.8
3	2 WC	20	13.33	1.8	38	1.65	8.0
4	1 lavabo	2	1.33	0.1	13	1.0	5.0
5	2 WC + 1 lavabo	20 + 2 = 22	14.67	1.9	38	1.75	8.7
6	2 WC + 2 lav.	20 + 4 = 24	16	2.0	38	1.85	8.5
7	2 WC + 2 lav.+1vert	20+4+3= 27	18	2.1	38	1.9	9.0
8	1 ming.+1WC+2 lav.	5+10+4 = 19	12.67	1.75	38	1.6	7.5
9	secc.7+secc.8	27+19 = 46	30.67	2.65	51	1.3	4.3
total							

TABLA No. 8 (continuación)

RAMAL NUCLEO H-2

Sección	Muebles o aparatos sanitarios *	U-M totales	$\frac{2}{3}$ (U-M)	Q max. inst. (l/seg.)	Ø Com. (mm)	V real (m/seg.)	Coef. hf (mca/100 m)
1	1 freg	4	2.67	0.2	13	1.3	14.0
2	1 lavabo	2	1.33	0.1	13	1.0	5.0
3	1 ming + 1 WC	5 + 10 = 15	10	1.6	38	1.5	6.0
4	1 ming + 1WC+3lav	15 + 6 = 21	14	1.85	38	1.7	8.4
5	2 WC	2.0	13.33	1.8	38	1.65	8.0
6	2 WC + 3 lav	20 + 6 = 26	17.33	2.05	38	1.85	8.5
7	1 ming.+1WC+3lav+	5+ 10+6+3					
	1 vert.+ 1 feg.	+4= 28	18.67	2.15	38	1.95	9.5
8	secc.6 + secc.7	26+28 = 54	36	2.8	51	1.45	4.7
	total						

TABLA No. 8 (Continuación)

RAMAL NUCLEO H-3

Sección	Muebles o aparatos sanitarios =	U-M totales	$\frac{2}{3}$ (U-M)	Q max.inst. (l/seg.)	Ø Com. (mm)	V real (m/seg.)	Coef.hf (mca/100 m)
1	2 lavabos	4	2.67	0.22	19	1.0	4.8
2	2 lav. + 2 WC	4+20 = 24	16	2.0	38	1.85	8.5
3	2 lav.+ 1 ming.	4+5 = 9	6	1.3	32	1.6	8.8
4	2 lav.+ 2 ming.	4+10 = 14	9.33	1.5	38	1.45	5.5
5	2 lav.+ 2 ming +1WC	14+10 = 24	16	2.0	38	1.85	8.5
6	secc.2 + secc. 5	24+24 = 48	32	2.65	51	1.3	4.3
total							

TABLA No. 8 (Continuación)

RAMAL NUCLEO H-4							
Sección	Muebles o aparatos sanitarios *	U-M totales	$\frac{2}{3}$ (U-M)	Q max.inst. (l/seg.)	ϕ Com. (mm)	V real (m/seg.)	Coef.hf (mca/100 m)
1	2 ming.	10	6.67	1.3	32	1.6	8.0
2	3 lav.+ 2 ming.	6 + 10 = 16	10.67	1.6	38	1/5	6.0
3	secc.2 + 1 vert.	16 + 3 = 19	12.67	1.75	38	1.6	7.5
4 CAF	Total núcleo (H-1)	46	30.67	2.6	51	1.3	4.2
5	secc.4 + 1 WC	46 + 10 = 56	37.33	2.85	51	1.5	4.8
6	secc.4 + 3 WC	46 + 30 = 76	50.67	3.3	51	1.65	5.8
7	secc.3+secc.6	19 + 76 = 95	63.33	3.6	51	1.8	6.8
	total						

TABLA No. 8 (Continuación)

RAMAL NUCLEO H-5

Sección	Muebles o aparatos sanitarios *	U-M totales	$\frac{2}{3}$ (U-M)	ψ max. inst. (1/seg.)	Ø Com. (mm)	V real (m/seg.)	Coef. h _r (mca/100 m)
1	2 lavabos	4	2.67	0.22	19	1.0	4.8
2	4 lavabos	2 x 4 = 8	5.33	0.35	19	1.3	9.0
3	5 lavabos	2 x 5 = 10	6.67	0.4	19	1.5	11.0
4	5 lav. + 1 vert.	10 + 3 = 13	8.67	0.45	19	1.6	13.0
5	3 WC	3 x 10 = 30	20	2.2	38	2.0	10.0
6	secc. 4 + secc. 5	13 + 30 = 43	28.67	2.5	51	1.3	3.8
total							
RAMAL NUCLEOS (H-4) + (H-5)							
1	(H-4) + (H-5)	95 + 43 = 138	92	4.15	63	1.35	3.3
RAMAL NUCLEOS (H-3) + (H-4) + (H-5)							
1	(H-3)+(H-4)+(H-5)	48 + 138 = 186	124	4.7	63	1.5	4.2

TABLA No. 8 (Continuación)

RAMAL NUCLEO H-6

Sección	Muebles o aparatos sanitarios *	U-M totales	$\frac{2}{3}$ (U-M)	Q max. inst. (l/seg.)	Ø Com. (mm)	V real (m/seg.)	Coef. hf (mca/100 m)
1	1 vert.	3	2	0.2	13	1.3	14.0
2	1 vert.+ 1 lav.	3 + 2 = 5	3.33	0.25	19	1.0	4.8
3	1 vert.+ 3 lav.	3 + 6 = 9	6	0.4	19	1.5	11.0
4	1 vert.+ 5 lav.	3 +10 = 13	8.67	0.45	19	1.6	13.0
5	2 WC	20	13.33	1.8	38	1.5	8.0
6 CAP	total núcleo (H-2)	54	36	2.8	51	1.45	4.7
7	secc.6 + 3 WC	54+30 = 84	60	3.5	51	1.72	6.4
8	secc.6 + 5 WC	54+50 =104	69.33	3.7	51	1.85	7.0
9	secc.6 + 6 WC	54+60 =114	76	3.8	51	1.9	7.3
10	2 ming.	10	6.67	1.3	32	1.6	8.8
11	3 ming.	15	10	1.6	38	1.5	6.0
12	3 ming. + 1 WC	15 + 10=25	16.67	2.05	38	1.85	8.5
13	3 ming. + 2 WC	15 + 20=35	23.33	2.4	51	1.2	3.5
14	3 ming. + 5 WC	15+50= 65	43.33	3.05	51	1.45	5.0
15	secc.9 + secc.14	114+65 =179	119.33	4.6	63	1.45	4.0
16	secc.15+ secc.4	179+13 =192	128	4.75	63	1.5	4.2
total							

TABLA No. 8 (Continuación)

RAMAL NUCLEO H-7

Sección	Muebles o aparatos sanitarios *	U-M totales	$\frac{Q}{3}$ (U-M)	Q max. inst. (l/seg.)	Ø Com. (mm)	V real (m/seg.)	Cof. hf (mca/100 m)
1	1 vert. + 1 lav.	3 + 2 = 5	3.33	0.25	19	1.0	4.8
2	1 vert. + 3 lav.	3 + 6 = 9	6	0.4	19	1.5	11.0
3	1 vert. + 5 lav.	3 + 10 = 13	8.67	0.45	19	1.6	13.0
total							
RAMAL NUCLEOS (H-6) + (H-7)							
1	(H-6) + (H-7)	192+13 = 205	136.67	4.85	63	1.55	4.5

TABLA No. 8 (Continuación)

RAMAL NUCLEOS H-8

Sección	Muebles o aparatos sanitarios *	U-M totales	$\frac{Q}{3}$ (U-M)	Q max. inst. (l/seg.)	Ø Com. (mm)	V real (m/seg.)	Coef. hf (mca/100 m)
1	2 WC+1 reg.+ 1 ming.	20+4+5=29	19.33	2.15	38	2.0	10.0
2	2 WC+2 reg.+ 1 ming	20+8+5=33	22	2.2	38	2.05	10.3
3	2 WC+2 reg + 2 ming	20+8+10=38	25.33	2.4	51	1.2	3.5
4	3 WC+2 reg + 2 ming + 1 lav.	30+8+10+2 =50	33.33	2.7	51	1.35	4.5
5	secc.4+1 vert.	50 + 3 = 53	35.33	2.8	51	1.45	4.7
total							

TABLA No. 8 (Continuación) *

RAMAL NUCLEO H-9

Sección	Muebles o aparatos sanitarios *	U-M totales	$\frac{2}{3}$ (U-M)	Q max. inst. (l/seg.)	Ø Com. (mm)	V real (m/seg.)	Coef. hg (mcs/100 m)
1	3 lavabos	2 x 3 =6	4	0.3	19	1.1	6.8
2	6 lavabos	2 x 6 =12	8	0.45	19	1.6	13.0
3	6 lav. + 1 ming.	12 + 5 =17	11.33	1.7	38	1.55	7.0
4	6 lav. + 2 ming.	17 + 5 =22	14.67	1.9	38	1.75	8.3
5	9 lav. + 2 ming.	18 +10 =28	18.67	2.1	38	1.9	9.0
6	2 reg.	2 x 4 =8	5.33	0.4	19	1.5	11.0
7	3 reg.	3 x 4 =12	8	0.45	19	1.6	13.0
8	3 reg. + 1 WC	12 +10 =22	14.67	1.9	38	1.75	8.7
9	3 reg. + 2 WC	22 + 10=32	21.33	2.2	38	2.05	10.3
10	secc.5 + secc.9	28 + 32=60	40	2.9	51	1.5	5.0
total							

TABLA No. 8 (Continuación)

RAMAL NUCLEOS (H-8) + (H-9)

Sección	Muebles o aparatos sanitarios *	U-M totales	$\frac{2}{3}$ (U-M)	Q max.inst. (1/seg.)	Ø Com. (mm)	V real (m/seg.)	Cof.hg (mca/100 m)
1	(H-8) + (H-9)	53 + 60 = 113	75.33	3.8	51	1.9	7.3
RAMAL NUCLEOS (H-6) + (H-7) + (H-8) + (H-9)							
1	(H-6)+(H-7)+(H-8)+(H-9)	205+113=318	212	5.9	63	1.9	6.0
RAMAL TOTAL DEL EDIFICIO							
1	acumulando todos los núcleos	186 + 318 = 504	336	7.3	75	1.65	3.6

TABLA No. 9

CALCULO HIDRAULICO EN EDIFICIO TORRE DE CONTROL .

* WC. y mingitorios con fluxómetro, uso privado.

RAMAL NUCLEO H-1 .

Sección	Muebles o aparatos sanitarios	U-M totales	$\frac{2}{3}$ (U-M)	Q. max. inst. (l/seg)	Ø Com. (mm)	V real (m/seg)	Coef. h _f (mca /100 m)
1	1 fregadero	2	1.33	0.1	13	1.0	5.0
2	1 freg + 1 WC.	2 + 8 = 10	6.67	1.3	32	1.6	8.8
3	1 reg.	2	1.33	0.1	13	1.3	5.0
4	1 lav.	1	0.67	0.1	13	1.3	5.0
5	1 lav. + 1 reg.	1 + 2 = 3	2	0.25	19	1.0	4.8
6	1 reg + 1 vert.	2 + 2 = 4	2.67	0.2	13	1.3	14.0
7	1 reg + 1 vert + 1 ming	4 + 5 = 9	6	1.3	32	1.6	8.8
8	secc 7 + 1 lav.	9 + 1 = 10	6.67	1.3	32	1.6	8.8
9	secc 2 + secc 8	10 + 10 = 20	13.33	1.8	38	1.65	8.0
total							

TABLA No. 10

CALCULO HIDRAULICO EN EDIFICIO ANEXO PARA MAQUINAS

* WC y mingitorios con fluxómetro uso semi-público

BAMAL NUCLEO H-1

Sección	Muebles o aparatos sanitarios*	U-M totales	$\frac{2}{3}$ (U-M)	Q _{max.} inst. (l/seg)	Ø Com. (mm)	V real (m/seg)	Coef. h _r (mca /100 m)
1	1 vertedero	3	2	0.2	13	1.3	14.0
2	1 vert. + 1 reg.	3 + 4 = 7	4.67	0.35	19	1.3	9.0
3	1 vert. + 2 reg.	3 + 8 = 11	7.33	0.45	19	1.6	13.0
4	1 vert. + 3 reg.	3 + 12 = 15	10	0.5	25	1.2	4.8
5	2 lavabos	4	2.67	0.22	19	1.0	4.8
6	2 lav + 1 WC	4 + 10 = 14	9.33	1.5	38	1.45	5.5
7	2 lav + 2 WC	4 + 20 = 24	16	2.0	38	1.85	8.5
8	Secc. 4 + secc. 7	15 + 24 = 39	26	2.4	51	1.2	3.5
9	2 ming.	10	6.67	1.3	32	1.6	8.8
10	3 ming.	15	10	1.6	38	1.5	6.0
11	secc. 8 + secc. 10	39 + 15 = 54	36	2.8	51	1.45	4.8
total							

TABLA No. 11

CAICULO HIDRAULICO EN EDIFICIO DE BOMBEROS (GREI)

* WC y mingitorios con fluxómetro uso semi-público.

RAMAL NUCLEO H-1							
Sección	Muebles o aparatos sanitarios*	U-M totales	$\frac{Q}{3}$ (U-M)	Q _{max. inst.} (l/seg)	Ø Com. (mm)	V real (m/seg)	Coef. h _c (mca /100 m)
1	1 ming. + 1 vert.	5 + 3 = 8	5.33	1.2	32	1.5	8.0
2	1 ming.+ 1 vert. + 1 lav.	8 + 2 =10	6.67	1.3	32	1.6	8.8
3	secc.2 + 1 WC	10 +10 =20	13.33	1.8	38	1.65	8.0
total							
RAMAL NUCLEO H-2							
1	1 frog.	4	2.67	0.2	13	1.3	14.0
total							
RAMAL NUCLEO H-3							
1	2 WC	20	13.33	1.8	38	1.65	8.0

TABLA No. 11 (Continuación)

Sección	Muebles o aparatos sanitarios *	U-M totales	$\frac{2}{3}$ (U-M)	Q max. inst. (l/seg.)	Ø Com. (mm)	V real (m/seg.)	Coef. hf (mca/100 m)
2	3 WC	30	20	2.15	38	2.0	10.0
3	3 WC + 1 vert.	30 + 3 = 33	22	2.2	38	2.05	10.3
4	2 lav.	2 x 2 = 4	2.67	0.22	19	1.0	4.8
5	3 lavabos	2 x 3 = 6	4	0.3	19	1.1	6.8
6	3 lav+ 1 reg.	6 + 4 = 10	6.67	0.4	19	1.5	11.0
7 CAE	3 lav.+ 2 reg	6 + 8 = 14	9.33	0.5	25	1.2	4.8
8	seco.7 + 1 freg.	14 + 4 = 18	12	0.6	25	1.4	6.5
9	3 lav.(f) + 1 ming.	6 + 5 = 11	7.33	1.4	32	1.75	10.0
10	3 lav. + 3 ming.+ 3 WC + 1 vert.	6 + 15 + 30 + 3 = 54	36	2.8	51	1.45	4.8
11 CAF	seco.10+2 reg.	54 + 8 = 62	41.33	3.0	51	1.45	5.0
12	3 lav.+ 2 reg + total 1 vert.+ 3 WC + 3 mingitorios	6 + 8 + 3 + 30 + 15 = 62	41.33	3.0	51	1.45	5.0
RAMAL NUCLEO (H-1) + (H-2) + (H-3)							
1	acumulados (H-1) + (H-2) + (H-3)	20 + 4 + 62 = 86	-	4.0	51	2.0	8.7

TABLA No 12

EDIFICIO TERMINAL

PERDIDAS DE CARGA POR FRICCIÓN EN TUBERIAS, SEGUN FORMULA HAZEN WILLIAMS

MATERIAL: COBRE RIGIDO TIPO " M "

C = 140

GASTO (L/seg.)	GASTO ACUMULADO (L/seg.)	PIEZA	DIAMETRO mm (Pulg.)	LONGITUD EQUIVALENTE (m.)	CANTIDAD DE PIEZAS	LONG. EQUIVALENTE (m.)		PERDIDA DE CARGA (m.)		PERDIDA DE CARGA ACUMULADA (m.)
						PARCIAL	TOTAL	m./100 m	TOTAL (m.)	
1.3	1.3	codo de 90°	32	1.0	2	2.0				
	"	tee	32	1.0	1	1.0				
	"	tubo recto	32	2.6		2.6	5.6	8.8	0.49	0.49
0.5	1.8	tee	38	1.3	1	1.3				
	"	tubo recto	38	0.6		0.6	1.9	8.0	0.15	0.64
0.2	2.0	tee	38	1.3	2	2.6				
	"	codo de 90°	38	1.3	3	3.9				
	"	válv. compt.	38	0.3	1	0.3				
	"	tubo recto	38	3.2		3.2				
	"	reducción	51x38	0.3	1	0.3	10.3	8.5	0.88	1.52
0.65	2.65	tee	51	1.7	3	5.1				
	"	codo de 90°	51	1.7	2	3.4				
	"	tubo recto	51	7.0		7.0	15.5	4.3	0.67	2.19
0.2	2.85	tee	51	1.7	1	1.7				
	"	tubo recto	51	1.0		1.0	2.7	4.8	0.13	2.32
0.45	3.3	tee	51	1.7	3	5.1				
	"	codo de 90°	51	1.7	7	11.9				
	"	válv. compt.	51	0.3	1	0.3				
	"	tubo recto	51	7.4		7.4	24.7	5.8	1.43	3.75
0.3	3.6	tee	51	1.7	1	1.7				
	"	codo de 90°	51	1.7	1	1.7				
	"	tubo recto	51	7.0		7.0				
	"	reducción	63x51	0.4	1	0.4	10.8	6.8	0.73	4.48
0.55	4.15	tee	63	2.2	1	2.2				
	"	tubo recto	63	18.6		18.6	20.8	3.3	0.69	5.17
0.55	4.7	tee	63	2.2	1	2.2				
	"	codo de 45°	63	0.9	2	1.8				
	"	válv. compt.	63	0.5	1	0.5				
	"	tubo recto	63	76.0		76.0				
	"	reducción	75x63	0.4	1	0.4	80.9	4.2	3.4	8.57
2.6	7.3	tubo recto	75	1.0		1.0		3.6	0.04	8.61 = 8.60

m.c.a.

TABLA Nº 13

TORRE DE CONTROL

PERDIDAS DE CARGA POR FRICCIÓN EN TUBERIAS, SEGUN FORMULA HAZEN WILLIAMS

MATERIAL: COBRE RIGIDO TIPO " M " C = 140

GASTO (L/seg.)	GASTO ACUMULADO (L/seg.)	PIEZA	DIAMETRO mm (Pulg.)	LONGITUD EQUIVALENTE (m)	CANTIDAD DE PIEZAS	LONG. EQUIVALENTE (m)		PERDIDA DE CARGA (m)		PERDIDA DE CARGA ACUMULADA (m)
						PARCIAL	TOTAL	m./100 m	TOTAL (m)	
1.3	1.3	tee	32	1.0	1	3.0				
	"	codo 90°	32	1.0	1	1.0				
0.5	1.80	tubo recto	32	3.1	6	3.1	7.1	8.8	0.6	0.6
	"	codo de 90°	38	1.3	1	7.8				
	"	válv. check	38	4.0	1	4.0				
	"	válv. compt.	38	0.3	1	0.3				
	1.8	tubo recto	38	23.0		23.0	35.1	8.0	2.8	3.4 m.c.a.
.....										
TABLA Nº 14										
ANEXO PARA MAQUINAS										
1.5	1.5	tee	38	1.3	1	1.3				
	"	tubo recto	38	0.9		0.9	2.2	5.5	0.12	0.12
0.5	2.0	tee	38	1.3	1	1.3				
	"	tubo recto	38	0.2		0.2				
	"	reducción	51x38	0.3	1	0.3	1.8	8.5	0.15	0.27
0.4	2.4	tee	51	1.7	1	1.7				
	"	tubo recto	51	1.9		1.9	3.6	3.5	0.13	0.40
0.4	2.8	tee	51	1.7	2	3.4				
	"	codo de 90°	51	1.7	5	8.5				
	"	válv. compt.	51	0.3	1	0.3				
	2.8	tubo recto	51	8.0		8.0	20.2	4.8	0.97	1.37 = 1.40
.....										

28

3.3 Redes exteriores de distribución.

3.3.1. Red de servicios generales .

Esta red se diseñó para suministrar a los elementos que forman parte del grupo No. 1 que, además de todos los edificios, incluye el riego a jardines (ver inciso 3.1).

Como se puede observar en la fig. No. 8 y los planos Nos. 3 y 4, consta de dos ramales principales : una que alimenta exclusivamente al edificio terminal y la otra, que alimenta a los elementos restantes del grupo y que son : - torre de control, anexo-máquinas, anexo-oficinas, CREI y - riego a jardines. La conveniencia de dividir en dos ramas, es con el fin de disminuir el gasto máximo instantáneo de los equipos de bombeo y mantener una reserva para casos de emergencia.

Sobre este funcionamiento se abundará más adelante, en el inciso 3.4. correspondiente a equipos de bombeo.

El riego se diseñó para efectuarse manualmente, con mangueras de longitud máxima de 15 metros, las cuales se conectan en terminales o salidas de las conocidas como - válvulas de acoplamiento rápido (V.A.R.) .

El cálculo hidráulico de estos ramales se calculó con la suposición de que se operan como máximo, tres terminales de riego simultáneamente y la VAR tipo que se consideró tiene las siguientes especificaciones :

Válvula de acoplamiento rápido tipo

marca :	Agro Rain
modelo :	319
gasto medio :	55 l/min.(0.92 l/seg.)
presión requerida:	15 m.c.a. (en la base)
longitud máxima :	20 metros (de la manguera)

Atendiendo a factores económicos como el costo de las tuberías y de su instalación, de su disponibilidad en el mercado de los materiales y de su comportamiento en ambientes semisalobres, como es el caso, las tuberías exteriores de distribución se escogió que fuesen de PVC o de asbesto-cemento, según su diámetro. Se escogieron tuberías de asbesto-cemento para diámetros de 62 mm y mayores, ya que son, con mucho, más económicas; y de PVC para diámetros de 50 mm y menores, porque en estas medidas no se fabrican de asbesto. Además ambos materiales son de fácil colocación y a diferencia de las tuberías metálicas, tienen gran resistencia a la corrosión y a los efectos incrustantes de las aguas duras.

RAMAL No. 1 . Edificio terminal .

El gasto de esta rama, como se observa en la tabla No.16, es de 7.3 l/seg y se necesita una presión en la base del edificio de 24.3 m.c.a. (2.43 Kg/cm^2). En estas condiciones el diámetro más conveniente es de 75 mm., por lo cual se coloca tubería de asbesto-cemento .

Según la fig. 8, para obtener la carga total requerida - para la línea, falta únicamente calcular las pérdidas por fricción desde la salida del tanque hidroneumático No. 1, hasta la base del edificio (tramo 1-2).

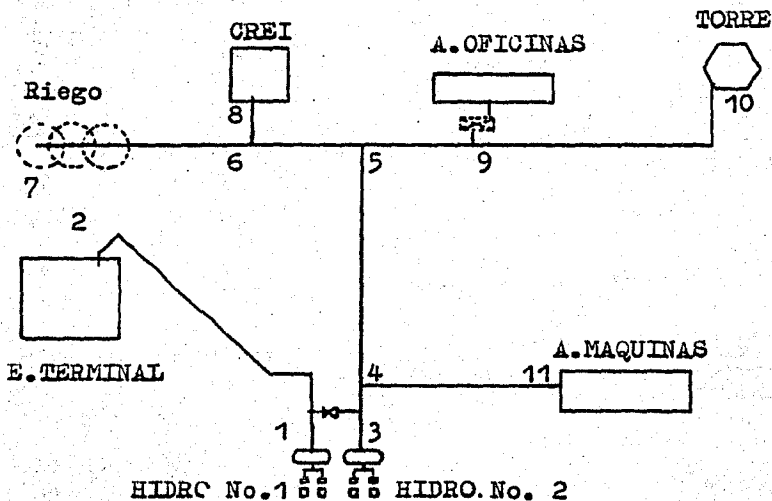


Fig. No. 8

CROQUIS DE LA RED DE SERVICIOS GENERALES

De acuerdo a lo explicado en el inciso 2.3 , en las tablas de referencia y para un coeficiente de fricción - $C = 130$, se obtiene un total de 4.0 m.c.a. por cada - 100 metros de tubería; por lo tanto, considerando la longitud equivalente por piezas especiales, se tiene :

Datos : $Q = 7.3$ l/seg

$\emptyset = 75$ mm. asb-cem.

$C = 130$

longitud de conducción 170.0 m (plano No.3)

longitud equivalente por piezas espe-

ciales : 3 tee+4 codos 90° + 4 codos 45°

+ 1 válvula check + 2 válvulas compuerta

$= 3 \times 2.6 + 4 \times 2.6 + 4 \times 1.2 + 1 \times 5.6 + 2 \times 0.5 =$

29.6 m.

29.6 m

longitud total para cálculo

199.6 m

pérdidas por fricción en el tramo :

$$h_f = \frac{4.0 \times 199.6}{100} = 8.0 \text{ m.c.a.}$$

Por lo tanto, la carga H requerida en el ramal No. 1 en la salida del tanque hidroneumático, vale :

$$H = 24.3 + 8.0 + 2.5 = 34.8 \text{ m.c.a.}$$

(el término de 2.5 m corresponde a la carga estática en la succión, que en este caso es igual para todas las bombas).

La carga dinámica total (C.D.T.) para la bomba, es el valor anterior, más las pérdidas de carga por entrada en la tubería de succión y la propia bomba, más las pérdidas por entrada al tanque; pérdidas que en conjunto supondremos - como 10% de H; es decir :

$$C.D.T. = H + 0.1 H = 34.8 + 3.48 = 38.28 \text{ m.c.a.}$$

$$C.D.T. = 38.3 \text{ m.c.a.} \quad (\text{RAMAL No. 1})$$

RAMAL No. 2 Riego, torre, CREI, anexos.

Este ramal tiene varias derivaciones, como se observa en el croquis de la figura No. 8; sin embargo, tomando en cuenta la longitud y conexiones de las tuberías (plano No. 3), podemos decir que la combinación más crítica de gasto y carga está en uno de los tramos 5-6-7 y 5-9-10.

De entre ellos el que resulte más crítico en el punto de intersección 5, será el que justifique el gasto y carga requeridos en ese punto.

Para el tramo 5-9-10 el cálculo hidráulico es el siguiente :

a) tramo 9-10 (gasto de torre de control)

Datos : $Q = 1.8$ l/seg

$\phi = 38$ mm PVC

$C = 140$ (para diseño)

longitud de tubería recta : 64.0 m

long.equivalente por piezas especiales :

1 codo $45^\circ + 3$ codos $90^\circ + 1$ tee +

1 reducción $51 \times 38 = 0.6 + 3 \times 1.3 + 1.3 +$

$0.3 = 48$ m. 4.8 m

longitud total para cálculo 68.8 m

Pérdidas por fricción en el tramo : con el auxilio de las tablas de la ref. 7 se obtiene para las condiciones hidráulicas anteriores una pérdida por fricción igual a 3.6 m.c.a. por cada 100 metros de tubería; o sea, para la longitud del tramo se tiene :

$$h_f = \frac{3.6 \times 68.8}{100} = 2.5 \text{ m.c.a.}$$

b) tramo 5-9 (gasto de torre + cisterna de anexo oficinas)

$$\text{Datos : } Q = 1.8 + 1.0 = 2.8 \text{ l/seg}$$

$$\varnothing = 51 \text{ mm. PVC}$$

$$C = 140$$

$$\text{longitud de tubería recta : } 48.0 \text{ m}$$

longitud equivalente por piezas es

peciales : 3 codos 90° + 1 tee + 1 -

reducción $75 \times 51 = 3 \times 1.7 + 1.7 + 0.4 = -$

7.2 m.

7.2 m

$$\text{longitud total para cálculo } \underline{\underline{55.2 \text{ m}}}$$

Pérdidas por fricción en el tramo : de nuevo con el auxilio de las mismas ayudas anteriores, se obtiene ahora una pérdida por fricción de 2.7 m.c.a. por cada 100 metros; o sea :

$$h_f = \frac{2.7 \times 55.2}{100} = 1.5 \text{ m.c.a.}$$

Por lo tanto, la presión requerida en el punto No. 5 para satisfacer adecuadamente el gasto y carga en el tramo 5-9-10 es de :

$$h_f = 34.3 + 2.5 + 1.5 = 38.3 \text{ m.c.a.}$$

De manera semejante, al analizar ahora la otra derivación en sus tramos 5-6-7, se obtienen los siguientes resultados :

c) tramo 7-6 (gasto de riego = tres mangueras simultáneas) .

Datos : $Q = 0.92$ l/seg (una manguera)

$\emptyset = 25$ mm. PVC.

$C = 140$

longitud de tubería recta : 18.0 m

longitud equivalente por piezas especiales :

1 codo 90° + 1 tee + 1 reducción $38 \times$

$25 = 0.9 + 0.9 + 0.2 = 2.0$ m

2.0 m

longitud total para cálculo 20.0 m

Pérdidas por fricción en el tramo, de las tablas :

$$h_f = \frac{7.5 \times 20.0}{100} = 1.5 \text{ m.c.a.}$$

Ahora : Datos : $Q = 1.84$ (dos mangueras)

$\emptyset = 38$ mm. PVC.

$C = 140$

longitud de tubería recta: 48.0 m.

longitud equivalente por P.E. :

1 tee = 1.3 1.3 m.

longitud total para cálculo = 49.3 m.

Pérdidas por fricción, de las tablas :

$$h_f = \frac{3.6 \times 49.3}{100} = 1.8 \text{ m.c.a.}$$

Finalmente : Datos : Q = 2.76 l/seg. (tres mangueras)

\varnothing = 38 mm. PVC.

C = 140

longitud de tubería recta = 196.0 m.

longitud equivalente por P.E.:

5 tee + 2 válvulas compta. + 1 codo 90°

+ 1 reducción 62 x 38 = 5 x 1.3 + 2 x

0.3 + 1.3 + 0.3 = 8.7 m. 8.7 m.

longitud total para cálculo = 204.7 m.

Pérdidas por fricción en el tramo, de tablas :

$$h_f = \frac{28.5 \times 204.7}{100} = 17.4 \text{ m.c.a.}$$

d) tramo 5-6 (riego + CREI).

Datos : $Q = 2.76 + 4.0 = 6.76$ l/seg.

$\varnothing = 62$ mm. asbesto-cemento

$C = 130$

longitud de tubo recto : 14.0 m.

longitud equivalente por P.E. :

1 tee + 1 reducción 75 x 62 = 2.2 +

0.4 = 2.6

2.6 m.

longitud total para cálculo 16.6 m.

de las tablas para tubería asbesto-cemento :

$$h_f = \frac{8.54 \times 16.6}{100} = 1.4 \text{ m.c.a.}$$

Por lo tanto, la presión necesaria en el punto 5 y que -
satisface los requerimientos del tramo 5-6-7 es la suma
de las h_f calculadas antes, más la presión requerida en-
la base de una toma para riego; es decir :

$$h \text{ requerida} = 15.0 + 1.5 + 1.8 + 17.4 + 1.4 = 37.1 \text{ m.c.a.}$$

Al comparar esta presión con la requerida para el otro -
tramo, podemos concluir que la derivación 5-9-10 de la to-
rre es la que debe predominar, ya que $38.3 \text{ m.c.a.} > 37.1 \text{ m.c.a.}$

A partir del punto 5 hacia el equipo hidroneumático No.2 la tubería es común para todos, por lo tanto, al continuar el cálculo en ese recorrido, se tiene :

e) tramo 4-5 (riego + CREI + torre + cisterna).

Datos : CREI + torre = 86 U.M. + 13.3 U.M.

= 99.3 U.M. $\Rightarrow Q = 4.3$ l/seg.

$Q = 4.3 + 2.76 + 1.0 = 8.1$ l/seg.

(El gasto de 1.0 l/seg. es el requerido para llenar la cisterna del que será el edificio de oficinas)

$\emptyset = 75$ mm. asbesto-cemento

C = 130

longitud de tubo recto : 58.0 m.

longitud equivalente por P.E. :

1 codo 90° + 1 tee + 2 codos $45^\circ = 2.5 +$

$2.5 + 2 \times 1.1 = 7.2$ m.

7.2 m.

longitud total para cálculo

62.2 m.

de las tablas para asbesto-cemento :

$$h_f = \frac{4.8 \times 65.2}{100} = 3.1 \text{ m.c.a.}$$

Finalmente, a la salida de la bomba se debe tener :

$Q_{\text{total}} = \text{riego} + \text{cisterna} + \text{CREI} + \text{torre} + \text{anexo}.$

Donde : CREI + torre + anexo = 86 + 13.3 + 36 U.M. = 135.3 U.M.

$Q = 4.8$ l/seg.

Por lo tanto :

Datos : Q total = 4.8 + 2.76 + 1.0 = 8.6 l/seg.

$\varnothing = 75$ mm. fierro galvanizado (por estar directamente conectada a los equipos)

$C = 110$ (para diseño)

longitud de tubo recto : 10.0 m.

longitud por P.E. 3 tee + 2 válvulas

compuerta + 1 codo 90° + 2 codos 45° +

1 válvula retención = 3 x 2.5 + 2 x

0.4 + 2.5 + 2 x 1.1 + 6.0 = 19.0 m.

19.0 m.

longitud total para cálculo

29.0 m.

de las tablas, se obtiene el factor 7.3 m.c.a. por cada 100 metros de tubería; o sea :

$$h_f = \frac{7.3 \times 29.0}{100} = 2.1 \text{ m.c.a.}$$

Por lo tanto, la carga H requerida en el ramal No.2 a la salida del tanque hidroneumático, es la suma de los resultados en cada tramo, además de los 2.5 m de la carga estática en la succión; o sea :

$$H = 38.3 + 2.7 + 2.1 + 2.5 = 45.6 \text{ m.c.a.}$$

$$H = 45.6 \text{ m.c.a.}$$

y la carga dinámica total de la bomba será :

$$C.D.T. = H + 0.1 H$$

$$C.D.T. = 45.6 + 4.56 = 50.16 \text{ m.c.a.}$$

$$C.D.T. = 50.2 \text{ m.c.a.} \quad (\text{RAMAL No. 2.})$$

3.3.2. Red contra incendio .

La red exterior contra incendio está constituida por las líneas que conducen el agua, desde la cisterna principal hasta los almacenamientos secundarios. Son dos líneas para uso exclusivo de este servicio; ya que de acuerdo al - Reglamento Contra Incendios (Ref.13), tanto el almacenamiento como la conducción de agua para incendios, no pueden tener derivaciones para otros usos.

tanque para zona
de combustibles

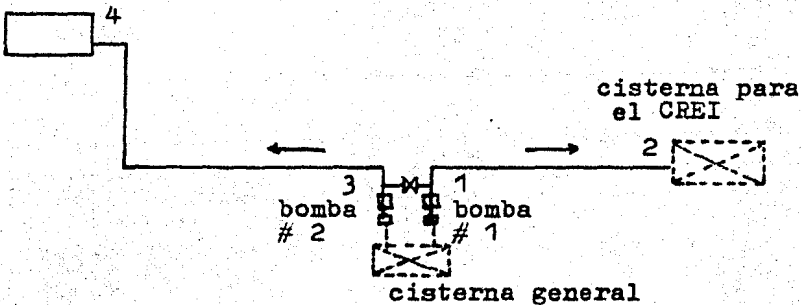


FIG. 10

CROQUIS DE LA RED DE AGUA CONTRA INCENDIOS

Como se puede observar en la fig. 10, en el primero de los casos, la línea 1-2 es para llenar la cisterna del CREI de 30 000 litros de capacidad, utilizando la bomba No. 1. La línea 3-4 alimenta por medio de la bomba No. 2 el tanque 40 000 litros ubicado en la zona de almacenamiento de combustibles, para protección de esa riesgosa área. Ambos casos los designamos como ramales No. 3 y No. 4 y a continuación se desarrolla el cálculo hidráulico respectivo.

RAMAL No. 3 . Línea de llenado a cisterna CREI .

Para determinar el gasto que debe circular por esta línea, se necesitan hacer algunas consideraciones.

Por ello se requiere conocer parte del equipo utilizado en el combate de incendios, el cual por lo que respecta al agua, generalmente incluye dos carros cisterna o auto tanques de aproximadamente 9000 litros cada uno y una "garza" conectada a una bomba para llenarlos. De acuerdo a la experiencia, el tiempo de llenado de estos camiones no debe ser mayor de 15 minutos; por lo que si consideramos ese tiempo, se tiene :

gasto de vaciado de
la cisterna

$$Q = \frac{V}{T} = \frac{9000}{15 \times 60} = 10 \text{ l/seg.}$$

El gasto en la línea, que será el gasto de llenado de la cisterna, lo podemos obtener entonces como un porcentaje del gasto anterior, de tal modo que se asegure la disponibilidad de agua durante las dos horas que fija como mínimo el Reglamento. Ese porcentaje es aproximadamente el 60%; por lo tanto, se debe tener :

$$Q \text{ llenado} = 0.6 (Q \text{ vaciado}) = 0.6 \times 10.0$$

$$Q \text{ llenado} = 6.0 \text{ l/seg.} \quad \text{RAMAL No. 3}$$

$$\text{Además : Tiempo de vaciado} = \frac{V}{Q}$$

$$T = \frac{30\,000}{(10-6.0) \times 60} = 125 \text{ min.} > 120 \text{ min.}$$

Para este gasto, en un tubo de PVC de 51 mm. de diámetro, se tiene :

$$\text{Datos : } Q = 6.0 \text{ l/seg.; } V = 1.89 \text{ m/seg.}$$

$$\phi = 51 \text{ mm. PVC}$$

$$C = 140$$

$$\text{longitud de tubo recto (plano No. 3) :} \quad 68.0 \text{ m.}$$

$$\text{longitud equivalente por pzas. espec. :}$$

$$4 \text{ codos } 90^\circ + 2 \text{ codos } 45^\circ + 3 \text{ tee} + 1 \text{ val.}$$

$$\text{compta.} + 1 \text{ val. ret.} = 4 \times 1.7 + 2 \times 0.7 + 3 \times 1.7 +$$

$$0.3 + 4.5 = 18.1 \text{ m.}$$

$$\underline{18.1 \text{ m.}}$$

$$\text{longitud total para cálculo}$$

$$\underline{86.1 \text{ m.}}$$

Pérdidas por fricción en el tramo : de las tablas se obtiene un coeficiente de pérdidas de 17.5 m.c.a. por 100 m. de tubería; o sea :

$$h_f = \frac{17.5 \times 86.1}{100} = 15.1 \text{ m.c.a.}$$

De acuerdo a las condiciones de descarga, en este caso :- existe un desnivel de aproximadamente -0.5 m.; por lo tanto la carga dinámica total H vale :

$$\text{C.D.T.} = 15.1 + 2.5 - 0.5 = 17.1 \text{ m.c.a.}$$

$$\text{C.D.T.} = 17.1 \text{ m.c.a.} \quad (\text{RAMAL No. 3})$$

RAMA. No. 4 Línea de llenado al tanque en zona de combustibles.

Para establecer el gasto de esta línea se puede proceder de manera semejante al anterior. En este caso el tanque suministra agua por medio de la bomba No. 2 (plano No.4) a una red de hidrantes que protege los tanques de almacenamiento de combustibles. Esta bomba, de acuerdo al Reglamento, debe ser para un gasto mínimo de 11.3 l/seg. (170-GPM) para alimentar a dos hidrantes simultáneamente, durante dos horas; por lo tanto, si reponemos con un llenado

equivalente al 60 por ciento, se tiene que la línea deberá diseñarse para un gasto de :

$$Q = \frac{60 \times 11.3}{100} = 6.8 \text{ l/seg.} \quad \text{RAMAL No. 4}$$

$$\text{Además : tiempo de vaciado} = \frac{V}{Q}$$

$$T = \frac{40\,000}{(11.3 - 6.8) \times 60} = 148 \text{ min.} > 120 \text{ min.}$$

Para tubería de asbesto-cemento y 75 mm. de diámetro, se tiene :

$$\text{Datos : } Q = 6.8 \text{ l/seg. ; } V = 1.49 \text{ m/seg.}$$

$$\varnothing = 75 \text{ mm. asbesto-cemento}$$

$$C = .130$$

$$\text{longitud de tubo recto (plano No.3) :} \quad 620.0 \text{ m.}$$

$$\text{longitud equivalente por pzas. espec. :}$$

$$8 \text{ codos } 90^\circ + 2 \text{ codos } 45^\circ + 3 \text{ tee} + 2 \text{ val.}$$

$$\text{compta.} + 1 \text{ val. ret.} = 8 \times 2.6 + 2 \times 1.1 + 3 \times$$

$$2.6 + 0.5 + 6.0 = 37.3 \text{ m.}$$

$$\underline{37.3 \text{ m.}}$$

$$\text{longitud total para cálculo}$$

$$657.3 \text{ m.}$$

Pérdidas por fricción en el tramo : de las tablas se obtiene un coeficiente de pérdidas de 3.5 m.c.a. por cada 100 m. de tubería; o sea :

$$h_f = \frac{3.5 \times 657.3}{100} = 23.0 \text{ m.c.a.}$$

De acuerdo a las condiciones en la descarga, consideran - do una carga estática de + 3.5 metros, se tiene finalmente para la carga dinámica total :

$$\text{C.D.T.} = 23.0 + 2.5 + 3.5 = 29.0 \text{ m.c.a.}$$

$$\text{C.D.T.} = 29.0 \text{ m.c.a.} \quad (\text{RAMAL No. 4})$$

3.4 Cálculo y selección de equipos de bombeo.

Las demandas de agua de los edificios la mayoría de las veces requieren gasto variable con una presión mínima; - es por ello que la selección de los equipos de bombeo de - be ser muy cuidadosa para lograr cubrir de manera eficiente y económica estas variaciones.

Sin tomar en cuenta los sistemas llamados "de gravedad" - existen entre otros, dos tipos de suministro a presión -

variable utilizados en la actualidad para efectuar este trabajo. El primero de ellos es esencialmente un acumulador de agua a presión, que la va cediendo en la medida que se requiera, por empuje de aire comprimido, a partir de una presión máxima hasta una presión mínima prefijadas, por lo que se llama a este sistema como "equipo hidroneumático". El otro es un "sistema programable" que aumenta o disminuye los gastos satisfaciendo la presión mínima, según se vaya requiriendo, por medio de ciertos mecanismos de control, que lo hacen costoso y difícil de mantener y operar; razón por la cual, en nuestro medio es poco utilizado.

Nosotros utilizaremos el sistema de equipo hidroneumático para los ramales 1 y 2 de las redes generales y por bombeo simple a los ramales 3 y 4 de las cisternas contra incendio.

Un equipo hidroneumático está integrado fundamentalmente por las siguientes cinco partes :

1. Fuente de suministro de agua.
2. Tanque de presión donde están en contacto el agua y el aire comprimido.

3. Bomba o bombas para forzar el agua a entrar al tanque.
4. Dispositivo para suministrar aire a presión al tanque.
5. Controles para operar las bombas y el dispositivo para suministrar aire.

3.4.1. Equipos de bombeo para redes generales.

Los equipos de bombeo se alojan en el edificio anexo de máquinas. Como se observa en el plano No. 4, se propone un sistema hidroneumático para cada una de las ramas 1 y 2 de los servicios generales, interconectados por medio de una válvula de compuerta, que se abre manualmente en caso de que por alguna circunstancia se tenga que dejar fuera de servicio uno de ellos. Esta solución tiene la ventaja de que permite manejar gastos menores en la red, con la consiguiente disminución del costo por tuberías, válvulas y demás piezas especiales; y en el caso extremo de que por alguna falla quedara fuera de servicio uno de los hidroneumáticos, el equipo restante puede satisfacer aproximadamente el 50% de los dos ramales.

Para calcular el tamaño y capacidad de los equipos, se tomó en cuenta una presión diferencial de 1.4 kg/cm^2 (20-lbs/pulg²) al prefijar el arranque y paro de las bombas y se previno un número de arranques y paros de 6 ciclos por hora, es decir, 5 minutos se para y 5 minutos se arran

ca; así como también que el tanque hidroneumático mantenga un sello hidráulico permanente de 5% de su capacidad. En base a estos datos complementarios se procede a continuación al cálculo y selección de los equipos.

a) Cálculo y selección de las bombas.

Las bombas se deben calcular para el gasto máximo instantáneo Q y la carga dinámica total C.D.T. calculados en el subinciso 3.3.1. Esta última a su vez, corresponde a la presión mínima o presión de arranque de los equipos, y se designa como P_2 . Por lo tanto, para cada uno de los hidroneumáticos se tiene :

HIDRONEUMATICO No. 1 $Q = 7.3$ lps
C.D.T. = 38.3 m.c.a.

HIDRONEUMATICO No. 2 $Q = 8.6$ lps
C.D.T. = 50.2 m.c.a.

De los catálogos de los fabricantes de bombas centrífugas horizontales, se seleccionaron como más adecuadas, las siguientes, cuyas curvas características se anexan :

	HIDRONEUMATICO No.1	HIDRONEUMATICO No.2
Marca	Worthington	Worthington
Modelo	D-3x1-1/2x6-A	D-3x1-1/2x6-A
Ø succión	75 mm (3")	75 mm (3")
Ø descarga	38 mm (1-1/2")	38 mm (1-1/2")
RPM	3550	3550
Eficiencia	65%	65.5%
Motor eléctrico	7.5 HP	10 HP
Fases/ciclos/vol taje	3/60/220	3/60/220

b) Cálculo y selección del tanque hidroneumático .

Para calcular la capacidad que debe tener el tanque hidroneumático se hizo uso del siguiente grupo de ecuaciones, que aparecen en el Manual Helvex :

$$C = \frac{\Delta P}{P_2} \dots \dots (3.1)$$

$$\Delta P = P_1 - P_2 \dots \dots (3.2)$$

$$W = \frac{C(100-S)}{1+C} \dots \dots (3.3)$$

donde :

P_2 = Presión mínima o de arranque (kg/cm^2)

P_1 = Presión máxima o de paro (kg/cm^2)

ΔP = Diferencial de presión (kg/cm^2)

C = Constante del sistema

W = Abatimiento del agua del tanque (%)

S = Sello de agua permanente (%)

C_m = Ciclos de la bomba por hora

Q = Gasto de la bomba (lpm)

T = Capacidad del tanque (lts)

Los valores de P_2 corresponden a la carga dinámica total C.D.T. en cada bomba, por lo tanto, del subinciso 3.3.1., se tiene :

$$P_2 = \text{C.D.T.} = 38.3 \text{ m.c.a.} = 3.83 \text{ kg/cm}^2 \text{ (hidro No. 1)}$$

$$P_2 = \text{C.D.T.} = 50.2 \text{ m.c.a.} = 5.02 \text{ kg/cm}^2 \text{ (hidro No. 2)}$$

Sustituyendo : $\Delta P = 1.4 \text{ kg/cm}^2$ en la ecuación 3.2. :

$$P_1 = \Delta P + P_2$$

$$P_{1.1} = 1.4 + 3.83 = 5.23 \text{ kg/cm}^2 \text{ (hidro No. 1)}$$

$$P_{1.2} = 1.4 + 5.02 = 6.42 \text{ kg/cm}^2 \text{ (hidro No. 2)}$$

Sustituyendo ahora en 3.1

$$C_1 = \frac{1.4}{3.83} = 0.37 \text{ (hidro No. 1)}$$

$$C_2 = \frac{1.4}{5.02} = 0.28 \text{ (hidro No. 2)}$$

y llevando estos valores a la ec. 3.3

$$W_1 = \frac{0.37 (100-5)}{1 + 0.37} = 0.2557 \text{ (hidro No. 1)}$$

$$W_2 = \frac{0.28 (100-5)}{1.28} = 0.208 \text{ (hidro No. 2)}$$

Finalmente, sustituyendo en la ec. 3.4

$$T_1 = \frac{6 \times 7.3 \times 60}{4 \times 0.257} = 2556 \text{ lts. (hidro No. 1)}$$

$$T_2 = \frac{6 \times 8.6 \times 60}{4 \times 0.208} = 3720 \text{ lts. (hidro No. 2)}$$

Por la capacidad que deben tener los tanques, conviene que sean del tipo horizontal; y además, con el fin de que se puedan utilizar indistintamente, se uniformizaron los tamaños al de mayor capacidad; por lo que de acuerdo a la tabla No. 17 se seleccionó un tanque cilíndrico horizontal para 3275 kts, (865 galones) de 1.22 m. de \emptyset x 3.28 m. de largo.

No conviene en este caso seleccionar el inmediato superior, de 4920 lts. porque resulta muy sobrado.

c) Selección del compresor .

La capacidad del compresor se obtuvo también de la tabla No. 17 y en ella vemos que la capacidad adecuada es de 3.0 pies ³/min.

3.4.2. Bombas contra incendio .

En el inciso anterior se calcularon los parámetros principales de gasto y presión (C.D.T.), con los cuales se deben seleccionar los equipos de bombeo para los ramales 3 y 4 . Estos equipos, por la misma naturaleza del servicio, conviene que sean a gasto y presión constante; por lo que la manera más sencilla de lograrlo es simplemente con una bomba. Los parámetros que se obtuvieron fueron :

RAMAL No. 3	Q = 6.0 l/seg.
	C.D.T. = 17.1 m.c.a.
RAMAL No. 4	Q = 6.8 l/seg.
	C.D.T. = 29.0 m.c.a.

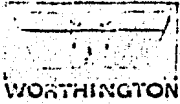
Con el objeto de poder efectuar la interconexión de las descargas para casos de emergencia, ambas bombas se seleccionaron para los parámetros del ramal 4, que es el más amplio, procurando al mismo tiempo que la curva característica cubra los requerimientos del ramal 3. Del catálogo Worthington para bombas centrífugas horizontales se seleccionó la siguiente; cuya curva de operación se anexa :

	BOMBA No. 1	BOMBA No. 2
Marca	Worthington	Worthington
Modelo	D-3x2x10-A	3x2x10-A
Ø succión	75 mm (3")	75 mm (3")
Ø descarga	50 mm (2")	50 mm (2")
RPM	1750	1750
Eficiencia	58 %	58 %
Potencia motor	5 HP	5 HP
Fases/ciclos/volts.	3/60/220	3/60/220

TABLA No. 17

GUIA PARA DETERMINAR EL TAMANO Y CAPACIDAD DE TANQUES HIDRONEUMATICOS Y COMPRESORES.

Tipo	capac. aprox. lts. gal.		Dimensiones del tanque				Capacidad del compresor	
			Ø mm (pulg)		L m (pies)		vol. tanque (gal.)	compresor (pies ³ /min)
VERTICAL	246	65	510	20	1.22	4	≤ 650	1.5
	322	85	510	20	1.52	5		
	416	110	610	24	1.52	5		
	510	135	610	24	1.83	6		
	643	170	762	30	1.52	5		
	775	205	762	30	1.83	6		
	1287	340	914	36	2.03	7		
HORIZONTAL	1475	390	107	42	1.83	6	700-1250	1.5
	1740	460	107	42	2.03	7	1300-2500	3.0
	2006	530	107	42	2.44	8	2600-3750	5.0
	2575	680	1220	48	2.44	8	3800-6500	7.0
	2915	770	1220	48	2.74	9	7000-10000	11.0
	3275	865	1220	48	3.04	10		17.0
	4920	1300	1520	60	3.04	10		
	6055	1600	1520	60	3.66	12		
	9085	2400	1830	72	3.66	12		
	10673	2820	1830	72	4.26	14		



LINEA D
BOMBAS CENTRIFUGAS
IMPULSOR CERRADO

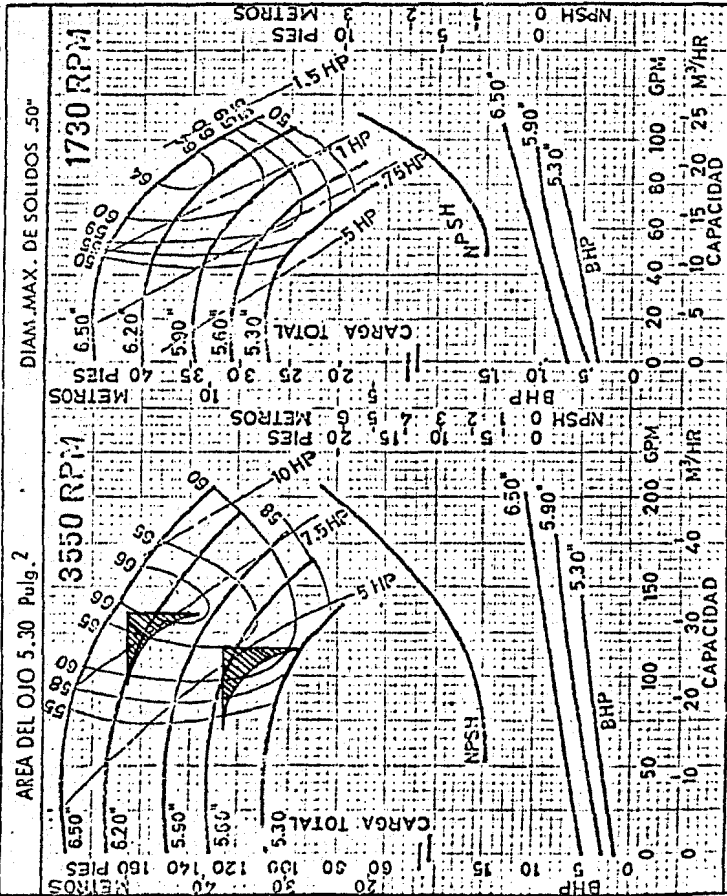
CLIENTE _____

COTIZACION No. _____

FECHA _____

CONDICIONES DE DISEÑO		SERVICIO _____	
CAPACIDAD _____ GPM	PIES _____	PARTIDA _____	
CARGA TOTAL _____	_____	OFICINA _____	
OBSERVACIONES _____		OBSERVACIONES _____	

1 GPM = 0.0631 LPS 1 GPM = 0.227 M³/HORA 1 PIE = 0.3048 METROS



WORTHINGTON DE MEXICO S.A. MODELO(S) D-3 x 1-1/2 x 6-A

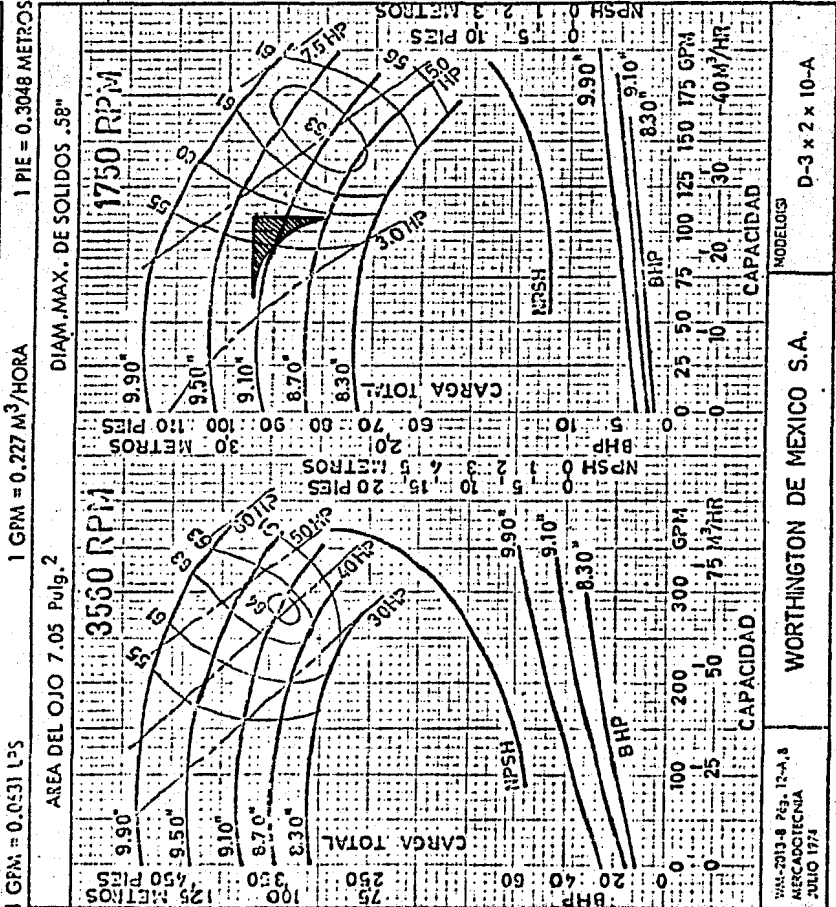
207-2018 Pp. 5-4, 8 01/25/2012 JUNIO 1974



LINEA D 109
 BOMBAS CENTRIFUGAS
 IMPULSOR CERRADO

CLIENTE _____
 COTIZACION No. _____
 FECHA _____

CONDICIONES DE DISEÑO		SERVICIO _____	
CAPACIDAD _____ GPM	AREA DEL OJO 7.05 Pulg. ²	PARTIDA _____	OBSERVACIONES _____
CARGA TOTAL _____ PIES	1 GPM = 0.0531 L ³ /S	OFICINA _____	
	1 GPM = 0.227 M ³ /HORA		



TUBERIA DE 50.80 MM (2") DE DIAMETRO

PERDIDA DE CARGA EN METROS POR KM DE LONGITUD

GASTO L/SEG	VELOC M/SEG	CARGA METROS	VALORES DE "C"						
			80	90	100	110	120	130	140
1.00	0.49	0.012	17.87	14.37	11.82	9.91	8.43	7.27	6.34
1.40	0.69	0.024	33.32	26.79	22.04	18.48	15.73	13.56	11.82
1.80	0.89	0.040	53.07	42.67	35.11	29.43	25.05	21.60	18.83
2.20	1.09	0.060	76.96	61.88	50.91	42.67	36.32	31.32	27.30
2.60	1.26	0.084	104.86	84.31	69.37	58.14	49.49	42.67	37.20
3.00	1.46	0.112	136.68	109.90	90.42	75.79	64.51	55.62	48.49
3.40	1.63	0.143	172.33	138.56	114.00	95.55	81.33	70.13	61.14
3.80	1.87	0.179	211.75	170.25	140.07	117.41	99.94	86.17	75.12
4.20	2.07	0.219	254.87	204.92	168.60	141.32	120.29	103.72	90.42
4.60	2.27	0.263	301.63	242.52	199.53	167.25	142.36	122.75	107.01
5.00	2.47	0.310	351.99	283.01	232.85	195.17	166.13	143.24	124.87
5.40	2.66	0.362	405.91	326.37	268.52	225.07	191.57	165.15	144.00
5.80	2.86	0.417	463.34	372.54	306.51	256.91	218.68	188.55	164.37
6.20	3.06	0.477	524.25	421.51	346.80	290.69	247.43	213.34	185.93
6.60	3.26	0.540	588.60	473.25	389.37	326.37	277.80	239.53	208.81
7.00	3.45	0.608	656.36	527.74	434.19	363.94	309.78	267.10	232.85
7.40	3.65	0.679	727.50	584.94	481.25	403.38	343.35	296.05	258.09
7.80	3.85	0.755	802.00	644.83	530.53	444.69	378.51	326.37	284.31
8.20	4.05	0.834	879.82	707.41	582.01	487.84	415.24	358.04	312.12
8.60	4.24	0.918	960.95	772.63	635.68	532.82	453.53	391.05	340.90
9.00	4.44	1.005	1045.35	840.50	691.51	579.62	493.36	425.40	370.65
9.40	4.64	1.096	1133.02	910.98	749.50	628.23	534.74	461.07	401.94
9.80	4.84	1.192	1223.91	984.07	809.63	678.63	577.64	498.06	434.19
10.20	5.03	1.291	1318.03	1059.74	871.69	730.82	622.06	536.36	467.55
10.60	5.23	1.394	1415.34	1137.98	936.27	784.78	667.99	575.96	502.10
11.00	5.43	1.501	1515.84	1218.78	1002.74	840.50	715.41	616.85	537.75

TUBERIA DE 50.80 MM (2") DE DIAMETRO

GASTO L/SEG	VELOC M/SEG	CARGA METROS	PERDIDA DE CARGA EN METROS POR KM DE LONGITUD						
			VALORES DE "C"						
			80	90	100	110	120	130	140
1.00	0.49	0.012	17.87	14.37	11.82	9.91	8.43	7.27	6.34
1.40	0.69	0.024	33.32	26.79	22.04	18.48	15.73	13.56	11.82
1.80	0.89	0.040	53.07	42.67	35.11	29.43	25.05	21.60	18.83
2.20	1.09	0.060	76.96	61.88	50.91	42.67	36.32	31.32	27.30
2.60	1.26	0.084	104.86	84.31	69.37	58.14	49.49	42.67	37.20
3.00	1.46	0.112	136.68	109.90	90.42	75.79	64.51	55.62	48.49
3.40	1.63	0.143	172.33	138.56	114.00	95.55	81.33	70.13	61.14
3.80	1.87	0.179	211.75	170.25	140.07	117.41	99.94	86.17	75.12
4.20	2.07	0.219	254.87	204.92	168.60	141.32	120.29	103.72	90.42
4.60	2.27	0.263	301.63	242.52	199.53	167.25	142.36	122.75	107.01
5.00	2.47	0.310	351.99	283.01	232.85	195.17	166.13	143.24	124.87
5.40	2.66	0.362	405.91	326.37	268.52	225.07	191.57	165.15	144.00
5.80	2.86	0.417	463.34	372.54	306.51	256.91	218.68	188.55	164.37
6.20	3.06	0.477	524.25	421.51	346.80	290.69	247.43	213.34	185.93
6.60	3.26	0.540	588.60	473.25	389.37	326.37	277.80	239.53	208.81
7.00	3.45	0.608	656.36	527.74	434.19	363.94	309.78	267.10	232.85
7.40	3.65	0.679	727.50	584.94	481.25	403.38	343.35	296.05	258.09
7.80	3.85	0.755	802.00	644.83	530.53	444.69	378.51	326.37	284.31
8.20	4.05	0.834	879.82	707.41	582.01	487.84	415.24	358.04	312.12
8.60	4.24	0.918	960.95	772.63	635.68	532.82	453.53	391.05	340.90
9.00	4.44	1.005	1045.35	840.50	691.51	579.62	493.36	425.40	370.65
9.40	4.64	1.096	1133.02	910.98	749.50	628.23	534.74	461.07	401.94
9.80	4.84	1.192	1223.91	984.07	809.63	678.63	577.64	498.06	434.19
10.20	5.03	1.291	1318.03	1059.74	871.69	730.82	622.06	536.36	467.55
10.60	5.23	1.394	1415.34	1137.98	936.27	784.78	667.99	575.96	502.10
11.00	5.43	1.501	1515.84	1218.78	1002.74	840.50	715.41	616.85	537.75

TUBERIA DE 63.50 MM (2.5") DE DIAMETRO

GASTO L/SEG	VELOC M/SEG	CARGA METROS	PERDIDA DE CARGA EN METROS POR KM DE LONGITUD VALORES DE "C"						
			80	90	100	110	120	130	140
1.00	0.32	0.005	6.03	4.85	3.99	3.34	2.84	2.45	2.14
1.40	0.44	0.010	11.24	9.04	7.44	6.23	5.30	4.57	3.99
1.80	0.57	0.016	17.90	14.39	11.84	9.93	8.45	7.28	6.35
2.20	0.69	0.025	25.96	20.87	17.17	14.39	12.25	10.56	9.21
2.40	0.76	0.029	30.50	24.52	20.17	16.91	14.39	12.41	10.82
2.80	0.88	0.040	40.57	32.62	26.84	22.50	19.15	16.51	14.39
3.20	1.01	0.152	51.95	41.77	34.57	26.31	24.52	21.14	18.43
3.60	1.14	0.066	64.62	51.95	42.75	35.83	30.50	26.30	22.92
4.00	1.26	0.081	76.54	63.15	51.95	43.55	37.07	31.96	27.86
4.40	1.39	0.098	93.70	75.34	61.98	51.95	44.22	38.13	33.24
4.80	1.52	0.117	110.08	88.51	72.82	61.04	51.95	44.80	39.05
5.20	1.64	0.137	127.67	102.65	84.26	70.79	60.26	51.95	45.29
5.60	1.77	0.159	146.45	117.75	96.88	81.20	69.12	59.60	51.95
6.00	1.89	0.183	165.41	133.80	110.08	92.27	78.54	67.72	59.04
6.40	2.02	0.208	187.54	150.79	124.06	103.98	88.51	76.32	66.53
6.80	2.15	0.235	209.82	168.70	138.80	116.34	99.03	85.38	74.43
7.20	2.27	0.263	233.25	187.54	154.29	129.33	110.08	94.92	82.75
7.60	2.40	0.294	257.81	207.29	170.54	142.95	121.67	104.91	98.40
8.00	2.53	0.325	283.50	227.94	187.54	157.19	133.80	115.37	100.57
8.40	2.65	0.359	310.30	249.49	205.27	172.06	146.45	126.28	110.68
8.80	2.78	0.394	338.22	271.94	223.74	187.54	159.63	137.64	119.99
9.20	2.91	0.430	367.24	295.27	242.93	203.63	173.32	149.45	130.26
9.60	3.03	0.468	397.36	319.49	262.86	220.33	187.54	161.70	146.96
10.00	3.16	0.508	428.56	344.58	283.50	237.63	202.26	174.40	152.03
10.40	3.26	0.550	460.84	370.53	304.85	255.53	217.50	187.54	163.49
10.80	3.41	0.593	494.21	397.36	326.92	274.03	233.25	201.11	175.42
11.20	3.54	0.637	528.64	425.04	349.70	293.12	249.49	215.12	187.54

TUBERIA DE 76.20 MM (3") DE DIAMETRO

GASTO L/SEG	VELOC M/SEG	CARGA METROS	PERDIDA DE CARGA EN METROS POR KM DE LONGITUD VALORES DE "C"						
			80	90	100	110	120	130	140
2.00	0.44	0.010	8.95	7.20	5.92	4.96	4.23	3.64	3.18
3.00	0.66	0.022	18.97	15.25	12.55	10.52	8.95	7.72	6.73
4.00	0.88	0.039	32.32	25.98	21.38	17.92	15.25	13.15	11.46
5.00	1.10	0.061	48.85	39.28	32.32	27.09	23.06	19.88	17.33
6.00	1.32	0.088	68.48	55.06	45.30	37.97	32.32	27.87	24.29
7.00	1.53	0.120	91.10	73.25	60.26	50.51	43.00	37.07	32.32
8.00	1.75	0.157	116.66	93.79	77.17	64.66	55.06	47.43	41.35
9.00	1.97	0.199	145.09	116.66	95.98	80.45	68.48	59.04	51.47
10.00	2.19	0.245	176.35	141.79	116.66	97.75	83.23	71.76	62.55
11.00	2.41	0.297	210.39	169.16	130.17	116.66	99.30	85.62	74.64
12.00	2.63	0.553	247.17	198.74	163.57	137.05	116.66	100.56	87.69
13.00	2.85	0.414	286.67	230.49	159.63	153.95	135.29	116.66	101.70
14.00	3.07	0.480	328.83	264.35	217.53	182.33	155.20	133.82	116.66
15.00	3.29	0.551	373.65	300.43	247.17	207.16	176.35	152.05	132.55
16.00	3.51	0.627	421.08	338.57	278.55	235.48	198.74	171.56	149.38
17.00	3.73	0.708	471.11	376.79	311.65	261.22	222.35	191.72	167.13
18.00	3.95	0.794	523.72	421.08	346.44	290.39	247.17	213.12	185.79
19.00	4.17	0.885	578.87	465.43	382.93	320.97	273.20	235.56	205.36
20.00	4.39	0.900	636.55	511.81	421.08	352.95	300.43	250.04	225.82
21.00	4.60	1.081	696.74	560.20	460.90	386.33	328.83	283.53	247.17
22.00	4.82	1.186	759.43	610.60	502.37	421.08	358.42	309.04	259.14
23.00	5.04	1.296	824.59	662.99	545.47	457.21	389.17	335.56	292.53
24.00	5.26	1.412	892.20	717.36	590.20	494.71	421.08	363.07	316.51
25.00	5.48	1.532	962.27	773.69	636.55	533.56	454.15	391.59	341.37
26.00	5.70	1.657	1034.76	831.98	684.50	573.75	488.36	421.08	367.09
27.00	5.92	1.787	1109.66	892.20	734.05	615.28	523.72	451.57	393.56

TUBERIA DE 101.60 MM (4") DE DIAMETRO

COSTO L/SEG	VELOC M/SEG	CARGA METROS	PERDIDA DE CARGA EN METROS POR KM DE LONGITUD						
			VALORES DE "C"						
			80	90	100	110	120	130	140
4.00	0.49	0.012	7.96	6.40	5.27	4.41	3.76	3.24	2.82
5.00	0.62	0.019	12.03	9.68	7.96	6.67	5.68	4.90	4.27
6.00	0.74	0.028	16.87	13.56	11.16	9.35	7.96	6.86	5.95
7.00	0.86	0.038	22.44	18.04	14.84	12.44	10.59	9.13	7.96
8.00	0.99	0.050	28.73	23.10	19.01	15.93	13.56	11.69	10.19
9.00	1.11	0.063	35.74	28.73	23.64	19.82	16.87	14.54	12.68
10.00	1.23	0.078	43.44	34.93	28.73	24.09	20.50	17.68	15.41
11.00	1.36	0.094	51.82	41.67	34.28	28.73	24.46	21.09	18.38
12.00	1.48	0.112	60.88	48.95	40.28	33.76	28.73	24.78	21.60
13.00	1.60	0.131	70.61	56.77	46.71	39.15	33.33	28.73	25.85
14.00	1.73	0.152	81.00	65.13	53.38	44.91	38.23	32.96	28.73
15.00	1.85	0.174	92.04	74.00	60.88	51.03	43.44	37.45	32.65
16.00	1.97	0.199	103.72	83.40	68.61	57.51	48.95	42.21	36.80
17.00	2.10	0.224	116.05	93.30	76.77	64.34	54.77	47.22	41.17
18.00	2.22	0.251	129.00	103.72	85.34	71.53	60.88	52.50	45.78
19.00	2.34	0.280	142.59	114.64	94.32	79.06	67.30	58.02	50.58
20.00	2.47	0.310	156.80	126.07	103.72	86.94	74.00	63.81	55.61
21.00	2.59	0.342	171.62	137.99	113.53	95.16	81.00	69.84	60.88
22.00	2.71	0.375	187.06	150.40	123.74	103.72	88.29	76.12	56.36
23.00	2.84	0.410	203.11	163.31	134.36	112.62	95.86	82.65	72.06
24.00	2.96	0.447	219.77	176.70	145.38	121.86	103.72	89.43	77.98
25.00	3.08	0.485	237.03	190.58	156.80	131.43	111.87	96.46	84.30
26.00	3.21	0.524	254.88	204.93	168.61	141.33	120.29	103.72	90.92
27.00	3.33	0.565	273.33	219.77	180.81	151.56	129.00	111.23	96.97
28.00	3.45	0.608	292.38	235.08	193.41	162.12	137.99	118.98	103.72
29.00	3.58	0.652	312.01	250.86	206.40	173.00	147.25	126.97	110.89

TUBERIA DE 152.40 KM. (6 ") DE DIAMETRO

PERDIDA DE CARGA EN METROS POR KM DE LONGITUD

GASTO L/SEG	VELOC M/SEG	CARGA METROS	VALORES DE " C "							
			80	90	100	110	120	130	140	
10.00	0.55	0.015	6.03	4.85	3.99	3.34	2.85	2.45	2.14	
12.00	0.66	0.022	8.45	6.79	5.59	4.69	3.99	3.44	3.00	
14.00	0.77	0.030	11.24	9.04	7.44	6.23	5.31	4.57	3.99	
16.00	0.88	0.039	14.40	11.57	9.52	7.98	6.79	5.86	5.11	
18.00	0.99	0.050	17.90	14.40	11.84	9.93	8.45	7.29	6.35	
20.00	1.10	0.061	21.76	17.50	14.40	12.07	10.27	8.66	7.72	
22.00	1.21	0.074	25.96	20.88	17.17	14.40	12.25	10.57	9.21	
24.00	1.32	0.088	30.50	24.53	20.18	16.91	14.40	12.42	10.82	
26.00	1.43	0.104	35.38	28.44	23.40	19.62	16.70	14.40	12.55	
28.00	1.53	0.120	40.58	32.63	26.84	22.50	19.15	16.51	14.40	
30.00	1.64	0.138	46.11	37.07	30.50	25.57	21.76	18.76	16.36	
32.00	1.75	0.157	51.96	41.78	34.87	28.81	24.53	21.15	18.43	
34.00	1.86	0.177	58.14	46.75	38.46	32.24	27.44	23.66	20.62	
36.00	1.97	0.199	64.63	51.96	42.75	35.84	30.50	26.30	22.93	
38.00	2.08	0.221	71.44	57.44	47.26	39.61	33.71	29.07	25.34	
40.00	2.19	0.245	78.55	63.16	51.96	43.56	37.07	31.97	27.87	
42.00	2.30	0.270	85.98	69.13	56.88	47.68	40.58	34.99	30.50	
44.00	2.41	0.297	93.72	75.35	62.00	51.96	44.23	36.14	33.25	
46.00	2.51	0.324	101.76	81.82	67.31	56.42	48.03	41.41	36.10	
48.00	2.63	0.353	110.10	88.53	72.83	61.05	51.96	44.81	39.06	
50.00	2.74	0.383	118.75	95.48	78.55	65.84	56.04	48.32	42.13	
52.00	2.85	0.414	127.70	102.67	84.47	70.80	60.27	51.96	45.30	
54.00	2.96	0.447	136.94	110.10	90.59	75.93	64.63	55.73	48.56	
56.00	3.07	0.480	146.48	117.77	96.90	81.22	69.13	59.61	51.26	
58.00	3.18	0.515	156.31	125.68	103.40	86.67	73.77	63.61	55.45	
60.00	3.29	0.551	166.44	133.82	110.10	92.29	78.55	67.73	59.05	

CAPITULO IV . INSTALACIONES PARA DRENAJE SANITARIO.

4.1 Consideraciones generales para diseño .

En este capítulo y en el siguiente se describe la metodología utilizada para el diseño de las redes de drenaje - de todo tipo de aguas, su tratamiento y disposición, hasta lograr la eliminación adecuada.

Las aguas que se manejarán serán de dos tipos : a) aguas residuales sanitarias, que son las que de alguna manera - tuvieron un uso en la edificación, durante el cual se contaminaron y perdieron su calidad de potable y, b) aguas - pluviales; que son el producto de las lluvias, que al precipitarse sobre las azoteas, patios y otros espacios - abiertos, tienden a acumularse, situación que no es conveniente y, en consecuencia, hay necesidad de eliminarlas - rápida y eficientemente.

Las aguas residuales sanitarias son, a su vez, de dos tipos : las denominadas como " aguas negras ", que son las que se originan exclusivamente en los inodoros y mingi -

torios, y las denominadas como " aguas jabonosas " o " aguas grises ", originadas en los fregaderos, lavabos, vertederos, regaderas y en aseo de pisos.

Este proyecto se diseñó para funcionar como un sistema de drenaje separado; es decir, las aguas negras no se mezclan con las aguas pluviales; aunque éstas, sí lo hacen con las jabonosas. Para adoptar esta solución, se tomó en cuenta que las aguas residuales se tienen que tratar y disponer como lo señalan los Reglamentos Sanitarios; y en virtud de no haber ninguna red de drenaje municipal en las cercanías del aeropuerto, es necesario el tratamiento previo antes de la eliminación final, el cual se encarecería mucho si se incluyera en él, el tratamiento de las aguas jabonosas y pluviales.

4.2 Redes interiores en los edificios.

El objetivo de estas redes es retirar las aguas residuales que, al descomponerse, ponen en peligro la salud de las personas. Esta función se efectúa por medio de tuberías-

y al diseñarlas se deberán tomar en cuenta las disposiciones de los Reglamentos Sanitarios en vigor; como son en este caso, el "Reglamento de Ingeniería Sanitaria relativo a Edificios" y el "El reglamento para la Prevención y Control de la Contaminación de Aguas", principalmente.

Las condiciones fundamentales que debe cumplir la instalación son el ser eficiente, higiénica y funcional; para lo cual debe permitir :

- A) Evacuar rápidamente las aguas residuales, alejándolas de la edificación; por lo que, las tuberías deberán tener pendiente y diámetro adecuados y un recorrido hacia el exterior, lo más corto posible.
- B) Impedir el paso del aire, malos olores e insectos; para lo cual, todas las descargas provenientes de los aparatos sanitarios deberán tener un obturador o sello hidráulico.
- C) Que las tuberías y materiales utilizados deben ser impermeables al agua y a los gases; e instalados de tal manera, que los movimientos diferenciales de la edificación no den lugar a fugas.

D) Prever un mínimo de mantenimiento; por lo que el material de las tuberías deberá resistir la acción corrosiva de las aguas residuales.

Las partes principales del sistema de desalojo de aguas residuales son las siguientes :

1. TUBERIAS . Estas se clasifican según la posición que guardan, en : a) DERIVACIONES O RAMALES, que enlazan directamente los muebles sanitarios con las columnas y pueden ser de ramal simple, cuando sirve a un sólo mueble, o ramal en colector cuando sirve a varios; b) COLUMNAS O BAJADAS, son las tuberías verticales que se conectan en su parte inferior a los colectores y a la altura de cada piso, reciben las descargas por conducto de los ramales; y c) COLECTORES O ALBANALES, que recogen y transportan horizontalmente, el agua de las columnas y que para facilitar su limpieza, estarán dotados de registros colocados a distancias no mayores de 10 metros.

2. TRAMPAS O SELLOS HIDRAULICOS . La función básica de estos elementos, es impedir que los gases malolientes procedentes de la red, se introduzcan al interior de los edificios; y además permitir, al mismo tiempo, un paso fácil de los líquidos sin que se detengan o depositen, obstruyendo el funcionamiento.

3. SISTEMA DE VENTILACION. La rapidez y volúmen de algunas descargas de agua, provocan depresiones (vacíos) y sobrepresiones dentro de las tuberías, generando la presencia de sifonamientos que anulan el efecto de las trampas. Para evitar lo anterior se conectan tubos de ventilación, dando origen al sistema, el cual deberá cumplir las siguientes funciones : a) equilibrar las presiones en ambos lados de las trampas, manteniendo la presión atmosférica; b) evitar el peligro de depresiones o sobrepresiones, que pueden aspirar el agua de las trampas hacia las bajadas, o bien expulsarla dentro del local, para que al mantenerse el sello hidráulico, se impida la entrada de los gases a la edificación; c) impiden en cierto modo, la corrosión de los elementos que integran la instalación, al introducir en forma permanente aire fresco que ayuda a diluir los gases formados.

4. REGISTROS. Como ya se dijo, son estructuras colocadas estratégicamente a lo largo de las tuberías, con la función de facilitar la limpieza en caso de taponamientos.

4.2.1. Diseño.

Para el diseño de las tuberías colectoras (ramales, baja

das y albañales) nos apoyamos en las tablas No. 18, 19 y 20, obtenidas del Manual Helvex. En la No. 18 se enlistan las equivalencias en unidades de descarga (U-D) de la mayor parte de los aparatos sanitarios, así como el diámetro común del cespool de descarga. Para calcular el diámetro requerido en una sección cualquiera de un ramal horizontal, se utiliza la No. 19, donde a partir del acumulado de las unidades de descarga en la sección y la pendiente del tubo, obtenemos el diámetro necesario respectivo. Por ejemplo, para un ramal al que descargan un mingitorio y tres inodoros, todos con fluxómetro, de acuerdo a la tabla No. 18 se tiene que al mingitorio le corresponde un valor de 8 U-D y para los inodoros también de modo que el acumulado es $8 + 3 \times 8 = 32$ U-D. Si la pendiente del tubo es 1.5 %, encontramos con esa pareja de valores (1.5% y 32 U-D) a la tabla 19 y obtenemos que el diámetro requerido es de 100 mm. (4"), que está de acuerdo a lo señalado en el Reglamento respectivo.

El máximo acumulado de U-D que pueden conectarse a este diámetro es 198 (por interpolación entre los valores de 180 para 1% y 216 para 2%). Finalmente, con la tabla No. 20 se calculan las bajadas. Para el ejemplo, la bajada necesaria es de 4" que admite hasta 240 U-D.

TABLA No. 18

UNIDADES MUEBLES DE DESCARGA

TIPO DE MUEBLE	UNIDAD MUEBLE U-D	DIAMETRO MIN.DE CESPUL (mm)
Grupo de baño con inodoro, lavabo y tina o regadera :		
con inodoro de tanque	6	
con inodoro de fluxom.	8	
Tina (con ó sin regadera)	2	38
Bidet	3	38
Lavabo dental ó escupid.	1	32
Bebedero	1/2	25
Lavadora doméstica	2	38
Coladora de piso	1	50
Fregadero de cocina	2	38
Lavabo	1	32
Lavabo de cirujano	2	38
Regadera, doméstica	2	50
Regaderas públicas	3	
Vertedero, hospital	3	38
Vertedero de servicio	2	50
Vertedero con fluxómetro	8	75
Mingitorio de pared	4	38
Mingitorio de fluxómetro	8	38
Mingitorio corrido, c/75. cm.	2	38
Inodoro de tanque	4	75
Inodoro de fluxómetro	8	75

121

TABLA No. 19

DIAMETROS	NUMERO MAX. DE UNIDAD - MUEBLE QUE PUEDEN SER CONECTADOS A CUALQUIER RAMAL DEL DRENAJE .			
	PEND. 0.5 %	PEND. 1 %	PEND. 2 %	PEND. 4 %
2"	-	-	21	26
2 1/2"	-	-	24	31
3"	-	20	27	36
4"	-	180	216	250
5"	-	390	480	575
6"	-	700	840	1000
8"	1400	1600	1920	2300
10"	2500	2900	3500	4200
12"	3900	4600	5600	6700

MANUAL HELVEX

TABLA No. 20

RAMIFICACIONES HORIZONTALES DE MUEBLES Y BAJADAS

DIAMETRO DEL TUBO EN PULG.	NUMERO MAXIMO DE UNIDAD - MUEBLE QUE PUEDE CONECTARSE A :			
	CUALQUIER RAMIFICACION HORIZONTAL DE MUEBLE	UNA BAJADA DE 3 PISOS O 3 - INTERVALOS	MAS DE 3 PISOS EN ALTURA :	
			TOTAL POR BAJADA	TOTAL EN UN PISO O INTERVALO
1 1/2	3	4	8	2
2	6	10	24	6
2 1/2	12	20	42	9
3	20*	30+	60+	16*
4	160	240	500	90
5	360	540	1100	200
6	620	960	1900	350
8	1400	2200	3600	600
10	2500	3800	5600	1000

* No más de 2 WC.

+ No más de 6 WC.

T A B L A No. 21

TUBERIAS PARA VENTILACION

GRUPO DE MUEBLES SIN W.C.		GRUPO DE MUEBLES CON W.C.	
UNIDADES DE DESCARGA	Ø VENTILACION (mm) (pulg)	UNIDADES DE DESCARGA	Ø VENT. (mm) (pulg)
1	32 1 1/4	hasta 17	50 2
2 a 8	38 1 1/2	18 a 36	63 2 1/2
9 a 18	50 2	37 a 60	75 3
19 a 36	63 2 1/2		

MANUAL HELVEX

Como se puede observar en los planos Nos. 7 y 8, las redes interiores se proyectaron de tal manera que las descargas fuesen lo más directas posible y, de acuerdo al Reglamento, los entronques o conexiones de tuberías horizontales fuesen a 45°. Para facilitar el desagüe y prevenir taponamientos, la pendiente en tuberías de diámetros hasta de 75 mm. es de 2% y para diámetros mayores, la pendiente mínima es de 1.5%, según lo indicado por el Reglamento en su art. 79. Para \emptyset de 38 mm. y menores serán tubos de cobre rígido para drenaje tipo DWV y para 50 mm. y mayores, de fierro fundido.

Cada mueble sanitario cuenta con su propia tubería de ventilación, que generalmente se interconectó a la de otros muebles cercanos, para formar una sola columna de ventilación. Los tramos horizontales de estas tuberías se colocan con una pequeña pendiente, normalmente del 0.5%, hacia la descarga, con el fin de recoger las gotas de agua que por condensación de la humedad, se acumulan en las paredes de la tubería, reduciendo así la corrosión.

Para diámetros de 38 mm. y menores las tuberías de ventilación son de cobre rígido tipo DWV y para 50 mm. en

adelante, de fierro fundido. Los diámetros se calcularon en base a la tabla No. 21 obtenida de las Especificaciones Generales de Construcción del ISSSTE, primera parte.

4.2.2 Resumen de resultados .

En las tablas subsiguientes, de la No. 22 a la 25, se presentan los cálculos efectuados para obtener el diámetro requerido para las descargas de aguas negras y jabonosas en las secciones principales; y en la tabla No. 26, el resumen final de resultados, que sirvieron para calcular los colectores de las respectivas redes exteriores.

El gasto máximo instantáneo que circulará en estas tuberías exteriores, se obtuvo en función del gasto requerido para la alimentación de los aparatos sanitarios, considerando que circula el 90% de este último. De este modo, para cada edificio se tienen las siguientes descargas :

TABLA No. 22 EDIFICIO TERMINAL

SISTEMA	APARATOS	U.M.	$\frac{2}{3}$ U.M.	Q alim.	0.9 x Q alim.
Aguas Jabonosas	42 lav. 7 vert. 1 freg. 5 reg.	84 21 4 <u>20</u> 129	86	2.6 lps.	2.3 lps.
Aguas Negras	13 ming. 31 WC	65 310 <u>375</u>	250	6.4 lps.	5.8 lps.

TABLA No. 23 EDIFICIO DEL GREI

Aguas Jabonosas	4 lav. 1 freg. 2 reg. 2 vert.	8 4 8 <u>6</u> 26	17.3	0.9 lps.	0.8 lps.
Aguas Negras	4 WC 4 ming.	40 <u>20</u> 60	40	2.9 lps.	2.6 lps.

TABLA No. 24 EDIFICIO ANEXO MAQUINAS

SISTEMA	APARATOS	U.M.	$\frac{2}{3}$ U.M.	Q alim.	0.9 x Q alim.
Aguas Jabonosas	2 lav. 3 reg. 1 vert.	4 12 3 <u>19</u>	12.7	0.7 lps.	0.6 lps.
Aguas Negras	2 WC 3 ming.	20 15 <u>35</u>	23.3	2.4 lps.	2.2 lps.

TABLA No. 25 TORRE DE CONTROL

Aguas Jabonosas	1 lav. 1 freg. 1 reg. 1 vert.	1 2 2 2 <u>7</u>	4.7	0.4 lps.	0.36 lps.
Aguas Negras	1 WC 1 ming.	8 5 <u>13</u>	8.7	1.4 lps.	1.3 lps.

4.3 Redes exteriores .

Esta parte del sistema de drenaje se inicia en los registros localizados en el exterior de las edificaciones, en los cuales se reciben o recogen las descargas provenientes del interior, para efectuar su transportación a través de las tuberías colectoras hasta el punto de disposición final. El diámetro mínimo para estas tuberías es, de acuerdo al Reglamento de Ingeniería Sanitaria relativo a edificios, art. 75, de 150 mm (6").

Para el diseño se tienen dos parámetros principales que hay que mantener controlados : la velocidad del flujo y el tirante de agua dentro de la tubería para que funcione siempre como canal. La velocidad, como se puede ver en las ecuaciones de Chezy-Kutter, es función de la pendiente hidráulica del flujo y del radio hidráulico de la sección que trabaja. Se ha estimado experimentalmente que la velocidad debe mantenerse dentro de un cierto ámbito, cuyo límite inferior será aquel que permita el flujo sin que se produzcan azolvamientos en el fondo de la conducción; y cuyo límite superior será tal que impida el desgaste excesivo de las paredes del tubo, por erosión. Para las aguas residuales, esta variación dada en función de la sección totalmente llena, está establecido en :

$$0.6 \leq V \leq 2.5 \text{ m/seg.}$$

En cuanto al tirante hidráulico del flujo en la tubería, se tiene que los alcantarillados la gran mayoría de las veces no se diseñan para trabajar a presión. Los alcantarillados se deben diseñar para trabajar por gravedad con secciones parcialmente llenas; o sea, como canal.

El tirante máximo que la práctica recomienda es el equivalente al 80% de la sección de conducción y, tratándose de tuberías circulares, el 80% del diámetro interior; es decir :

$$\text{tirante máximo} = 0.8 \varnothing$$

Al introducir una pendiente asociada a la tubería, necesaria para poder establecer el flujo por gravedad y conducir el gasto Q , se deben cumplir las dos restricciones anteriores. De ahí que la pendiente de la tubería sea también un parámetro que se deba manejar con mucho cuidado, pues interviene de manera fundamental en la economía de la obra a través del costo de las excavaciones para alojar las tuberías colectoras y estructuras especiales, sobre todo en sitios como el de un aeropuerto, donde la topografía es muy plana y la pendiente del terreno no ayuda mucho para lograr buenas velocidades sin profundizar dema-

siado las tuberías; por ello es conveniente lograr que la pendiente de la tubería sea igual a la pendiente hidráulica.

En resumen, para poder diseñar un buen proyecto de drenaje, es necesario conjugar adecuadamente cuatro variables que son : el gasto, la pendiente hidráulica, la velocidad del flujo y el diámetro de las tuberías.

Paralelamente a ello, también se debe tomar en cuenta la posibilidad de taponaduras en la red y que, por lo tanto se necesita continua labor de mantenimiento, para lo cual se utilizan ciertas estructuras que se llaman "estructuras especiales", con las que se facilitan los trabajos de limpieza y se preve la eventualidad de que se produzcan los indeseables taponamientos. Las principales son : registros, pozos de visita, lumbreras, pozos de caída, cajas de distribución, etc. y los lugares más adecuados para su colocación, por ser puntos críticos en la red, son en los cambios de dirección, de pendiente, de diámetro, o de sección; en las bifurcaciones y los cambios bruscos en la profundidad de la plantilla del colector; así como de auxilio en puntos intermedios para tramos largos (mayores de 70 metros). Estas estructuras se construyen gene-

ralmente de tabique, mampostería o concreto, o lo que es más común, combinando convenientemente estos materiales. Brevemente describiremos cada una :

- a) REGISTROS .- Son cajas cuadradas o rectangulares, con tapa hermética o no (según el tipo de aguas manejadas) y se utilizan cuando la profundidad de la plantilla del colector, no es muy grande; generalmente hasta 1.50 metros.
- b) POZOS DE VISITA .- Se utilizan para profundidades mayores que la anterior, hasta aproximadamente 5.0 metros-- deben permitir alojar a una persona trabajando holgadamente; por lo regular, son cónicos en la parte superior y cilíndricos en la parte inferior y tienen tapa hermética o no .
- c) LUMBRERAS .- Se utilizan para profundidades aún mayores y son de secciones cilíndricas o rectangulares; en la parte inferior deben permitir trabajar por lo menos a dos personas.
- d) POZOS DE CAIDA .- Se utilizan cuando hay necesidad de cambiar la profundidad de la plantilla del colector, de una manera drástica y notable; su forma es similar a la de un pozo de visita común.

e) CAJAS DE DISTRIBUCION .- Su uso es menos frecuente, pero se utilizan cuando se trata de bifurcar o reparar el gasto de un colector a otras tuberías de menor diámetro.

4.3.1. Diseño .

En las tablas del No. 27 al 32 se presentan los valores que ligan las cuatro variables para cálculo de tuberías circulares, empleadas en alcantarillado. Estos valores son a tubo lleno y fueron deducidos de las fórmulas de Chezy, para la velocidad y de la simplificada de Kutter, para el coeficiente C llamado de rugosidad. Las fórmulas combinadas se conocen como de Chezy-Kutter y tienen las siguientes expresiones :

$$V = C \sqrt{rs} \quad \text{CHEZY-KUTTER (4.1)}$$

$$C = \frac{100 \sqrt{r}}{b + \sqrt{r}} \quad \text{KUTTER SIMPLIFICADA (4.2)}$$

donde :

V = velocidad

r = $\frac{d}{4}$ = radio hidráulico, en m (para secciones circulares)

s = pendiente hidráulica = $(Kv)^2$

C = coeficiente de rugosidad

b = 0.35 rugosidad para alcantarillados.

$$k = \frac{1}{\sqrt{C r}}$$

Los valores de la tabla se tienen que corregir para revisar las condiciones del flujo a tubo parcialmente lleno, comparándolos con los valores reales de los parámetros de proyecto; para ello se utiliza la gráfica de la fig. - 14 que está basada en la conocida fórmula de Manning para canales :

$$V = \frac{1}{n} r^{2/3} s^{1/2}$$

En ella se entra en el eje de las abscisas con la relación de gastos RQ .

$$RQ = \frac{\text{gasto real}}{\text{gasto a tubo lleno}}$$

Con el valor de RQ se sube hasta encontrar la curva del gasto; a partir de la cual se obtiene en el eje de ordenadas el factor de corrección de tirante, que multiplicado por el diámetro del tubo, nos da la altura o tirante real; y llevando ese mismo factor a la curva de velocidad hasta encontrarla, se obtiene en el eje de abscisas el coeficiente de corrección para la velocidad, que multiplicado por la velocidad a tubo lleno, nos da la velocidad real; por lo tanto, analizando en cada tramo se tienen los valores mostrados en la Tabla No. 26.

TABLA No. 26

CALCULO HIDRAULICO COLECTOR DE AGUAS NEGRAS

Tramo	Q (mm)	s	Q (lps)	Q lleno (lps)	V lleno (m/seg)	$RQ = \frac{Q}{Q_n}$	Factores		Corregido	
							f_t	f_v	t real (mm)	v real (m/seg)
1-2	150	0.008	5.8	11.0	0.62	0.53	0.52	1.02	78	0.63
2-3	150	0.008	8.4	11.0	0.62	0.76	0.63	1.1	95	0.68
3-4	200	0.005	10.6	19.3	0.61	0.55	0.53	1.03	106	0.63
4-5	200	0.005	11.9	19.3	0.61	0.62	0.56	1.05	112	0.64
6-3	150	0.010	2.2	12.3	0.70	0.18	0.30	0.72	45	0.50

135

DIAMETRO $d = 0.10$ metros (4").

Velocidad v Mts./seg.	Gasto Q Lts./seg.	Pendiente s
0.50	3.93	0.010
0.55	4.32	0.012
0.60	4.71	0.014
0.65	5.11	0.017
0.70	5.50	0.020
0.75	5.89	0.023
0.80	6.28	0.026
0.85	6.68	0.029
0.90	7.07	0.033
0.95	7.46	0.037
1.00	7.85	0.041
1.05	8.25	0.045
1.10	8.64	0.049
1.15	9.03	0.054
1.20	9.42	0.059
1.25	9.82	0.064
1.30	10.21	0.069
1.35	10.60	0.075
1.40	11.00	0.080
1.45	11.39	0.086
1.50	11.78	0.092
1.55	12.17	0.099
1.60	12.57	0.105
1.65	12.96	0.112
1.70	13.35	0.119
1.75	13.74	0.126
1.80	14.14	0.133
1.85	14.53	0.141
1.90	14.92	0.149
1.95	15.32	0.157
2.00	15.71	0.165
2.05	16.10	0.173
2.10	16.49	0.182
2.15	16.89	0.190
2.20	17.28	0.199
2.25	17.67	0.209
2.30	18.06	0.218
2.35	18.46	0.228
2.40	18.85	0.237
2.45	19.24	0.247
2.50	19.63	0.258

Tabla #28.

137

DIAMETRO $d = 0.15$ metros (6").

Velocidad v Mts./seg.	Gasto Q Lts./seg.	Pendiente s
0.50	8.84	0.005
0.55	9.72	0.006
0.60	10.60	0.007
0.65	11.49	0.008
0.70	12.37	0.010
0.75	13.25	0.011
0.80	14.14	0.013
0.85	15.02	0.015
0.90	15.90	0.017
0.95	16.79	0.018
1.00	17.67	0.021
1.05	18.56	0.023
1.10	19.44	0.025
1.15	20.32	0.027
1.20	21.21	0.030
1.25	22.09	0.032
1.30	22.97	0.035
1.35	23.86	0.038
1.40	24.74	0.041
1.45	25.62	0.044
1.50	26.51	0.047
1.55	27.39	0.050
1.60	28.27	0.053
1.65	29.16	0.057
1.70	30.04	0.060
1.75	30.93	0.064
1.80	31.81	0.068
1.85	32.69	0.071
1.90	33.58	0.075
1.95	34.46	0.079
2.00	35.34	0.084
2.05	36.23	0.088
2.10	37.11	0.092
2.15	37.99	0.097
2.20	38.88	0.101
2.25	39.76	0.106
2.30	40.64	0.111
2.35	41.53	0.116
2.40	42.41	0.121
2.45	43.30	0.126
2.50	44.18	0.131

mlv.

DIAMETRO d = 0.20 metros (8").

Velocidad v Mts./seg.	Gasto Q Lts./seg.	Pendiente s
0.50	15.71	0.003
0.55	17.28	0.003
0.60	18.85	0.004
0.65	20.42	0.005
0.70	21.99	0.006
0.75	23.56	0.007
0.80	25.13	0.008
0.85	26.70	0.009
0.90	28.27	0.010
0.95	29.85	0.011
1.00	31.42	0.013
1.05	32.99	0.014
1.10	34.56	0.015
1.15	36.13	0.017
1.20	37.70	0.018
1.25	39.27	0.020
1.30	40.84	0.022
1.35	42.41	0.023
1.40	43.98	0.025
1.45	45.55	0.027
1.50	47.12	0.029
1.55	48.69	0.031
1.60	50.27	0.033
1.65	51.84	0.035
1.70	53.41	0.038
1.75	54.98	0.040
1.80	56.55	0.042
1.85	58.12	0.045
1.90	59.69	0.047
1.95	61.26	0.050
2.00	62.83	0.052
2.05	64.40	0.055
2.10	65.97	0.058
2.15	67.54	0.060
2.20	69.12	0.063
2.25	70.69	0.066
2.30	72.26	0.069
2.35	73.83	0.072
2.40	75.40	0.075
2.45	76.97	0.078
2.50	78.54	0.082

DIAMETRO $d = 0.25$ metros (10").

Velocidad v Mts./seg.	Gasto Q Lts./seg.	Pendiente s
0.50	24.54	0.002
0.55	27.00	0.002
0.60	29.45	0.003
0.65	31.91	0.003
0.70	34.36	0.004
0.75	36.82	0.005
0.80	39.27	0.005
0.85	41.72	0.006
0.90	44.18	0.007
0.95	46.63	0.008
1.00	49.09	0.009
1.05	51.54	0.010
1.10	54.00	0.011
1.15	56.45	0.012
1.20	58.90	0.013
1.25	61.36	0.014
1.30	63.81	0.015
1.35	66.27	0.016
1.40	68.72	0.018
1.45	71.18	0.019
1.50	73.63	0.020
1.55	76.09	0.022
1.60	78.54	0.023
1.65	80.99	0.025
1.70	83.45	0.026
1.75	85.90	0.028
1.80	88.36	0.029
1.85	90.81	0.031
1.90	93.27	0.033
1.95	95.72	0.035
2.00	98.17	0.036
2.05	100.6	0.038
2.10	103.1	0.040
2.15	105.5	0.042
2.20	108.0	0.044
2.25	110.4	0.046
2.30	112.9	0.048
2.35	115.4	0.050
2.40	117.8	0.053
2.45	120.3	0.055
2.50	122.7	0.057

Tabla #31.

140

DIAMETRO $d = 0.30$ metros (12")

Velocidad v Mts./seg.	Gasto Q Lts./seg.	Pendiente s
0.50	35.34	0.001
0.55	38.88	0.002
0.60	42.41	0.002
0.65	45.95	0.002
0.70	49.48	0.003
0.75	53.01	0.003
0.80	56.55	0.004
0.85	60.08	0.004
0.90	63.62	0.005
0.95	67.15	0.006
1.00	70.69	0.006
1.05	74.22	0.007
1.10	77.75	0.008
1.15	81.29	0.009
1.20	84.82	0.009
1.25	88.36	0.010
1.30	91.89	0.011
1.35	95.43	0.012
1.40	98.96	0.013
1.45	102.5	0.014
1.50	106.0	0.015
1.55	109.6	0.016
1.60	113.1	0.017
1.65	116.6	0.018
1.70	120.2	0.019
1.75	123.7	0.021
1.80	127.2	0.022
1.85	130.8	0.023
1.90	134.3	0.024
1.95	137.8	0.026
2.00	141.4	0.027
2.05	144.9	0.029
2.10	148.4	0.030
2.15	152.0	0.031
2.20	155.5	0.033
2.25	159.0	0.035
2.30	162.6	0.036
2.35	166.1	0.038
2.40	169.6	0.039
2.45	173.2	0.041
2.50	176.7	0.043

TABLA: # 32

DIAMETRO d = 0.38 metros (15")

VEL	GASTO	PENDIENTE
v	Q	s
Mts/seg	Lts/seg	
0.50	56.71	0.001
0.55	62.38	0.001
0.60	68.05	0.001
0.65	73.72	0.002
0.70	79.39	0.002
0.75	85.06	0.002
0.80	90.73	0.003
0.85	96.40	0.003
0.90	102.1	0.003
0.95	107.7	0.004
1.00	113.4	0.004
1.05	119.1	0.005
1.10	124.8	0.005
1.15	130.4	0.006
1.20	136.1	0.006
1.25	141.8	0.007
1.30	147.4	0.008
1.35	153.1	0.008
1.40	158.8	0.009
1.45	164.4	0.010
1.50	170.1	0.010
1.55	175.8	0.011
1.60	181.5	0.012
1.65	187.1	0.013
1.70	192.8	0.013
1.75	198.5	0.014
1.80	204.1	0.015
1.85	209.8	0.016
1.90	215.5	0.017
1.95	222.2	0.018
2.00	226.8	0.019
2.05	232.5	0.020
2.10	238.2	0.021
2.15	243.8	0.022
2.20	249.5	0.023
2.25	255.2	0.024
2.30	260.8	0.025
2.35	266.5	0.026
2.40	272.2	0.027
2.45	277.9	0.028
2.50	283.5	0.030

4.4 Tratamiento y disposición final.

Esta fase se llevó a cabo, como se ha dicho ya, diseñando un sistema de tanques sépticos. Para obtener la capacidad que debe tener, recurrimos de nuevo al subinciso 2.2.1 y a la tabla No. 3, donde se observa que la población de proyecto es :

población de proyecto = 1915 pers/día .

Un sistema de tanques sépticos tiene una clasificación de tratamiento primario y su uso es aceptado, según las circunstancias del caso, por la Autoridad competente, - que es la Secretaría de Desarrollo Urbano y Ecología, - en este tipo de proyectos. La capacidad requerida viene dada en función del número de personas o usuarios y la aportación estimada para cada uno de ellos, de acuerdo al tiempo de retención de diseño, que no debe ser menor de 24 horas. Por ello necesitamos el dato señalado en el párrafo anterior.

Si tomamos en cuenta que a los tanques sépticos les - llegan únicamente las descargas provenientes de mingitorios e inodoros, podemos considerar en promedio para-

estos aparatos una aportación de 25 l/ciclo/persona; por lo tanto, para la cantidad estimada de usuarios, el volumen mínimo necesario de los tanques sépticos, deberá ser en conjunto de :

Volúmen requerido = 25 lts. x 1915 pers.

Volúmen requerido = 47 875 lts.

El tratamiento de este volúmen se ha propuesto efectuarlo en dos tanques sépticos construídos en el lugar, cada uno con dimensiones de 3.20 x 6.50 x 2.30 m. , tal como se observa en el plano No. 9. La separación del influente se efectúa por medio de una caja de distribución, y el efluente resultante se vierte a pozos de absorción para oxidarse y complementar el proceso. Estos pozos se construyen de mampostería de piedra o tabique, con huecos en toda la pared y rellenos en su interior de grava graduada, para hacer más efectiva la oxidación y facilitar la infiltración hacia las capas inferiores del subsuelo.

El terreno del lugar es favorable para permitir una rápida infiltración, pues está constituido en alto porcentaje por arenas; por lo tanto, para fines de diseño de los pozos, podemos considerar un volúmen de retención similar al del tanque séptico, es decir, del órden de 20 m³.

Otra precaución que se debe tomar, es que el fondo de estos pozos debe quedar a una distancia mínima de 1.5 m. - del nivel freático, para no reducir su eficiencia y que, - de acuerdo a un sondeo efectuado en el lugar, oscila entre los 9 metros, por lo que en este caso no hay problema; además que se debe procurar distribuir uniformemente el - agua que cae al pozo, utilizando para ello tubería perforada, para que funcione de modo similar a una regadera. En el mismo plano mencionado se indican las dimensiones de los pozos de absorción y en la fig. No. 13 se esquematiza un corte.

pozos de absorción	6 unidades
diámetro interior	1.50 m.
altura efectiva	3.80 m.
altura total	5.60 m.
volúmen de grava	6.7 m ³

Por último, se considera conveniente recomendar que se - siembre pasto alrededor del sistema de tratamiento, con el fin de mejorar su aspecto exterior.

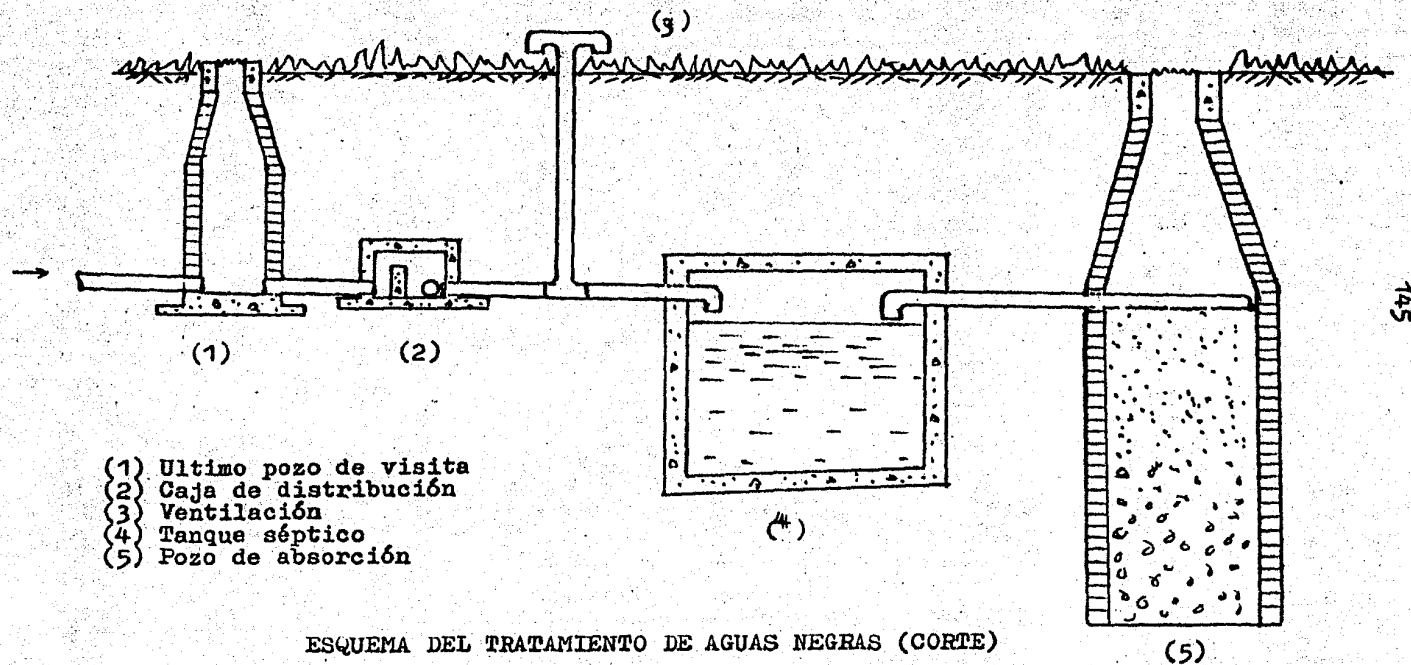


FIG. No 13

CAPITULO V. INSTALACIONES PARA DRENAJE PLUVIAL.

5.1 Consideraciones generales .

En realidad no existe mucha diferencia entre un sistema de desalojo de aguas residuales y un sistema para desalojar las aguas pluviales originadas en una edificación; - pues ambos deben cumplir básicamente las mismas condiciones fundamentales de instalación, señaladas para el primer sistema. Las pocas diferencias que los distinguen se encuentran en los extremos; ya que, en el extremo inicial, mientras un sistema está ligado a los aparatos sanitarios, el otro lo está a las coladeras de azoteas y patios que recogen el agua de lluvia y, en el extremo terminal, - en uno es forzoso el tratamiento de las aguas residuales antes de su disposición final y en el otro, no lo es. -

Además el sistema pluvial no requiere ventilación aparte, pues generalmente es autoventilado a lo largo de la misma tubería de drenaje, a través de las rejillas de las coladeras.

En el diseño de las tuberías y estructuras colectoras de este proyecto, se tomó en cuenta la posición y diámetro -

de las bajadas pluviales (BAP), recomendadas en los planos arquitectónicos básicos. Por lo tanto, lo único que se hizo en este caso, fué revisar, en base a la tabla No. 40 obtenida del Manual Helvex, que el área de azotea a que sirve cada BAP no excediese el valor indicado en ella; teniendo en cuenta que los valores recomendados en este Manual cumplen con los mínimos especificados por el "Reglamento de Ingeniería Sanitaria relativo a edificios", en su Art. 27 .

Para el trazo de la red exterior, se tomó en cuenta también, la existencia de proyectos anteriores relacionados con el "drenaje de liga vial", donde se puede observar el proyecto de un ducto rectangular de concreto, de 50 cm. de sección, para recibir los escurrimientos generados en toda el área de estacionamiento de autos. Este ducto cambia su sección a canal abierto y se conecta a otro canal existente, para descargar finalmente hacia el mar.

Como se puede observar en el plano No. 9 todos los edificios, a excepción de la torre de control, son conectados al mencionado ducto canal. La torre en virtud de su lejanía y escasa aportación al sistema, se drena separadamente hacia un pozo de absorción.

TABLA No. 40

CAPACIDAD DE LAS BAJADAS PLUVIALES EXPRESADA EN METROS CUADRADOS DE AZOTEA

Ø BAP	Precipitación media máxima anual expresada en mm / h				
	75	100	125	150	200
50	50	38	30	25	19
63	91	68	55	46	34
75	148	111	89	74	56
100	320	240	192	160	120
125	580	435	348	290	217
150	943	707	566	471	354
200	2030	1523	1218	1015	761

MANUAL HELVEY

* Para aguaceros de 5 min. y sección de BAP llena a la cuarta parte.

* Para BAP llena a la tercera parte de la sección, multiplicar el área por 1.615

Por otra parte, aunque en este sistema descargan también las aguas jabonosas, en temporada de lluvias el gasto fuerte es el pluvial; por lo tanto, el ámbito de velocidades permisibles deberá ser ajustado para este caso, tomando en cuenta que las aguas pluviales llevan en suspensión material de arrastre como arenas y polvos, que tienden a sedimentarse más fácilmente que los de las aguas negras y al mismo tiempo, ocasionan mayor erosión en las tuberías. Debido a ello, la variación de velocidades que la práctica recomienda para el diseño de las tuberías, es de :

$$0.8 \leq V \leq 2.5 \text{ m/seg.}$$

El gasto de diseño de los colectores será la suma de ambos gastos. El de las aguas jabonosas ya lo tenemos calculado en el subinciso 4.2.1. El gasto de aguas pluviales lo calculamos de acuerdo al llamado " Método Racional " que proporciona buenos resultados en drenajes de áreas pequeñas, como es el presente caso, y que no considera la pendiente de la superficie drenada, ni el tiempo de concentración.

De acuerdo al método el gasto pluvial lo podemos expresar en la siguiente forma :

$$Q = 2.78 \times 10^{-4} C i A \quad \dots (5.1)$$

donde : Q = gasto en lps.

A = área drenada en m^2

C = coeficiente de escurrimiento de la superficie drenada, adimensional.

i = precipitación pluvial, en mm/h.

2.78×10^{-4} = coeficiente de unidades.

Aún cuando el valor de la precipitación i es variable de acuerdo a la duración total de la lluvia, para conocerlo y aplicarlo en la ecuación anterior nos apoyamos en los datos proporcionados por la Dirección General de Geografía y Meteorología, de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, publicados bajo el título de "Normales Climatológicas"; donde, para la estación meteorológica de Loreto, B.C.S., aparece registrado el valor de 225 mm. de lluvia como precipitación máxima diaria (11 sept. 1958). Sin embargo, este valor no es el que debemos considerar, sino el correspondiente a una hora. Como este dato no lo tenemos registrado para esta estación, tomaremos el de la estación con características geográficas y climatológicas semejantes, más cercana al lugar, de la cual sí lo disponemos y resulta ser el de la establecida en Guaymas, Son. localizada aproximadamente a 200 Km., donde se regis

tra un valor para la precipitación máxima, de 82.2 mm/hora.
 Por lo tanto, para diseño tomaremos $i = 100$ mm/hora .

Para el coeficiente C de escurrimiento, de acuerdo a -
 Kuichling, podemos considerar un valor de $C = 0.8$, corres-
 pondiente a un valor medio para superficie de techado -
 impermeable; por lo tanto, sustituyendo en la expresión -
 (5.1), se tiene :

$$Q = 2.78 \times 10^{-4} \times 0.8 \times 100 \times A$$

$$Q = 0.0222 A \quad \dots (5.2)$$

La ecuación (5.2) es la forma particular de este aero-
 puerto; por lo tanto, sustituyendo el valor de A obtenido
 de los planos arquitectónicos para los distintos edifi-
 cios, se tiene :

a) Edificio Terminal (dos ramas) .

$$A_1 = 2400 \text{ m}^2 \text{ (considerando patio de acceso)}$$

$$A_2 = 2000 \text{ m}^2 \text{ (considerando patio de acceso)}$$

$$Q_1 = 0.0222 \times 2400 = 53.3 \text{ lps.}$$

$$Q_2 = 0.0222 \times 2000 = 44.4 \text{ lps.}$$

b) Edificio del CREI .

$$A = 25 \times 17 = 425 \text{ m}^2$$

$$Q = 0.0222 \times 425 = 9.4 \text{ lps.}$$

c) Edificio Anexo .

$$A = (10.5 \times 3.6)15 = 567 \text{ m}^2$$

$$Q = 0.0222 \times 567 = 12.6 \text{ lps}$$

d) Torre de Control .

$$A = 6(5.8 \times 4.5)/2 = 78 \text{ m}^2$$

$$Q = 0.0222 \times 78 = 1.7 \text{ lps.}$$

Los resultados del análisis por velocidad para los distintos tramos de la red colectora, se encuentran en la tabla No. 33, con la corrección a tubo parcialmente lleno, efectuada de manera igual al caso de los colectores para aguas negras.

Finalmente se presenta la revisión de la capacidad del ducto en dos secciones.

Sección I (ducto rectangular de 0.5 x 1.60 m.)

$$\text{Area drenada} = A_1 = 180 \times 110 \text{ m.} = 19\,800 \text{ m}^2$$

Coefficiente de escurrimiento $C = 0.85$ (pavimento asfáltico); sustituyendo se tiene :

$$Q_1 = 2.78 \times 10^{-4} \times 0.85 \times 100 \times 19\ 800 = 468 \text{ lps.}$$

$$Q \text{ acumulado} = 468 + 100.3 = 568 \text{ lps.}$$

La capacidad del ducto en sección I vale :

$$Q_I = V A = \frac{1}{n} r^{2/3} s^{1/2} A \text{ (Manning)}$$

$$Q_I = \frac{1}{0.013} \frac{0.5 \times 1.6}{1.6 \times 2 + 0.5}^{2/3} 0.0072^{1/2} (0.5 \times 1.6)$$

$$Q_I = 1880 \text{ lps.}$$

Por lo tanto, como : $1880 > 568$, la capacidad del ducto es suficiente.

Sección II (canal triangular de 2.6 m. de altura y 15.6 m. de ancho máximo).

$$\text{Area drenada } A_2 = 180 \times 110 = 19\ 800 \text{ m}^2$$

Coefficiente C para A_2 : $C = 0.15$ (suelo permeable con poca inclinación)

Sustituyendo en (5.1), para el gasto total en la sección II:

$$Q_2 = Q_1 + 2.78 \times 10^{-4} \times 0.15 \times 100 \times 19\ 800$$

$$Q_2 = 468 + 83 = 551 \text{ lps.}$$

Si agregamos el gasto proveniente de edificios :

$$Q \text{ acumulado} = 551 + 126 = 677 \text{ lps.}$$

La capacidad del canal en la sección II, vale :

$$Q_{II} = V A = \frac{1}{n} r^{2/3} s^{1/2} A \text{ (manning)}$$

$$Q_{II} = \frac{1}{0.030} \frac{15.6 \times 2.6}{2 \times 8.2}^{2/3} (0.0072)^{1/2} (15.6 \times 2.6)$$

$$Q_{II} = 65\ 000 \text{ lps.} > 677 \text{ lps.}$$

Por lo que indudablemente no existe ningún problema de capacidad para efectuar la conexión.

TABLA No. 33

CALCULO HIDRAULICO COLECTORES AP + AJ

Tramo	ϕ (mm)	S	A_2 (m ²)	$Q_{jab.}$ (lps)	$Q_{pluvial}$ (lps) $Q=0.0222 A$	Q_{total} (5)+(6)	Q_{lleno}	V_{lleno} (m/seg)	$RQ = \frac{Q_{rt}}{Q_{11}}$	Factores		Corregidos	
										f_t	f_v	t_{real} (11)x(12)	v_{real} (12)x(9)
E. Terminal													
1-2	250	0.006	1000	-	22.2	22.2	40.0	0.82	0.56	0.53	1.03	133	0.84
2-3	300	0.006	2400	-	53.3	53.3	67.1	0.95	0.79	0.65	1.12	195	1.06
3-4	300	0.006	2400	2.6	53.3	55.9	67.1	0.95	0.83	0.68	1.13	204	0.95
5-6	250	0.006	1000	-	22.2	22.2	40.0	0.82	0.56	0.52	1.02	130	0.84
6-4	300	0.006	2000	-	44.4	44.4	67.1	0.95	0.66	0.58	1.06	174	1.00
4-7	380	0.005	4400	3.6	97.7	100.7	119.1	1.05	0.84	0.68	1.14	258	1.20
CREI 9-10	200	0.008	425	0.8	9.4	10.2	25.1	0.80	0.41	0.46	0.95	92	0.76
Anexo 11-12	200	0.010	567	0.6	12.6	13.2	28.3	0.90	0.47	0.49	0.98	98	0.88
Torre 13-14	150	0.015	78	0.4	1.7	2.1	15.0	0.85	0.47	0.26	0.67	39	0.57

VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .

En nuestro país no existe una Norma específica referida a cómo diseñar las instalaciones hidráulicas y sanitarias - de los aeropuertos; por lo que, como marco de referencia, se toman en cuenta, en primer lugar, las reglamentaciones de carácter general que establecen las Normas vigentes mencionadas en el contexto del presente trabajo y, en segundo lugar, se atienden los resultados producto de la experiencia para definir los parámetros de diseño y adecuarlos a la realidad y posibilidades del país. Esto es particularmente importante cuando se trata de asegurar el abastecimiento de agua, en el cual, lograr una fuente de suministro exclusiva para el aeropuerto dentro de sus linderos, es recomendable, pues se ha observado que el uso mancomunado de una misma fuente que abastece a varios usuarios, acarrea múltiples problemas, sobre todo cuando entre esos usuarios se encuentran grupos de ejidatarios o comuneros que, de hecho, imposibilitan la práctica de un convenio para tal fin.

Igualmente, es lo que se pretende al utilizar, por ejemplo, el coeficiente de reducción de dos tercios en el método de diseño per Hunter, o como en el caso de los diseños contra incendios en zonas de almacenamiento y distribución de combustibles, en los cuales no se utiliza la reglamenta

ción de PEMEX (Norma No. 2.607.21) por ser mucho más estricta (prácticamente es igual a la correspondiente Norteamericana), que la de la Asociación Mexicana de Seguros, lo cual se traduce en diseños menos costosos.

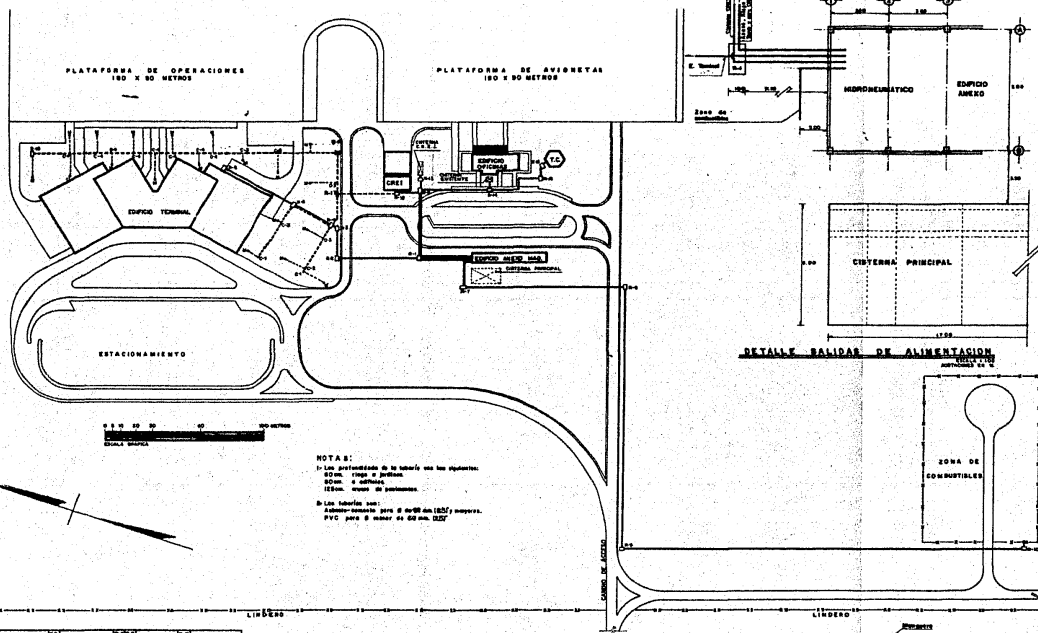
Se reconoce que en algunos aspectos (como el meteorológico y el de movimiento de pasajeros), no existe suficiente información estadística que podamos aplicar directamente; por lo que, antes de iniciar la ejecución de un proyecto de este tipo, es recomendable la compilación de la información real disponible y aplicarla en la medida que corresponda.

Por lo tanto, finalmente, con base en los cálculos y resultados presentados en este trabajo, para el diseño de las instalaciones hidráulicas y sanitarias en aeropuertos, se sugiere la utilización del procedimiento antes detallado.

VII BIBLIOGRAFIA

1. Captación y aprovechamiento de las aguas subterráneas .
Curso 1976 . C.E.C.
2. Reglamento de Ingeniería Sanitaria para edificios (SSA-1964).
3. Reglamento Federal sobre obras de aprovisionamiento de agua potable (SSA-1953) .
4. Reglamento para la prevención y control de la contaminación de aguas (SSA-1973).
5. Informe del Estudio Geofísico proyecto Loreto, B.C.S.
(SAHOP / BICASA . Febrero 1978).
6. Hydraulic Handbook.- Cold Industries Inc. Fairbanks Morse Pump Division. 1974.
7. Cálculo hidráulico de conductos circulares trabajando a presión.
Gastón Mendoza. Foll. 0-6 Inst. Ing. UNAM. Enero 1969.
8. Instalaciones hidráulicas, sanitarias y de gas para edificios.
Curso 1977 C.E.C.
9. Manual Helvex de Instalaciones Hidráulicas y Sanitarias. 1979.
10. Especificaciones generales para la perforación e instalación de pozos de abastecimiento. SRH-1966.
11. Captación de aguas subterráneas. Curso C.E.C. México 1977.
12. Criterios de diseño para abastecimiento de agua potable empleando tuberías de PVC. México 1971. PLASTICOS REX, S.A.

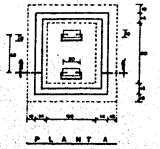
13. Reglamento de descuentos por protecciones contra --- incendios. Asoc. Mexicana de Aseguradoras. MEXICO, 1974.
14. Especificaciones Generales de Construcción. ISSSTE
 - 1a. PARTE . 1971



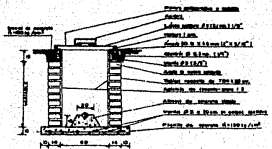
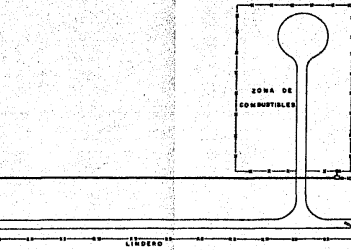
NOTAS:

1) Las perforaciones de los materiales son las siguientes:
 50 mm. riego y jardín.
 60 mm. a edificios.
 115 mm. avios de pasadizos.

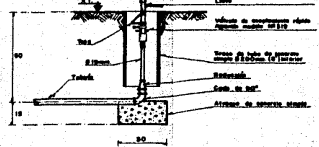
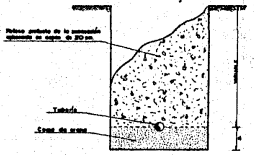
2) Las tuberías son:
 Aluminio-nylon para 8 de 40 mm (125'), neopren.
 PVC para 8 menor de 60 mm (125').



DETALLE SALIDAS DE ALIMENTACION



DETALLE DE BARRIDO DE 80 X80cm. (INTERIORES)



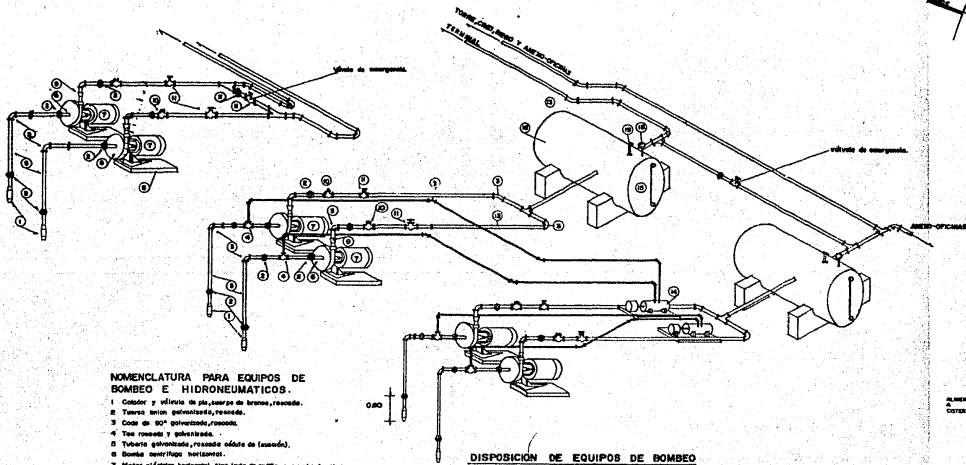
DETALLE PARA CONEXION DE MANGUERA EN RIESO

SIMBOLOGIA

- Arroyo de concreto simple.
- Codo de 90°.
- Válvula de seguridad.
- Regador # 1.
- Tercera vuelta.
- Reducción.
- Tee.
- Codo de 45°.
- Grapas # 2.
- Válvula de control.
- Válvula de mar.
- Tráfico continuo.
- Tubería para riego.
- Tubería para edificios.

D.P.A. S.E.A.M. DE REGISTROS Y CRUCEROS

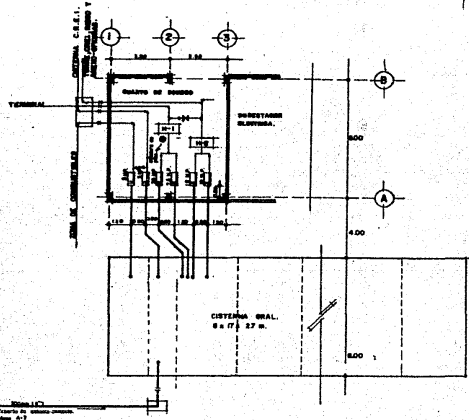
TESIS PROFESIONAL UNAM
INGENIERO CIVIL
AEROPUERTO DE LORETO, B.C.S.
RED EXTERIOR DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE Y RIEGO
 PLANO N° 3 PROYECTO Rural Canal U



NOMENCLATURA PARA EQUIPOS DE BOMBEO E HIDRONEUMATICOS.

- 1 Colector y válvulas de pu. cuerpo de bronce, rosca de 1/2".
- 2 Tuerca anillo galvanizada, rosca de 1/2".
- 3 Coax de 90° galvanizada, rosca de 1/2".
- 4 Tira rosca y galvanizada.
- 5 Tuberia galvanizada, rosca de 1/2" de bronce.
- 6 Bomba con/finje horizontal.
- 7 Motor hidroneumatico, tipo bronce de bronce a presión de agua.
- 8 Rueda de accionamiento para fijacion de equipos.
- 9 Reduccion rosca, galvanizada.
- 10 Válvula de seguridad, rosca de bronce.
- 11 Válvula tipo cono, rosca, bronce de bronce.
- 12 Válvula galvanizada rosca, 1/2" (NO conector).
- 13 Coax de 45°, galvanizada, rosca de 1/2".
- 14 Compresores de aire.
- 15 Caja inyector de nivel.
- 16 Mandos de presión tipo Bourdon.
- 17 Angarilla.
- 18 Tuerca de presión de 3/8" de 1/2".
- 19 Válvula de seguridad.

DISPOSICION DE EQUIPOS DE BOMBEO
FUERA DE ESCALA



PLANTA DE EQUIPO DE BOMBEO.
ESCALA 1:100

CUADRO DE BOMBAS Y MOTORES

SERVICIO	BOMBAS				MOTORES			NUMERO DE UNIDADES	
	GA. STD.	C. D. T.	MODELO	SIJUCION	ROSCA	PARES/CICLOS/VOLTS/R.P.M.	POTENCIA CVTL. HP.		
HIDRONEUMATICO # 1 (Elevador)	TS 1/2"	28.3 max	D-3-1/2 x 6-A	75 mm	38 mm	3 / 80 / 220 / 2820	7.5 HP.	68%	DOB
HIDRONEUMATICO # 2 (Zona de combustible, C.A.E.L., Com. y Almac.)	2 1/2"	50.2 max	D-3-1/2 x 6-A	75 mm	38 mm	3 / 80 / 220 / 2820	10 HP.	68%	DOB
BOMBA # 1 CISTERNA DEL OREI.	68 1/2"	25.0 max	D-3-2 x 10-A	75 mm	81 mm	3 / 80 / 220 / 1750	5 HP.	50%	UNA
BOMBA # 2 ZONA DE COMBUSTIBLE.	68 1/2"	26.0 max	D-3-2 x 10-A	75 mm	81 mm	3 / 80 / 220 / 1750	5 HP.	50%	UNA

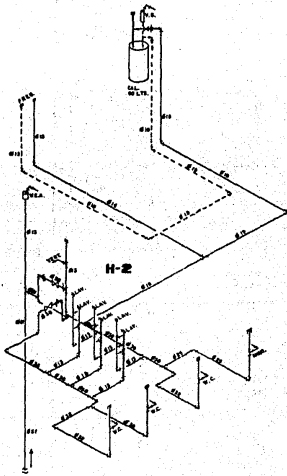
TESIS PROFESIONAL
INGENIERO CIVIL **UNAM**
AEROPUERTO DE LORETO, B.C.S.

EQUIPOS DE BOMBEO.

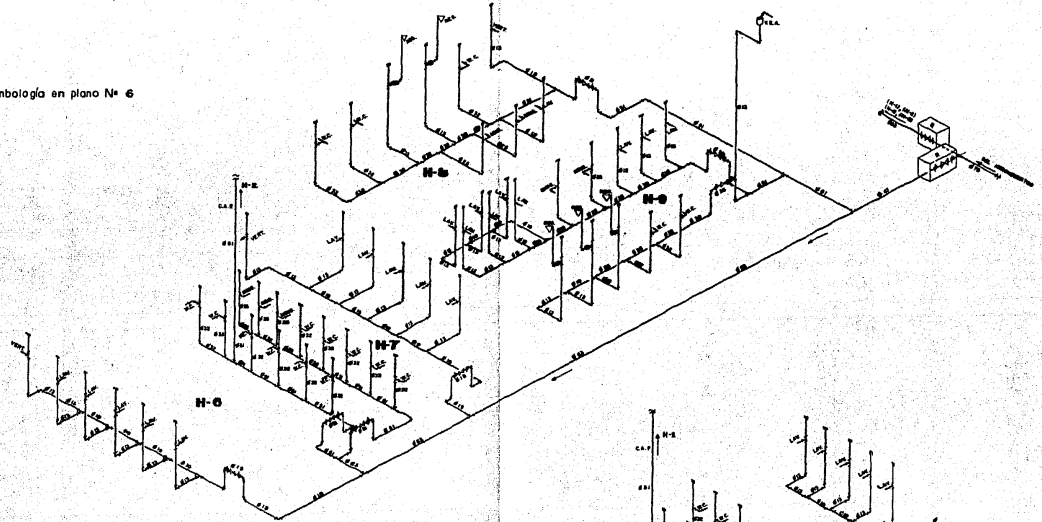
PLANO # 4

ISSUE CIVIL # 1

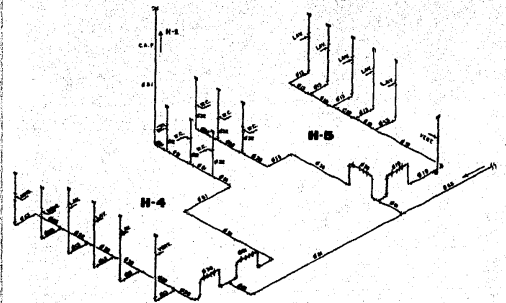
NOTA * Ver simbología en plano N° 6



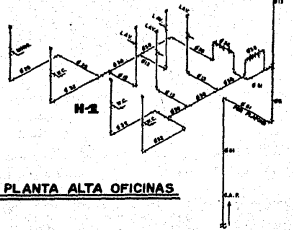
PLANTA ALTA RESTAURANTE



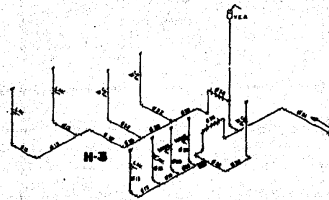
PLANTA BAJA SALA DE ESPERA NACIONAL



PLANTA BAJA SALA DE ESPERA INTERNACIONAL



PLANTA ALTA OFICINAS



PLANTA BAJA, MIGRACION Y ADUANA
SALA INTERNACIONAL

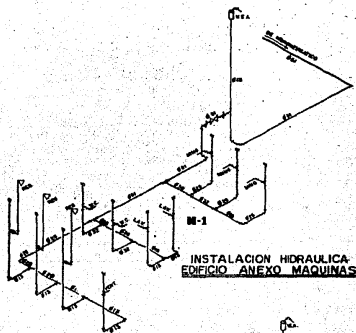
TESIS PROFESIONAL **UNAM**
INGENIERO CIVIL

AEROPUERTO DE LORETO, B.C.S.

EDIFICIO TERMINAL
ISOMETRICOS DE INSTALACION HIDRAULICA

PLANO: 19

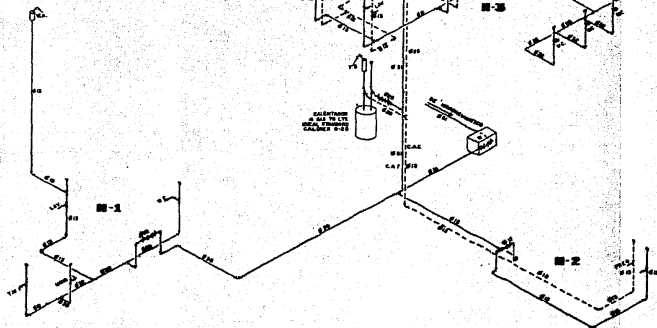
Revol. Central U.



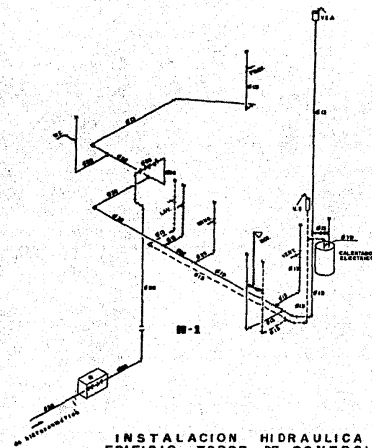
INSTALACION HIDRAULICA
EDIFICIO ANEXO MAQUINAS

SIMBOLOGIA

- Tanque agua fria
- - - Tanque agua caliente
- ⊕ Vólvula tipo compuerta
- ⊕ Vólvula de retención
- ⊕ Tercera vólvula
- ⊕ Vólvula de seguridad
- ⊕ Vólvula aisladora de aire
- ⊕ Tapón tipo tapa
- ⊕ Codo de 90°
- ⊕ Tee simple
- ⊕ Tee doble
- ⊕ Codo de 45°
- C.A.F. Calentador agua fria
- C.A.C. Calentador agua caliente
- W.C. Inodoro
- L.S. Lavabo
- R.B. Baño
- F.R. Fregadero
- V.V. Ventilador
- M.S. Mamparo
- T.M. Tapa para limpieza
- Negativo

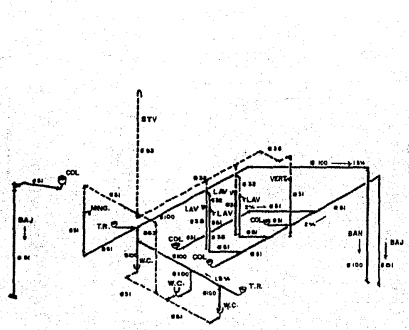


INSTALACION HIDRAULICA
EDIFICIO DE BOMBEROS (CRE)
P. BAJA Y P. ALTA

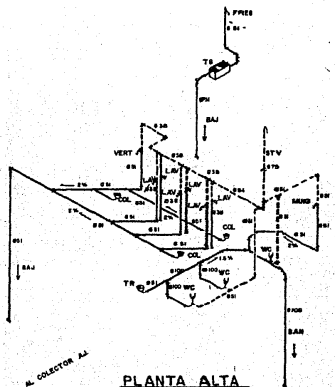


INSTALACION HIDRAULICA
EDIFICIO TORRE DE CONTROL
SUBCABINA

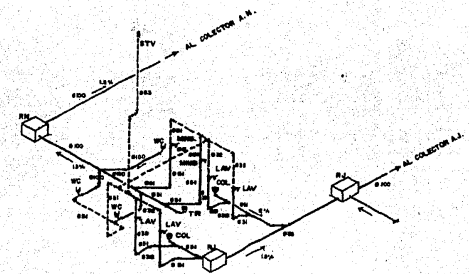
TESIS PROFESIONAL INGENIERO CIVIL	UNAM
AEROPUERTO DE LORETO, B.C.S.	
TORRE DE CONTROL ANEXO Y CREI ISOMETRICOS DE INSTALACION HIDRAULICA	
PLANO 0-0	Rafael Cortés U.



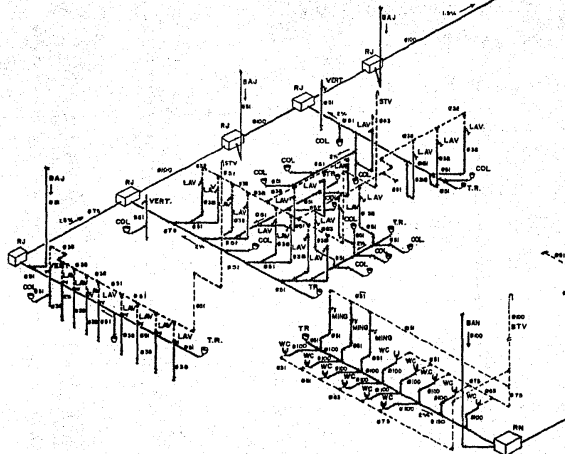
PLANTA ALTA
OFICINAS A.S.A. Y S.C.T.



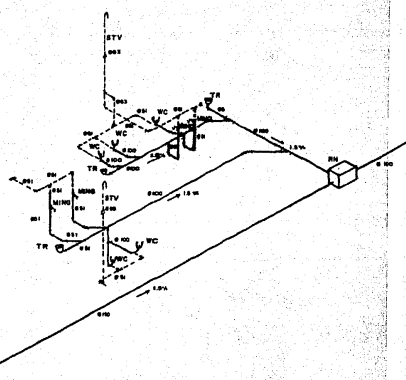
PLANTA ALTA
RESTAURANTE Y BAR



PLANTA BAJA
ADUANA Y SANIDAD

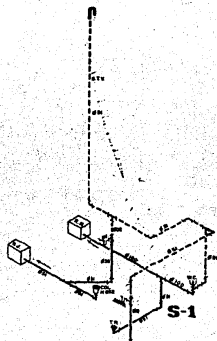


PLANTA BAJA
SALA DE ESPERA NACIONAL Y SERVICIOS DE RAMPA

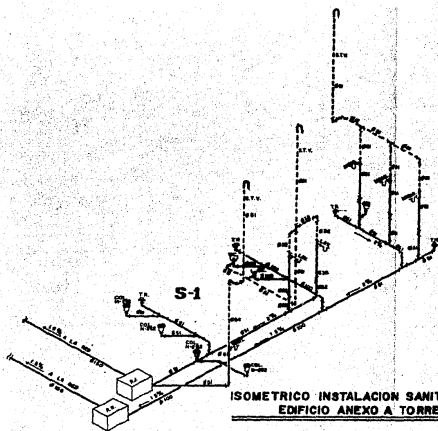


PLANTA BAJA
SALA DE ESPERA INTERNACIONAL

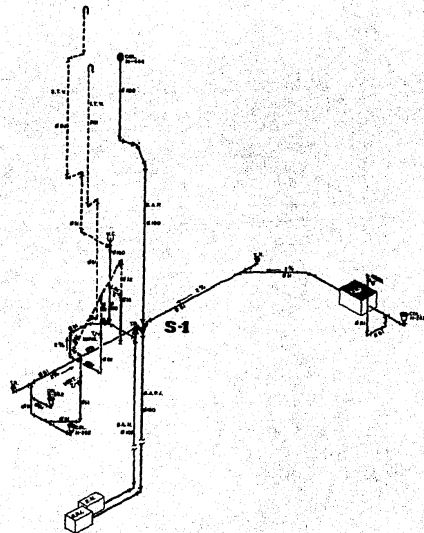
TESIS PROFESIONAL INGENIERO CIVIL	UNAM
AEROPUERTO DE LORETO, B.C.S.	
EDIFICIO TERMINAL	
ISOMETRICOS DE INSTALACION SANITARIA	
PLANO 7	2da Ed. Correl. V.



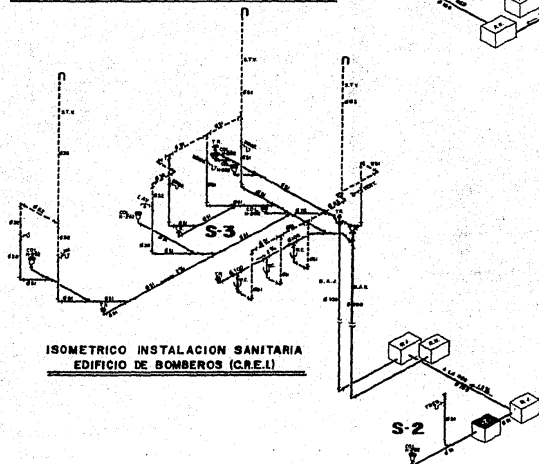
ISOMETRICO INSTALACION SANITARIA
EDIFICIO DE BOMBEROS (C.R.E.I.)



ISOMETRICO INSTALACION SANITARIA
EDIFICIO ANEXO A TORRE



ISOMETRICO INSTALACION SANITARIA
EDIFICIO TORRE DE CONTROL



ISOMETRICO INSTALACION SANITARIA
EDIFICIO DE BOMBEROS (C.R.E.I.)

Simbología

- Tubería para drenaje
- Tubería para ventilación
- COL. Colectores locales indicados
- TR. Tubería Regadera
- Ø Diámetro de tuberías
- Pendiente de tubería
- S.T.V. Sello Tubo de Ventilación
- T.V. Tubería para Ventosa
- A.R. Regadera para Asent. Regas
- A.L./R.R. Regadera para Asent. JARDINES y/o Asent. Plantas
- S.R.R. Regadera para Asent. Regas
- A.L./R.R./A.L. Regadera para Asent. Jardines y/o Asent. Plantas
- Tubería simple
- Tubería doble
- Canal de 4" Ø
- Canal de 6" Ø
- Canal de 8" Ø
- Canal de 10" Ø
- Tubería sanitaria
- L.A.V. Lavabo
- W.C. Inodoro
- W.M. Manivela
- W.R.T. Wáteros
- F.M. Fregadero

TESIS PROFESIONAL **UNAM**
INGENIERO CIVIL
AEROPUERTO DE LORETO, B.C.S.
TORRE DE CONTROL ANEXO Y C.R.E.I.
ISOMETRICOS DE INSTALACION SANITARIA

