

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

Facultad de Ingeniería Sanitaria

Abastecimiento de Agua Potable y Eliminación de Desagües Domésticos de Motupe, Lambayeque

Tesis para optar el Grado de
INGENIERO SANITARIO

HUMBERTO RAMIREZ GONZALEZ

Promoción 1956

LIMA - PERU

1964

PROYECTO DE GRADO

ABSTECIMIENTO DE AGUA POTABLE Y ELIMINACION DE DESAGÜES DOMESTICOS DE MOTUPE, LAMBAYEQUE.

PRIMERA PARTE

(Págs. 6 al 20)

Consideraciones relativas a la importancia del abastecimiento sanitario de agua potable, y de la eliminación de aguas usadas, en la salud pública.- Trascendencia de estos servicios en el nivel de vida de la población.

Requisitos que debe reunir un agua potable.- Breve examen y discusión, de sistemas de abastecimiento y suministro, y de principios del tratamiento del agua, para abastos públicos.- Requisitos que debe reunir la planta de purificación de agua para uso doméstico.- Tipos de planta.

Razones del tratamiento de los desechos líquidos domésticos.- Origen de los desechos líquidos.- Clasificación.- Polución y deterioro de los cuerpos de agua receptores.- Breve examen y discusión de sistemas de disposición final de desagües domésticos, y de principios del tratamiento de las aguas usadas.

SEGUNDA PARTE

(Págs. 22 al 30)

BASES DEL PROYECTO

Estudio de la población.

Características.- Población actual.- Area urbana.- Distribución de población.

Estado sanitario.- Suministro actual de agua potable y sistema de eliminación de los desagües domésticos.- Bío-estadísticas.- Enfermedades de origen hídrico.

Aspectos socio-económicos.- Producción.- Comercio.- Ocupación.- Propiedad.- Capacidad económica.

Población futura.- Desarrollo pasado.- Examen estadístico-matemático.- Area de expansión.- Zona de influencia económica.- Recursos.- Potencial

cial de desarrollo.- Probable desarrollo futuro.

TERCERA PARTE

(Págs. 32 al 72)

SISTEMA DE AGUA POTABLE

Condiciones básicas de diseño.- Período de diseño.- Población de servicio.- Area de servicio.- Distribución de población.- Dotación media anual.- Caudales.- Volumen de regulación.- Presiones.

Recursos acuíferos.- Aspectos geológicos e hidrológicos.

Fuente de abastecimiento.- Soluciones consideradas.- Fuente seleccionada.- Características del agua.

Captación.- Capacidad.- Diseño.- Características.- Instalaciones.

Potabilización del agua cruda.- Procesos considerados.- Estructuras consideradas.- Capacidad.- Diseño hidráulico.- Instalaciones.- Equipos.

Conducción.- Tipo.- Capacidad.- Cómputo hidráulico.- Características.

Sistema de distribución:

Almacenamiento de regulación.- Clase de reservorio.- Características estructurales.- Controles.

Red de distribución.- Sistema.- Desarrollo del cómputo hidráulico.- Válvulas.- Hidrantes para incendio.- Esquema de la red.

Especificaciones de equipos, de materiales, y de construcción.

CUARTE PARTE

(Págs. 74 al 85)

SISTEMA DE DESAGUES DOMESTICOS

Condiciones básicas de diseño.- Período.- Población de servicio.- Area de servicio.- Contribución media anual.- Caudales de diseño.

Disposición final de las aguas cloacales.- Soluciones consideradas.- Sistema de disposición adoptado.

Sistema colector.- Características.- Desarrollo del cómputo hidráulico.

Sistema de evacuación (emisión).- Tipo.- Capacidad.- Cómputo hidráulico.- Equipos.- Controles.

Sistema de disposición.- Procesos considerados.- Estructuras consideradas.- Capacidad.- Diseño hidráulico.- Instalaciones.- Equipos.

Emisor final.

Especificaciones de equipos, materiales, y de construcción.

BIBLIOGRAFIA

(Pág. 87)

ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE,
Y ELIMINACION DE DESAGUES DOMESTICOS DE
MOTUPE - LAMBAYEQUE

-0-

PRIMERA PARTE

CONSIDERACIONES RELATIVAS A LA IMPORTANCIA, EN LA SALUD PUBLICA,
DEL ABASTECIMIENTO SANITARIO DE AGUA POTABLE, Y DE LA ELIMINACION
DE AGUAS USADAS.-

El abastecimiento sanitario de agua potable y desagüe ha tenido y tiene un rol preponderante en la extinción de las epidemias de cólera y fiebre amarilla; en la reducción de epidemias de tifoidea, disentería, bocio y sarampión, y en el aislamiento de las erupciones endémicas de la peste bubónica, de la escarlatina y de las enfermedades exantemáticas. Los importantes efectos de las instalaciones de agua y alcantarillado de las ciudades, no se reducen a salvar la salud. También se ha conseguido asegurar la vida y la propiedad frente al fuego. Es posible, asimismo, el aseo de calles. Las industrias pueden establecerse ahora en la ciudad, con la seguridad que siempre tendrán agua disponible y que las alcantarillas alejarán sus residuos líquidos. Los desagües de agua de lluvia protegen la propiedad del peligro de ésta. Las cloacas sanitarias nos previenen contra los malos olores.

TRASCENDENCIA DE ESTOS SERVICIOS EN EL NIVEL DE VIDA DE LA
POBLACION.-

La abundancia de agua incita al aseo doméstico y personal, elevando el nivel de vida. El alejamiento de las aguas servidas depura el ambiente y lo vuelve más decoroso.

REQUISITOS QUE DEBE REUNIR UN AGUA POTABLE.-

El agua potable debe ser: segura, abundante y de buena calidad. Además, el agua de consumo deberá llenar los siguientes requisitos:

1.- Turbidez (escala sílica)	10	ppm		
2.- Color (escala de cobalto)	20	ppm		
3.- Sabor y olor		Ninguno		
4.- Plomo	0.1	ppm	como Pb	
5.- Flúor	1.5	ppm	"	F
6.- Arsénico	0.05	ppm	"	As
7.- Selenio	0.05	ppm	"	Se
8.- Sales de bario, cromo hexavalente y cianuros		Ninguno		
9.- Cobre	0.2	ppm	como Cu	
10.- Hierro manganeso (juntos)	0.3	ppm	como Fe	
11.- Magnesio	125	ppm	"	Mg
12.- Zinc	15	ppm	"	Zn
13.- Cloruros	250	ppm	"	Cl
14.- Sulfatos	250	ppm	"	SO ₄ ⁻
15.- Sólidos totales	1000	ppm		
16.- Dureza			Ningún límite para aguas de bebida; en Alemania el límite máximo es 534 ppm.	
17.- PH			Preferencia PH de saturación.	
18.- Cloro residual libre			0.1 ppm. en cualquier punto de la red. como Cloro	

BREVE EXAMEN Y DISCUSION DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTOS Y

SUMINISTRO.-

Los sistemas de abastecimiento son:

- 1) Sistema clásico de abastecimiento, enteramente por gravedad, con un solo tanque ubicado en la entrada.
- 2) Sistemas de gravedad con reservorios flotantes; en éste caso los reservorios reciben los excesos de agua del consumo y los distribuyen dentro del sistema.

3) Abastecimiento por bombeo con reservorios flotantes.

4) Bombeo sin tanque.

- 1) En el primer caso, la tubería correspondiente tendrá una línea de gradiente horizontal para la presión estática; una intermedia para el consumo medio; una mínima para el consumo máximo, que puede ser de 2 á 2.2 del promedio; el diseño del sistema se hace para que el sistema no tenga una presión menor que la presión mínima necesaria para su funcionamiento; pero el cálculo de la resistencia de la tubería se hace con la presión estática.
- 2) En el segundo caso, la presión estática horizontal se produciría cuando el reservorio esté cerrado; pero como éste va a estar funcionando constantemente, la presión máxima estará indicada por una línea inclinada que llega a la superficie libre de agua en el reservorio y representará el consumo mínimo; a medida que aumente el consumo, el tanque comienza a abastecer a la población hasta que se llega al consumo máximo, lo que nos dará la presión mínima en el sistema. Se calcula el sistema para los dos casos, es decir, que en la noche la cantidad de agua debe ser tal, que pueda llenar el tanque y que el abastecimiento por la línea durante el día no dé una carga menor que la presión mínima permisible; este sistema es más barato y más conveniente.
- 3) En este caso se requiere que en la planta de bombeo se produzca una elevación de presión o carga tal, que con esa carga abastezca el reservorio y abastezca la población durante las horas de máximo consumo, tal como se describió en el segundo caso, y que la presión mínima no sea inferior a la especificada; el diseño presenta en éste caso doble solución:
 - a) Capacidad de la línea.

- b) Carga de la bomba, pues se puede usar mayor carga y darle menor diámetro a la tubería; este sistema es más ventajoso, ya que la planta de bombeo trabaja uniformemente y más segura; cuando se usa bombeo siempre se exagera la pérdida de carga economizando en la red y sobrecargando en el consumo de combustible.
- 4) El cuarto caso se usa para poblaciones pequeñas é industriales, en donde generalmente el costo de combustible es bajo y en un momento dado se pueden requerir presiones relativamente altas para incendios. Se diseña el sistema para que trabaje a la carga normal de las bombas con una presión máxima, estática, con una presión media y una presión mínima (esto es posible conseguir con una bomba centrífuga). Este sistema crea un mayor consumo de energía, pero tiene la ventaja de ser más barato, pues basta con un equipo de 4 ó 5 bombas, pudiendo usarse tuberías más pequeñas. Además, en un momento dado, se puede subir la presión para cubrir la mayor demanda producida, digamos por incendio, conectándose directamente las mangueras sin necesidad de motobombas. Por supuesto, el mantenimiento es más caro, requiere mayor consumo de energía y bombas más grandes; pero en las condiciones indicadas resulta económico y muy versátil.

PRINCIPALS DEL TRATAMIENTO DEL AGUA.- LISTA DE PROCESOS.-

1.- CRIBADO

A.- Rejillas.- Remoción de hojas, ramas, etc.

B.- Mallas.- Remoción de objetos de mayor tamaño.

C.- Microcribas.- Remoción de algas

2.- SEDIMENTACION

La capacidad de transporte y arrastre del agua se reduce para permitir la sedimentación de las partículas, aprovechando la fuerza de gravedad.

3.- FLOTACION

- a) La capacidad de transporte del agua se reduce por aquietamiento.
- b) La capacidad de suspensión del agua es superada por aquietamiento y por la adición de "agentes de flotación".

Las sustancias naturalmente más ligeras que el agua, ó aquellas que son transformadas a más ligeras que el agua, se elevan a la superficie de donde son retiradas.

Los agentes de flotación incluyen burbujas finas de aire y compuestos químicos que pueden usarse sólo o combinados. Si éstos agentes son también hidrofóbicos, la capacidad de flotación se aumenta.

4.- AERACION

Poner el agua en contacto con el aire u otros gases para expulsión o absorción de algunos de ellos, así como para transformar sustancias en beneficio del tratamiento.

5.- COAGULACION QUIMICA

Adición al agua de ciertas sustancias que forman un núcleo gelatinoso llamado FLOCULO, que atrapa material suspendido, particularmente coloides y algunas sustancias disueltas.

Para efectuar la coagulación se requieren dispositivos para:

- a) Dosificación de productos químicos.
- b) Mezclado rápido.
- c) Mezclado lento o floculación.
- d) Sedimentación.

6.- PRECIPITACION QUIMICA

Adición al agua de productos químicos para cambiar ciertas sustancias disueltas a insolubles y facilitar su eliminación por sedimentación. En este proceso se requieren los mismos dispositivos que en el caso anterior.

7.- INTERCAMBIO IONICO

Una operación en la cual ciertos iones del agua son permutados por iones complementarios que son parte de un medio sólido de composición química compleja.

8.- ABSORCION FISICA Y CONTACTO

Combinación de fuerzas adsorptivas y otras interfaciales para remover sustancias en solución y concentradas en la interface, algunas veces como precipitados.

9.- FILTRACION

El paso del agua a través de material poroso para remover materia en suspensión.

La filtración comprende los procesos de:

- A - Cribado
- B - Sedimentación
- C - Contacto interfacial

10.- ESTABILIZACION QUIMICA

Consiste en agregar productos químicos con el propósito de convertir sustancias inconvenientes en inocuas, sin removerlas.

11.- DESINFECCION

Es el proceso para aniquilar organismos patógenos.

12.- ADICION Y REMOCION DE SUSTANCIAS ESPECIFICAS

Usando procedimientos no incluidos en los procesos anteriores.
Ejemplo: la fluoración del agua.

TIPOS COMUNES DE PLANTAS.-

Una planta de tratamiento puede usar uno ó varios procesos.
Los tipos mas comunes son :

TIPO I .- Plantas de Filtros Lentos:

Sedimentación



Obra de
captación
(rejilla)

TIPO II .- Plantas de Filtros Rápidos:



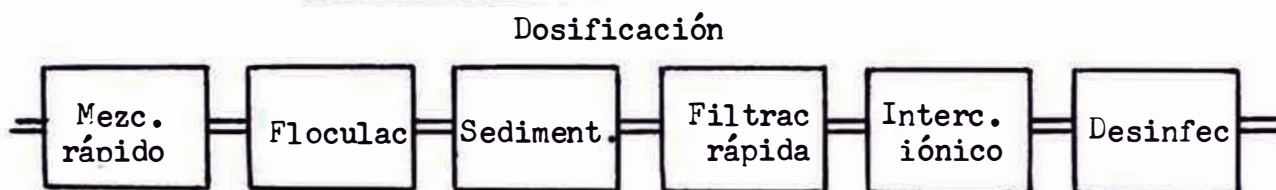
Captación

TIPO III .- Planta de Filtración y Ablandamiento por Cal y Carbonato de Sodio:



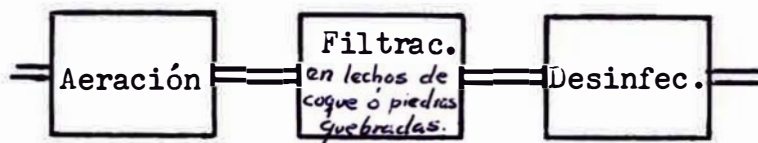
Captación

TIPO IV .- Planta de Filtración y Ablandamiento por intercambio iónico:



Captación

TIPO V .- Planta Desferrizadora:



- NOTAS:
- (1) La aeración puede considerarse o nó, en cualquiera de los tipos en el punto indicado
 - (2) La desinfección, si es realizada con cloro, puede hacerse en cualquier etapa del tratamiento.
 - (3) Pueden agregarse los ingredientes de los procesos de Estabilización Química (N° 10) y adición o remoción de sustancias específicas.

Finalmente podemos decir que el carácter y grado del tratamiento necesarios dependerán de la naturaleza del agua la que , a su vez, dependerá en gran escala de su origen. Las aguas superficiales es fácil que presenten contaminaciones peligrosas y que sean más o menos turbias; esto hará necesario la coagulación, sedimentación, filtración y desinfección. Si se obtiene agua de lagos o embalses, el tratamiento deseable sería filtración y desinfección. Las aguas subterráneas son ordinariamente limpias, y probablemente requerirán, además de la desinfección, la eliminación del hierro y de la corrosión. Estas dos últimas operaciones son también necesarias para algunas aguas superficiales. La eliminación de olor y sabor son problema frecuente con las aguas superficiales y con algunas subterráneas.

EFICIENCIA DE LOS PROCESOS DE TRATAMIENTO EN UNIDADES CONVENCIONALES:

Remoción de	Aeración	Coagulac.y sediment.	Abland.con cal y soda y sedim.	Filtración lenta sin C.	Filtración rápida pre cedida de C.	Desinfección(clo-ración)
(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)	(g)
Bacterias	0	xx	(xxx)(1,2)	xxxx	xxxx	xxxx
Color	0	xxx	0	xx	xxxx	0
Turbiedad	0	xxx	(xx)(2)	xxxx(3)	xxxx	0
Olor y Sabor	xx(4)	(x)	(xx)(2)	xx	(xx)	xxxx(5) --(6)
Dureza	x	(--)(7)	xxxx	0	(--)(7)	0
Corrosión	xxx(8) ---(9)	(--)(10)	(11)	0	(--)(10)	0
Fierro y Manganeso	xxx	x(12)	(xx)	xxxx(12)	xxxx(12)	0

(1) Cuando valores muy altos de p.H. son producidos por tratamiento con exceso de cal; (2) por inclusión en precipitados; (3) pero los filtros se obstruyen rápidamente a altas turbiedades; (4) no incluyendo sabores de clorofenol; (5) cuando se emplea el punto de quiebre en la cloración o la supercloración es seguida por decloración; (6) cuando (5) no es empleado en la presencia de sabores y olores intensos; (7) algunos coagulantes convierten carbonatos a sulfatos; (8) por remoción del bióxido de carbono; (9) por adición de oxígeno cuando éste es bajo; (10) algunos coagulantes liberan bióxido de carbono; (11) variable, algunos metales son atacados a altos valores p.H.; (12) después de la aeración.

NOTA.→ En aguas naturales, aún cuando cumplan con las normas de calidad, deberá considerarse **SIEMPRE**, como tratamiento obligado, la desinfección con cloro, que protegerá el agua de contaminaciones hasta llegar al consumidor.

REQUISITOS QUE DEBE REUNIR LA PLANTA DE PURIFICACION DE AGUA PARA

USO DOMESTICO.- Son:

- a).- Seguridad estructural
- b).- Eficiencia funcional
- c).- Valor estético
- d).- Economía en el diseño y operación
- e).- Previsión para una futura expansión

a) El primero de éstos factores es obvio y no necesita mayores discusiones, excepto que la estructura a pesar de ser satisfactoria desde el punto de vista de la ingeniería, puede fallar por causa del terreno donde está cimentada

Esta última consideración junto con el factor "B", determinan la elección del lugar donde va a ser construída la planta. Casos

han habido en que la locación de la planta ha sido determinada por motivos políticos, lo cual ha afectado la seguridad, eficiencia y economía de la planta.

- b) La eficiencia funcional se obtiene escogiendo el debido proceso de tratamiento, de acuerdo a la calidad del agua cruda y proporcionando a las partes componentes de la planta, seguridad contra posibles contaminaciones. La eficiencia funcional es protegida por la combinación de las partes componentes que facilitarán la operación y permitirán una supervisión efectiva.

- c) Valor estético: se requiere que la planta, por dentro y por fuera, tenga belleza arquitectónica.

- d) Economía de diseño y operación: se deben combinar las diferentes partes de la planta de tal manera que: 1) las longitudes de las conexiones sean mínimas; 2) que las paredes tengan dos funciones cuando sea posible, o sea poder usarlas como pared divisoria entre dos estructuras; 3) prever la posibilidad de contaminación mediante el uso de un equipo mecánico propriamente diseñado; 4) el uso de un control automático para suministrar el tratamiento adecuado; 5) que tenga un laboratorio propriamente equipado; y 6) que tenga conveniente acceso a todas las partes de la planta.

- e) Este factor se refiere a que la planta debe ser modular, o sea que debe estar compuesta por unidades iguales (módulos), para que al realizar la ampliación poder simplemente agregar las nuevas unidades a la planta.

RAZONES DEL TRATAMIENTO DE LOS DESHECHOS LIQUIDOS DOMESTICOS.-

Se justifica el tratamiento de los desechos líquidos domésticos, porque la creciente densidad de la población, ha traído el au-

mento correspondiente del volumen de aguas residuales, domésticas é industriales, y esto ha afectado a los cursos de agua de tal modo, que los ha hecho impropios de ser utilizados, porque llegan a ofrecer serios peligros para la salud del poblador.

ORIGEN DE LOS DESHECHOS LIQUIDOS.- Se clasifican según su origen:

- a) Aguas residuales domésticas o aguas negras; son las producidas cuando se atienden las necesidades sanitarias de las viviendas, edificios comerciales, fábricas o instituciones.
- b) Residuos industriales; son los líquidos producidos en los establecimientos industriales, tales como: tintorerías, cervecerías, fábricas de papel, etc.
- c) Aguas de lluvia; son las aguas recogidas durante un período de lluvias o después de él, debidas a la precipitación pluvial.
- d) Aguas de filtración; son las que penetran a las alcantarillas por filtración del terreno.

POLUCION Y DETERIORO DE LOS CURSOS DE AGUA RECEPTORES.-

La polución se origina debido a:

- a) Alcantarillas que contienen grandes cantidades de materias orgánicas putrescibles y bacterias productoras de enfermedades.
- b) Residuos industriales que pueden ser de tipo putrescible, como los deshechos de fábricas de conservas; o tóxicos para los peces, a causa de cualidades químicas, como los residuos ácidos de las fábricas de acero.
- c) Corrientes superficiales que provengan de lugares poblados, que arrastrarán basuras de la calle, materias orgánicas procedentes de patios de granjas y tierras cultivadas y, posiblemente, bacterias productoras de enfermedades.

Si la polución es débil, sólo puede comprobarse mediante ensa-

Los químicos del agua, especialmente del oxígeno disuelto que contiene el curso del agua. Los efectos de una polución considerable serán muy pronunciados y fácilmente se percibirán, luego podrá estudiarse sin dificultad la manera de mejorar las condiciones del agua del río.

Cuando la alcantarilla vierte al río gran cantidad de agua no tratada, se notará que los residuos sólidos enturbiarán el agua, y a poca distancia, el agua se volverá negra, formándose ácido sulfúrico y otros compuestos sulfurosos malolientes.

La sedimentación de los sólidos da lugar a una acumulación de lodo en el fondo.

El oxígeno que el agua llevaba disuelto se consumirá rápidamente, produciéndose la putrefacción del lodo y de los sólidos remanentes, dando lugar a la formación de amoníaco, anhídrido carbónico y metano. La vida en el agua queda reducida a: las bacterias anaerobias, mucílago verde sobre las rocas, las larvas de ciertos insectos y unos pocos gusanos en el fango.

Desaparecen los peces, y a lo más queda la tortuga como representante de los animales más superiores. Cuando el río corre se nota una mejoría. El agua se clarifica, permitiendo que pase la luz del sol, y el oxígeno del aire se disuelve en las aguas superficiales, lo que permite a las bacterias oxidantes iniciar la estabilización de las materias orgánicas formándose nitratos, sulfatos y carbonatos, que junto con el anhídrido carbónico, son los alimentos de las plantas.

Después aparecen las algas; cuando esto ocurre, la autodepuración se produce con rapidez, porque las algas asimilan el anhídrido carbónico, utilizan el carbono y desprenden oxígeno en el seno del agua, y así es posible oxidar la materia orgánica remanente.

BREVE EXAMEN Y DISCUSION DE SISTEMAS DE DISPOSICION FINAL DE DESAGUES DOMESTICOS Y DE PRINCIPIOS DEL TRATAMIENTO DE LAS AGUAS USADAS

Es necesario prever un tratamiento parcial o completo de los líquidos residuales antes de su eliminación, aunque en algunas poblaciones se ha prescindido de ello, porque están favorablemente situadas y pueden desaguar los líquidos crudos en volúmenes muy grandes de agua o en ríos que recorren comarcas deshabitadas.

Para escoger un método, o combinación de métodos de tratamiento, se requiere cuidadosos estudios. Los factores que han de considerarse para adoptar una decisión son:

- a) El sistema de desagüe final y, si es por dilución, la cantidad y características del agua diluyente y las condiciones del curso del río, o del lago o bahía.
- b) Las características del líquido residual.
- c) La pericia requerida por el método operatorio y la calidad de la labor que las instalaciones puedan exigir.
- d) Las características del emplazamiento, de la instalación y la posibilidad que dé origen a litigios si se producen olores u otras molestias.
- e) Altura necesaria para la instalación y necesidad de elevar el líquido residual, si la natural es insuficiente.
- f) Coste inicial y coste de explotación.
- g) Facilidad de incrementar la capacidad.

Los métodos de tratamiento de las aguas usadas son:

- a) Tratamiento primario.- Son los métodos de eliminación de una parte de los sólidos suspendidos y flotantes.
- b) Tratamiento secundario.- En este tratamiento se suministran me -

dios para satisfacer la demanda de oxígeno y vienen, en general, precedidos por uno o más tratamientos primarios.

La desinfección puede hacerse como tratamiento primario, o como tratamiento final.

Estos tratamientos son:

A .- Eliminación de los sólidos suspendidos y flotantes, con:

- 1.- Rastrillos
- 2.- Cedazos medianos
- 3.- Fosas sedimentadoras
- 4.- Desgrasadores con o sin aeración

B .- Eliminación de sólidos finos suspendidos, con:

- 1.- Cedazos finos
- 2.- Sedimentación por: tanques de sedimentación con o sin dispositivo mecánico para eliminar lodos; tanques sépticos; tanques Imhoff; o tanques de precipitación química.

Los tratamientos secundarios son:

A.- Oxidación por:

- 1.- Filtros de: arenas intermitentes; contacto; o percoladores.
- 2.- Aireación por: cienos activados; o aireadores de contacto.
- 3.- Cloración.

Desinfección por:

- A.- Cloración.

ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE,
Y ELIMINACION DE DESAGUES DOMESTICOS DE
MOTUPE - LAMBAYEQUE

-0-

SEGUNDA PARTE

BASES DEL PROYECTO.-

ESTUDIO DE LA POBLACION.-

Características.- Motupe es la capital del distrito del mismo nombre en la provincia de Lambayeque y departamento de Lambayeque.

La ciudad de Motupe está situada a 837 Km. de Lima, a un costado de la carretera Panamericana Norte, y a 81.5 Km. de la ciudad de Chiclayo. A escasos Kms. al norte nace la carretera de penetración Olmos-Marañón.

Su altura sobre el nivel del mar es de 114 mts. Su clima cálido seco durante todo el año; en verano se presentan lluvias, que rara vez son copiosas.

Como en todas las ciudades de la costa, la mayoría de las construcciones son de adobe, así tenemos:

Construcciones de adobe	-	95 %
" " ladrillo	-	5 %
Total		<u>100 %</u>

Las calles tienen los siguientes anchos:

Entre 6 m. y 10 m. el 90 %

" 10 m. y 14 m. el 8 %

Mayores de 14 m. el 2 %

La ciudad tiene: alumbrado público y particular; teléfono público y particular; telégrafo; oficina de correos.

No hay compañías de bomberos. En la actualidad los incendios se apagan con agua de pozos particulares.

Población actual.- Según el Censo de 1961, la población de la ciudad de Motupe es de 5,854 habitantes.

Area urbana y distribución de la población.- Según el plano de la ciudad de Motupe, ésta consta de 30 manzanas. Haciendo un cuadro con el número de manzanas (Ver Plano # 1), y el área en Has. tenemos:

Cuadro I

Manzana	Area Has.	Manzana	Area Has.
1	1.160	16	0.640
2	0.900	17	0.784
3	0.120	18	0.688
4	1.328	19	0.332
5	1.092	20	0.448
6	0.808	21	0.488
7	1.800	22	0.408
8	1.180	23	0.552
9	1.844	24	0.372
10	0.708	25	0.408
11	0.544	26	0.372
12	0.660	27	0.744
13	0.384	28	0.424
14	0.408	29	2.336
15	0.464	30	0.700

Lo que da un área total urbana de 23.096 Ha. = 23 Ha. para 1,963.

ESTADO SANITARIO.-

Suministro actual de agua potable.- La población de Motupe se provee actualmente de agua de norias, acequias y del río. En el parque del lugar existe una noria cuya profundidad es de 6 mts., provista de una bomba; además los "aguadores" venden la lata de 5 glns. a S/. 0.20; ésta agua, ellos la sacan de acequias o del río. En otras palabras, Motupe no cuenta con servicio público de agua potable.

Sistema de eliminación de desagües domésticos.- No tiene sistema de alcantarillado.

Bioestadísticas.- Enfermedades de origen hídrico. Datos referentes a la provincia de Lambayeque proporcionados por el Ministerio de Salud Pública.

Cuadro II

		Número de casos de:		
Fecha:		Disentería	Fiebre Tifoidea	Hidatidosis
Enero	1963	18	3	0
Febrero	1963	24	2	0
Marzo	1963	38	5	0
Abril	1963	0	0	0
Mayo	1963	5	34	0
Junio	1963	3	20	0
Julio	1963	4	19	0
Agosto	1963	3	28	0
Set.	1963	4	28	0

---0---

Como se puede ver, el número de casos de enfermedades hídricas es bastante elevado, como consecuencia de la falta de servicios de agua y desagüe en la mayoría de los pueblos de la provincia de Lambayeque.

Aspectos socio-económicos.- Motupe es un pueblo de agricultores y ganaderos progresistas, muy preocupados por la instrucción de sus hijos, hecho que merece destacarse, porque la instrucción es el medio principal para aumentar el standard de vida de un pueblo. Además, el pueblo de Motupe es fervientemente religioso, profesa la religión católica. Tiene varias festividades religiosas, siendo la principal la de la Cruz de Chalpón, que se realiza el 5 de Agosto de cada año.

PRODUCCION.- En el aspecto económico merece destacarse:

Su producción de maíz, es de buena calidad y abundante; abastece el norte del Dpto. de Lambayeque y al Dpto. de Piura.

El cultivo de arroz ha progresado grandemente, pese a que no cuenta con el agua necesaria; la ciudad tiene 2 molinos para su beneficio, lo deja una utilidad positiva.

La caña de azúcar se produce en gran cantidad, existiendo muchos "trapiches", donde se elabora chancaca y mieles.

El cultivo de algodón ha aumentado en éstos tiempos; además produce cacao, café, caña brava, caña de guayaquil, maderas (cedro, guayacán, palo santo, nogal, palo blanco, algarrobo, etc.), muchas variedades de frutas, principalmente paltas, y también produce buenas cosechas de "pan llevar".

La ganadería en la región está bien desarrollada y presenta un mejor porvenir, debido a los pastos naturales existentes. Se encuentra en la región: ganado vacuno, caballar, mular, lanar, cabrío y porcino, existiendo los 2 últimos en mayor cantidad. En todas las haciendas de la circunscripción existen ejemplares de sementales importados, lo que contribuye a la mejora del ganado en la localidad.

La minería en la región no se explota, pero existen buenos yacimientos de carbón de piedra. En los acantilados del Cerro de Chalpón hay canteras de granito, y en Salitral, lugar cercano a Motupe, se han descubierto minas de mármol y marmolina.

En la ciudad de Motupe se producen ladrillos corrientes y ladrillos K.K. En el lugar también se encuentra: hormigón, grava, cascajo, piedras grandes, arena gruesa y arena fina, asólo 2 km. de la ciudad.

Comercio.- Motupe cuenta con numerosas tiendas de comercio, gran nú

mero de pequeños capitalistas que se dedican a la venta de maíz, frijol, garbanzo y otros granos.

Ocupación.- La mayoría de los pobladores son agricultores, ganaderos, pero también hay mecánicos, carpinteros, albañiles.

Propiedad.- Motupe ciudad, cuenta con una espaciosa plaza principal, Iglesia Matriz, Palacio Municipal, plaza de abastos, ci nema, teatro, camal, cuartel de la G.C., 2 escuelas de 2° Grado (var ones y mujeres), 5 escuelas particulares con valor oficial (3 de var ones y 2 de mujeres). Alumbrado eléctrico público y particular, oficina de la Caja de Depósitos y Consignaciones, Oficina de Correos y Telégrafos, teléfono, gobernación, oficina del Seguro Social y Adm inistración de Aguas, Juzgados de la. y 2a. Nominación, 4 hoteles, casas de pensión, 2 farmacias, 2 centros deportivos, 2 institucion es obreras, campo de aterrizaje, agencias de transporte, centro soc ial, biblioteca popular y posta sanitaria a cargo de un médico. El 95 % de las edificaciones son de adobe y el 5 % restante de ladrillo.

Transporte.- La movilidad en la región esta asegurada, tanto por el servicio inter-provincial como por el local. Por la car retera Panamericana corren todas las líneas de omnibuses que hacen el servicio hasta Piura y Tumbes por el norte, y Chiclayo y Lima por el sur. Además el servicio local une Motupe con Chiclayo y poblacion es vecinas.

Como se ha visto por toda la exposición anterior, la ciudad tien e la capacidad económica necesaria para contar con abastecimiento de agua con conexiones domiciliarias.

Población futura.- Desarrollo pasado.- Exámen Estadístico-Matemático.-

Predecir la población de un lugar en el Perú es algo imposible por la falta de datos estadísticos y de planes futuros. En la actual idad sólo tenemos los c ensos de 1940 y 1961, como datos dignos de fé.

En la época republicana en el Perú, se han realizado los siguientes censos:

Cuadro III

Fecha del Censo	Población del Perú	Población de Motupe
1836 - 1° Julio	1'373,736	.-
1850 - 1° Julio	2'001,203	.-
1862 - 1° Julio	2'487,916	.-
1876 - 14 Mayo	2'699,106	2,583
1940 - 14 Junio	7'023,111	4,396
1961 - 2 Julio		5,854

De los tres primeros no se conoce ni la fecha, por eso se ha escogido una fecha central.

El censo de 1876 no se va a utilizar para tratar de evaluar la población futura de Motupe, debido a que éste censo fue realizado hace mucho tiempo.

Vamos a usar los siguientes métodos para hacer el análisis estadístico-matemático que nos dará una idea de la población futura de Motupe: a) aritmético; b) geométrico; y c) parábola de 2° grado, sólo para que nos sirva de información. En éste método tenemos que usar el censo de 1876.

a) Método aritmético :

Año	Población	Incremento	Brámedio anual de incremento en hab/año.
1940	4,396		69.4
1961	5,854	1,458	

El cálculo, de acuerdo a éste método, se basa en la siguiente fórmula :

$$P = p + rt$$

donde : P = población futura.
p = población actual.
r = coeficiente de incremento.
t = tiempo.

Cálculo para el año 1,983 :

$$P = 5,854 + 69.4 \times 22 = \underline{7,384}$$

b) Método geométrico: El cálculo está basado en la fórmula del interés compuesto :

$$P = p (1 + r)^t$$

donde : P = población futura.
p = población actual.
r = incremento por década.
t = número de décadas.

Aplicando la fórmula podemos obtener para r :

$$1 + r = \frac{5854}{4396} \approx 1.33 = 1.146 \approx 1.15$$

De donde :

$$r = 0.15$$

Cálculo para el año 1983 : para el cálculo de la población vamos a tomar el r promedio :

$$P = 5854 (1 + 0.15)^{2.2} = 5854 \times 1.36 = \underline{7,950}$$

c) Parábola de 2° grado : Aplicamos éste método sólo para que nos sirva de información.

$$Y = A + Bx + Cx^2$$

donde : Y = población.

x = tiempo.

$$\text{Para } x = 0 \quad Y = 2583$$

$$\text{Para } x = 64 \quad Y = 4396$$

$$\text{Para } x = 85 \quad Y = 5854$$

Con éstas tres condiciones de la curva Y, hallamos los valores de los parámetros A, B y C.

$$2583 = A + Bx0 + Cx0$$

$$4396 = A + B.64 + Cx64^{-2}$$

$$5854 = A + Bx85 + Cx85^{-2}$$

Resolviendo el sistema tenemos :

$$A = 2583$$

$$B = - 3.8$$

$$C = 0.5$$

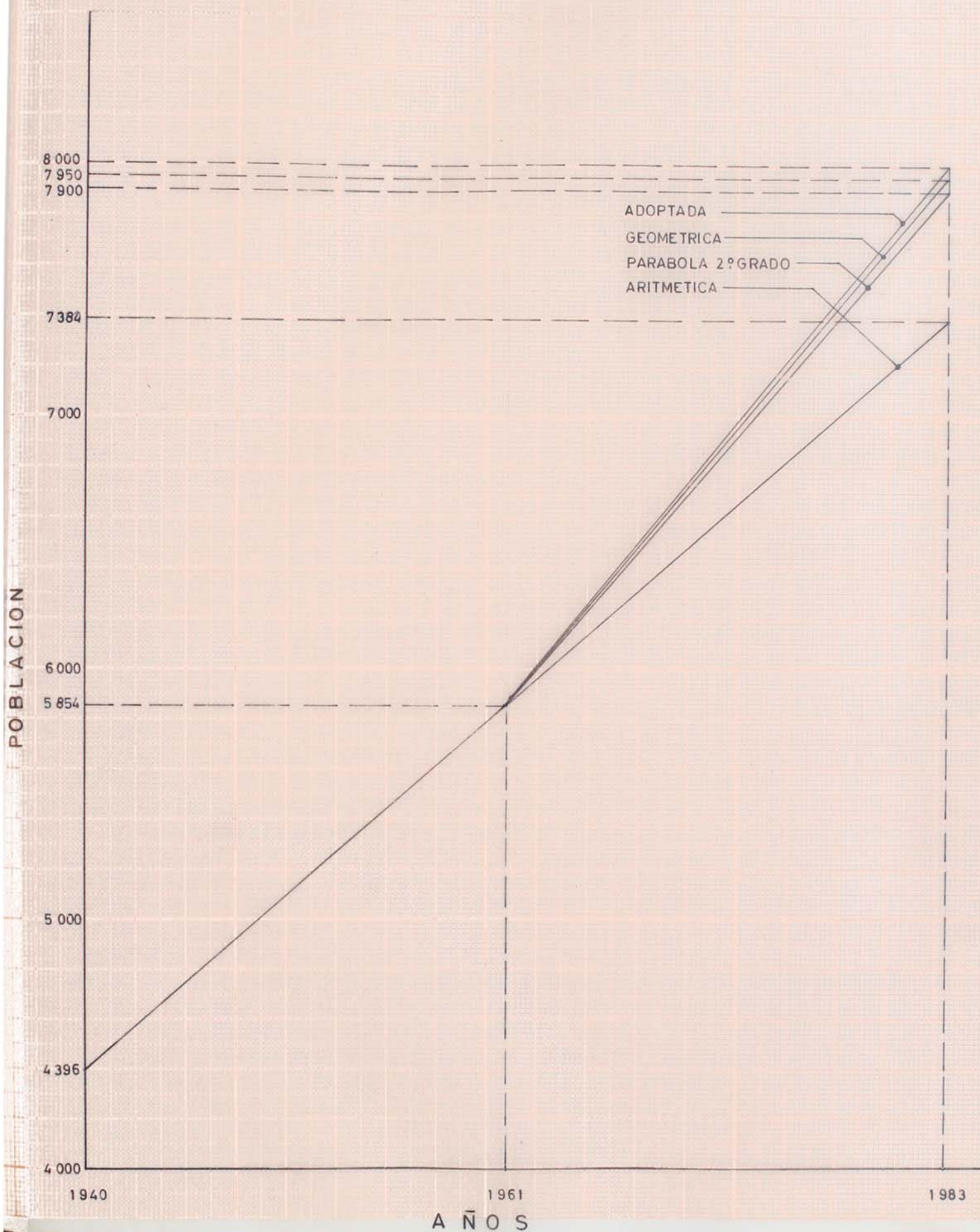
Cálculo de la población para 1,983

$$Y = 5724 - 407 + 2583 = 8307 - 407 = \underline{\underline{7,900}}$$

Parece que el crecimiento de esta población es bastante uniforme, siempre y cuando no aparezcan factores extraordinarios, como sería el efectuarse la irrigación de las Pampas de Olmos, lo que traería un aumento brusco de población en forma imposible de predecir.

De la comparación de estas 3 curvas, y teniendo en cuenta que

GRAFICO DE CRECIMIENTO DE POBLACION



Motupe es una población agropecuaria, por lo que no está sujeta a grandes aumentos, a menos que cambien sus medios de vida, o sean sus fuentes de ingreso, vamos a adoptar como población para el año 1983 la cantidad de 8,000 hab.

Area de Expansión.-

Area actual de la ciudad = 23.1 Ha.

Población actual = 6,125 hab.

Densidad = $\frac{6125}{23.1}$ = 265 hab/Ha.

Considerando la densidad constante para la ciudad, en 1983, con una población futura de 8,000 hab. , tenemos :

Aumento de población = 8000 - 6125 = 1,875 hab.

Area de expansión = $\frac{1 \times 1875}{265}$ = 7.1 Ha.

En porcentaje : $\frac{100 \times 7.1}{23.1}$ = 31 %

O sea que para 1983 habrá aumentado el área de la ciudad en un 31 % del área actual. La expansión probable será hacia el Norte y al Este de la ciudad, en dirección a la carretera Panamericana.

Zona de influencia económica.- En la actualidad está dentro de la zona de influencia económica del Dpto. de Lambayeque y Piura, con los cuales principalmente tiene intercambio comercial.

Recursos.- Potencial de desarrollo.- Probable desarrollo futuro.-

Los recursos con que cuenta el distrito de Motupe son agropecuarios, y todo desarrollo futuro debe dirigirse en ese sentido. La construcción del proyecto de irrigación de las Pampas de Olmos contribuirá al mayor desarrollo de esta población. Este proyecto influenciará grandemente en el crecimiento de Motupe.

ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE,
Y ELIMINACION DE DESAGUES DOMESTICOS DE
MOTUPE - LAMBAYEQUE

-0-

TERCERA PARTE

SISTEMAS DE AGUA POTABLE.-

Condiciones básicas de diseño.- Estas son: período de diseño; población de servicio; área de servicio; distribución de población, y dotaciones de agua.

Período de diseño.- Es el punto más interesante; difícil, porque se trata de fijar el límite de previsión de las obras. Si se elige un período corto, al terminar éstas obras, habría que comenzar con las ampliaciones; y si es muy largo las obras iniciales que entran a prestar servicios, después de muchos años son muy costosas. La técnica americana recomienda un período de diseño de 20 á 25 años; en la Argentina se fija un período de 20 á 30 años.

A pesar de que las estructuras correspondientes tienen una vida muy amplia; y debido más que nada a la capacidad económica del país; la poca existencia de datos estadísticos en el país que no nos permiten calcular poblaciones futuras con aproximaciones cercanas a la realidad; la falta de planes de la nación, que nos impide saber lo que le ocurrirá en el futuro a Motupe; y principalmente, la construcción de la Irrigación de Olmos, que haría crecer a Motupe en forma imposible de predecir, han hecho que limite el período de diseño a 20 años.

Población de servicio.- La red va a servir a 6,125 hab. en la actualidad, y debe tener capacidad para servir a 8,000 hab. en el futuro (1,983).

Area de servicio.- En 1,964 el área servida sera de 23.1 Ha.; esta área aumentará en 7.1 Ha. para 1,983.

Distribución de población.- En éste proyecto se ha considerado una densidad constante de $\frac{6125}{23.1} = 265$ hab./Ha; pues la ciudad es demasiado pequeña para entrar en refinamientos poco prácticos.

Dotación media anual.- Se ha considerado para el proyecto una dotación de 150 lts/hab/día. para el consumo dia-

rio promedio anual, teniendo en consideración: el bajo standard de vida de las poblaciones del Perú; que en Motupe no hay industria; y además, es la dotación que recomienda la Comisión General de Normas y Especificaciones del Perú, en su publicación N° 3 de Octubre del 62, para poblaciones de éste tipo.

Caudales.- El consumo de agua en una población varía de año en año, durante los meses del año, en los días y en las horas de un mismo día.

Las variaciones mensuales son debidas a los cambios de las estaciones. En el Perú los cambios de clima no son muy grandes, luego las variaciones no son de gran magnitud.

Día de máximo consumo.- Como el clima de Motupe no es muy variable en el año, se ha tomado un 30% de exceso sobre el consumo diario promedio anual para el día máximo. En las estadísticas de consumo de agua en la ciudad de Piura, nunca se ha llegado a tener un incremento mayor de 30% del día promedio anual; y la ciudad de Piura tiene el clima y la idiosincracia del poblador muy similares a las de Motupe.

Dotación para el día máx. : $150 \times 1.30 = 195 \text{ lts/hab/día.}$

Gasto para el año 1,983 : $\frac{195 \times 8000}{86,400} = 18.1 \text{ lts/seg.}$

Máximo consumo horario.- Son las variaciones más importantes en nuestro medio. El Ing° Mendiola en su libro "INGENIERIA SANITARIA", dice que es corriente usar, para ciudades peruanas, un 170 % del promedio anual; sin embargo, muchos autores americanos recomiendan que ese porcentaje se tome sobre el día de máximo consumo. Se va a tomar como máximo consumo horario un 100% del consumo del día máximo consumo, o sea:

$2.0 \times 195 = 390 \text{ lts/hab/día.}$

y el gasto para 1,983 será :

$$\frac{390 \times 8000}{86,400} = 36.2 \text{ lts/seg.} \approx 37 \text{ lts/seg.}$$

La afluencia de gente, con motivo de la Feria de la Cruz de Chalpón en el mes de Agosto, no va a influir mayormente, debido a que este mes es el de consumo promedio, y la red puede abastecer más del doble del promedio.

Caudal de agua para incendio.- El total de agua usado en un año para la extinción de los incendios, es generalmente un porcentaje despreciable del consumo total, pero durante el incendio la demanda unitaria de agua es tan grande, que en un proyecto bien diseñado puede ser un factor determinante para el cálculo de bombas, capacidad de reservorios, etc.

Los métodos empleados para obtener la dotación de agua para incendios depende de muchos factores, así :

- 1.- Importancia de la ciudad.
- 2.- Valor de la propiedad.
- 3.- Topografía del terreno.
- 4.- Materiales de construcción de las edificaciones.
- 5.- Costumbres de la población.

En ciudades importantes de U.S.A. se utilizan redes especiales para el consumo de agua contra incendios, las cuales pueden trabajar a presiones entre 98 y 294 lbs/pulg.² (70 m. á 210 m.); de más está decir que en nuestro medio esto es impracticable, por razones de índole económica.

Existen muchas fórmulas empíricas para hallar el gasto que se debe considerar para el consumo de incendios. Así tenemos :

Fórmula de KUICHLING : $Q = 700 \sqrt{P}$

donde : Q = gal/min. P = población en miles de ha.

Fórmula de la NATIONAL BOARD OF FIRE UNDERWRITES :

$$Q = 3.861 \sqrt{P} (1 - 0.01 \sqrt{P})$$

donde : Q = m³/min. P = población en miles de hab.

Además recomienda el gasto durante 5 horas para ciudades menores de 2,500 hab., y de 10 horas para ciudades mayores, considerando un mínimo de 4 grifos para cada punto de 175 gal/min. con una presión no menor de 20 lbs/pulg². (14 m).

En nuestro medio las características y los escasos recursos económicos, hacen imposible poner en práctica los standards seguidos en Estados Unidos.

En la publicación N° 3 de la Comisión General de Normas y Especificaciones del Perú, hay un artículo titulado "Normas de Proyecto de Sistemas de Distribución", por Walter A. Castagnino, Ing° Sanitario de la O M S, en el que dice :

"Nuestra experiencia es que, en la mayoría de los casos es suficiente con preveer que en todo punto de la red haya disponible un caudal de 1,000 lts/min. con una presión residual a la salida del hidrante de 2.5 m. de columna de agua, con almacenamiento suficiente para 4 horas de duración del siniestro."

Este criterio nos daría un gasto de 16.6 lts/seg. o sea aproximadamente el gasto necesario para un grifo.

Debido a limitaciones de orden económico, al bajo valor de la propiedad inmueble, ó a que en Motupe los incendios son muy raros, se pueden adoptar los siguientes criterios :

1.- Considerar el caudal de incendio incluido en el caudal para la hora máxima.

Si tenemos 2 grifos de 15 lts/seg. cada uno, nos queda :

$$37 - 2 \times 15 = 7 \text{ lts/seg.}$$

para abastecer la población en el momento del siniestro; luego el abastecimiento sería muy deficiente.

2.- Considerar el caudal necesario para que trabajen dos grifos más el caudal del día máximo; ésto nos permitirá atender a un siniestro sin descender el abastecimiento de la población. Por éste motivo adoptamos éste criterio en nuestro proyecto.

Luego, 2 grifos a 15 lts/seg. cada uno son :

$$2 \times 15 = 30 \text{ lts/seg.}$$

Demanda total en caso de incendio :

$$18.5 + 30 = 48.5 \text{ lts/seg.}$$

La red se comprobará para éste gasto, teniendo una salida de 30 lts/seg. en el punto más desfavorable.

Cálculo del Q de la bomba.- La bomba debe ser calculada para el día máximo:

$$Q \text{ día máximo} = 18.5 \text{ lts/seg. bombeando 24 horas.}$$

Adoptamos como tiempo de bombeo, 10 horas por día, por ser éste espacio de tiempo, el que puede trabajar el encargado de la bomba haciendo un solo turno. Luego :

$$Q = 18.5 \times 2.4 = 44.5 \text{ lts/seg.}$$

Necesitamos 1 electrobomba de 45 lts/seg. y un motor Diesel para emergencia.

Capacidad del reservorio.- Se ha considerado como capacidad, el 30 % del día máximo, debido a que la bomba sólo va a trabajar 10 horas al día:

$$195 \times 8,000 \times 0.30 = 470 \text{ m}^3.$$

Presiones.- Como en Motupe no se tienen edificaciones mayores de dos pisos, es suficiente una presión de 14 m. en todos los puntos, los cuales son suficientes también para los grifos de incendio.

Recursos acuíferos.- Se encuentra agua superficial y subterránea.

El agua superficial está formada por los ríos Motupe y Chotoque; el primero lleva agua permanentemente (en época de estiaje lleva poca agua); el segundo es de curso periódico, sólo lleva agua en época de avenidas.

No hay fuentes termales, pero sí existen "puquios" en diferentes lugares cercanos.

Existen pozos particulares para irrigación.

Aspecto geológico é hidrológico.- Las rocas más antiguas que afloran en la región de Motupe, están formadas por pizarras metamórficas y filitas, de colores oscuros, y en algunos lugares, cloritizadas. Cuando están temperizadas, su color es parduzco. Según estudios realizados al norte de Olmos, se sabe que una parte de ellas debe pertenecer al Devónico y otra al Carbonífero. En las partes altas de los cerros, cuarcitas de color rojizo suelen yacer discordantemente encima de las pizarras.

Este complejo de estratos de edad paleozoica afloran en el Portachuelo de Olmos (cerros de Barranco Colorado), Cerro Chalpón, al norte de Motupe, y en cerro Somolipe, al S.E. del mismo lugar.

Las rocas ígneas representadas por granito que afloran al S.O. de Motupe, en el cerro Briceño.

Las rocas sedimentarias metamórficas (pizarras, filitas y cuarcitas), y las ígneas (granito), constituyen el basamento sobre el cual se han depositado los sedimentos de edad cuaternaria.

Aguas subterráneas.- El río Motupe, que ha transportado una parte de los sedimentos fluviales de la campiña de Motupe, se ha formado por la confluencia de los ríos Chiflama y Chochope, que nacen en la divisoria de aguas de la Cordillera de los Andes, en los cerros Negro (3,132 m) y Yanahuanca (4,062 m), respectivamente,

cada uno de alrededor de 35 Km. de recorrido.

La otra parte de los sedimentos se debe al acarreo del río Chochope, llamándose su curso superior, río que nace en Cerro Gallo (aproximadamente 1,500 m. de altura).

El río Chotope, cuyo recorrido es de unos 55 Km. de largo, se une con el río Motupe en un punto situado a unos 18 Km. al SSO de Motupe. Las nacientes del río Motupe se encuentran en una región alta andina, con lluvias regulares, motivo por el que los ríos Chotope, Chifama y Chochope conducen agua durante todo el año, el que aún en estiaje llega hasta la altura de Motupe, según hemos podido constatar.

El agua subterránea se encuentra a pocos metros de profundidad; en el pozo tubular del fundo "El Esfuerzo", se ha constatado que el agua subterránea alcanza por lo menos hasta 53 m. de profundidad. Su volumen es relativamente abundante a la altura de Motupe, por cuanto el valle es estrecho, no pasando de 4 Km. de ancho, medidos entre los extremos de los cerros Chalpón y Somolipe

El origen de las aguas freáticas se debe a la infiltración del agua fluvial en la región de los nacientes, y a la parcelación que se produce en los terrenos de cultivo.

Varios pozos existen en los alrededores de Motupe y en El Sarco, a 4 Km. al SO de Motupe. El pozo N° 39-22 del fundo "El Esfuerzo", de propiedad del Sr. Mimbela, tiene los antecedentes siguientes:

Profundidad : 53.5 m.

Rendimiento : 130 lts/seg.

Las napas acuíferas se encuentran entre 18.28 m. y 51.20 m. de profundidad.

Fuentes de abastecimiento.- Las posibles fuentes de abastecimiento serían :

- 1.- Utilización de las aguas superficiales de los ríos Motupe ó Chotoque.
- 2.- Utilización del agua subterránea, mediante la perforación de un pozo tubular.

Soluciones consideradas.- Los ríos son inapropiados para fuentes de abastecimiento por su alto estiaje; para ser utilizados sería necesario construir un embalse; ésta solución es anti-económica. Además el río Motupe pasa a 4 Km. de la ciudad, y el Chotoque a 15 Km., lo cual implicaría aumento de gasto por conducción. También los ríos de la costa tienen turbides muy elevada, razón por la cual sería necesario tratar el agua antes de entregarla al público para el consumo.

La otra solución sería la de utilización del agua subterránea.

Fuente seleccionada.- Según lo expuesto en los capítulos anteriores, adoptamos como solución más conveniente, la utilización del agua subterránea mediante la perforación de un pozo tubular.

Ubicación del pozo.- Tomando en cuenta las condiciones geográficas y geológicas de la población de Motupe, y otros factores como son la accesibilidad, la no interferencia con otros pozos y la ubicación de un reservorio elevado, se ha elegido para el pozo de agua potable un sitio adecuado, cuya ubicación precisa se halla en el lado Oeste de la carretera Panamericana, en su intersección con la acequia Santa Elena, que es la segunda al Norte del cruce de dicha carretera con el camino entre Motupe y Chochope, según queda señalado en el inserto del plano adjunto. El pozo se ubicaría a unos 25 m. al norte de la casa del Sr. Juan Manuel Torres, y estaría dentro de un terreno perteneciente al Sr. Florentino Odar, vecino de Olmos. El reservorio elevado se colocaría convenientemente al lado del pozo recomendado. La distancia del límite de la población mide unos

200 mts.

Todos éstos datos referentes al aspecto geológico é hidrológico han sido obtenidos del "Informe Geológico" contratado por la Sub-Dirección de Obras Sanitarias del Ministerio de Fomento, y cuyo autor es Georg Petersen.

Captación.- Se perforará un pozo tubular. El pozo llevará un forro impermeable que elimine completamente aguas superficiales o aguas subterráneas que puedan contaminar el agua.

De acuerdo al informe geológico, el nivel estático de la napa de agua se encuentra entre 18.30 m. y 51.20 m. de profundidad. Asumiendo que la napa de agua está a 30 m. de profundidad, y que el pozo dá un rendimiento de 2 lt/seg. por metro de depresión, tenemos :

Para $Q = 45$ lts/seg., la depresión será 22.50 m.

Cota terreno = 116.00 m.

Cota nivel estático = 86.00 m.

Cota probable nivel dinámico = 63.50 m.

Profundidad del nivel dinámico = $30.00 + 22.50 = 52.50$ m.

La profundidad del pozo será de 60 m.

Características del agua.- De los pozos existentes en la zona del fundo "El Esfuerzo", donde hay buenos pozos con gastos de más de 100 lts/seg., se han tomado muestras cuyo análisis químico han dado el siguiente resultado :

Dureza 280 pp.m.

Alcalinidad 252 pp.m.

C O 2 12 pp.m.

P. H. 7,4 pp.m.

Dato del Ministerio de Salud Pública, Dpto. de Servicios Especiales.

Caseta de bombeo.- Constará de los siguientes ambientes: la sala de bombeo, depósito de cloro, depósito de combustible y el cuarto para repuestos.

Estará hecha con ladrillos y techos de concreto armado, con coberturas de ladrillos pasteleros, con yesos por dentro. Se ha adoptado la caseta de bombeo "tipo" del Ministerio de Fomento, Sub-Dirección de Obras Sanitarias.

Potabilización del agua cruda.- De acuerdo con las características del agua de la fuente seleccionada, el único proceso considerado es el de clorinación

Para la clorinación, el pozo estará provisto de un equipo, cuya descarga de cloro será en la tubería de impulsión. La dosificación máxima prevista de cloro será de 2 - 3 ppm.

Cantidad de cloro necesaria por día :

Cantidad de agua en el día máximo = $18.5 \times 60 \times 60 \times 24 = 1'600,000$ lts.

Con una dosificación de 3 ppm. de cloro, la cantidad de cloro por día sera:

$0.000003 \times 1'600,000 = 4.8$ Kls. de cloro al día, ó 10.6 lbs/día.

El clorinador debe ser capaz de proporcionar 10.6 lbs/día de cloro.

La dosificación deberá ser calculada, en la práctica, para tener de 0.1 a 0.2 ppm. de cloro residual en la red.

Se usará un clorinador de vacío a base de cloro líquido, con un mínimo de 3 cilindros de cloro de 150 lbs. cada uno, lo que servirá para abastecer la población durante 45 días.aproximadamente. Cada mes se deberá reemplazar 2 cilindros vacíos por 2 llenos, para que nunca falte el cloro. Además se deberá disponer de : balanza, comparador colorimétrico, máscara y un juego de repuestos.

Tubería de impulsión.- Es la tubería que va desde la bomba hasta el reservorio. Levará un $Q = 45$ lts/seg., lo que dá una pérdida de carga de 0.06 m.(longitud 20m.), y una $v = 1.24$ m/seg. La tubería será de asbesto-cemento de 10" de diámetro, c = 140 clase 105.

En caso de incendio no varía la pérdida de carga.

Tubería de conducción.- Es la tubería que va del reservorio a la ciudad; tendrá una longitud de 300 mts. Será de asbesto-cemento de 10" ϕ , $c = 140$ y clase 105. Llevará un $Q = 37$ lt/seg., lo que dá una pérdida de carga de 0.60 m. y una $v = 1.02$ m/seg. En caso de incendio:

$$Q = 48.5 \text{ lts/seg.} \quad h = 0.64 \text{ m.} \quad v = 1.24 \text{ m/seg.}$$

Red de distribución.- Para el cálculo de la red de distribución, se ha considerado el gasto para la hora de máxima consumo en 1,983.

Sistema empleado.- En el proyecto se ha empleado el sistema de circuitos equilibrados, que dá la solución más económica. Las ventajas de éste sistema son:

- 1.- La pérdida de carga se reduce al ser alimentado cada conducto por los dos extremos.
- 2.- Se evitan los puntos muertos en la red, lo que podría ocasionar contaminaciones por falta de circulación de agua.
- 3.- Mayor flujo en caso de incendio, dada la mayor alimentación de los grifos, por el emparrillado de las tuberías de relleno y se puede encauzar el flujo por medio de las válvulas.

En el cálculo de la red de distribución, vamos a aplicar el procedimiento del gasto promedio, simplificación del método de HARDY CROSS, ideada por el Ing° Carlos E. Ruiz Altuna, del Servicio Especial de Salud Pública, de Lima-Perú. Este trabajo fue presentado por el autor al VIII Congreso Interamericana de Ingeniería Sanitaria.

Procedimiento del Gasto Promedio.- El método comunmente usado según la fórmula $\Delta Q = -\frac{\sum h}{n} \approx \frac{h}{Q}$ (1) conduce al ajuste final, nó por la precisión de ésta fórmula, que es matemáticamente aproximada para un solo circuito aislado, sino por la sistemática convergencia de las diferentes correcciones hacia el fin deseado. A falta de una visión panorámica de las diferentes correcciones simultáneamente, el método de Hardy Cross y también la simplifi-

cación, progresa por etapas controladas.

El Ing° Carlos E. Ruiz Altuna propone una fórmula simplificada de la corrección del gasto, que tiene más en cuenta la aproximación progresiva de las correcciones que la precisión de una de ellas aisladamente, a cambio de ser de expresión más sencilla.

Sean :

Q^o = gasto constante ficticio que fluye por todos y cada uno de los tramos de un circuito.

$\sum h^+$ = suma de las pérdidas de carga positivas (ramales a la derecha del punto de equilibrio elegido).

$\sum h^\#$ = suma de las pérdidas de carga de un circuito sin tener en cuenta el signo.

$\sum h^-$ = suma de las pérdidas de carga negativas (ramales a la izquierda del punto de equilibrio elegido).

En un circuito, entonces, tenemos :

$$\begin{aligned}
 + h_1 &= r_1 Q_1^n = r_1 K_1^n Q_o^n \\
 + h_2 &= r_2 Q_2^n = r_2 K_2^n Q_o^n \\
 &\dots\dots\dots \\
 - h_i &= r_i Q_i^n = - r_i K_i^n Q_o^n \\
 &\dots\dots\dots \\
 - h_p &= - r_p Q_p^n = - r_p K_p^n Q_o^n
 \end{aligned}$$

$$\sum h = \sum r Q^n = Q_o^n (r_1 K_1^n + r_2 K_2^n + \dots\dots\dots - r_i K_i^n - r_p K_p^n)$$

En el paréntesis existen 2 sumandos. Designamos el de valores positivos por x , y el de valores negativos por y . Luego:

$$h = Q_o^n (x - y)$$

Si $\sum h$ está bien balanceada, entonces $h = 0$ ó sea :

$$Q_o^n x = Q_o^n y \quad (2)$$

Por lo general en el primer tanteo $\sum h \neq 0$

$$Q_o^n x \neq Q_o^n y$$

Supongamos que : $\sum h^+ \ll \sum h^-$

Sumando y restando : ΔQ :

$$(Q_0 + \Delta Q)^n - x = (Q_0 - \Delta Q)^n y$$

Desarrollando en serie hasta el 2° término :

$$(Q_0^n + n Q_0^{n-1} \Delta Q) x = (Q_0^n - n Q_0^{n-1} \Delta Q) y$$

$$Q_0^n (x - y) + n Q_0^{n-1} \Delta Q (x + y) = 0$$

De donde :

$$\Delta Q = \frac{-Q_0^n (x - y)}{n Q_0^{n-1} (x + y)}$$

Se ha llamado :

$$\left. \begin{aligned} \sum h^+ &= Q_0^n x \\ \sum h^- &= Q_0^n y \end{aligned} \right\} \text{Sumando y restando}$$

$$\sum h^\# = (\sum h^+) + (\sum h^-) = Q_0^n (x + y)$$

$$\sum h = (\sum h^+) - (\sum h^-) = Q_0^n (x - y)$$

De donde :

$$x - y = \frac{\sum h}{Q_0^n}$$

$$x + y = \frac{\sum h^\#}{Q_0^n}$$

Sustituyendo éstos valores en la ecuación (3)

$$\Delta Q = \frac{-Q_0^n \frac{\sum h}{Q_0^n}}{n Q_0^{n-1} \frac{\sum h^\#}{Q_0^n}} = \frac{-\sum h}{n \sum h^\#} Q_0$$

$$\Delta Q = - \frac{\sum h}{n \sum h^\#} Q_0 \quad (4)$$

Determinamos Q_0 . De las ecuaciones a) :

$$\begin{aligned} Q_1 &= Q_0 K_1 \\ Q_2 &= Q_0 K_2 \\ \dots & \dots \dots \dots \quad \text{b)} \\ Q_i &= Q_0 K_i \\ \dots & \dots \dots \dots \end{aligned}$$

$$\frac{Q_p}{\sum Q} = \frac{Q_o K_p}{\sum K} = N Q' \quad (5)$$

En que :

Q = suma de todos los gastos del circuito sin tener en cuenta el signo.

Q' = gasto promedio o media aritmética.

N = número de tramos del circuito.

De la fórmula (5)

$$Q_o = \frac{N}{\sum K} Q' \quad (6)$$

Comparando (1) y (4), tenemos :

$$Q_o = \frac{\sum h^\#}{\sum h/Q} \quad (7)$$

Esta fórmula da el valor exacto de Q_o , pero no podemos usarla puesto que sería volver a la fórmula (1). Sin embargo, es útil para comparar Q_o y Q'

Nueva fórmula de la Corrección de Gastos .- El Factor $\frac{N}{\sum K}$. Se de muestra

que éste valor se aproxima a la unidad siempre que se cumplan ciertos requisitos para hallar el gasto promedio Q' , por lo que es práctico sustituir Q_o por Q' en la fórmula (4) dando la fórmula simplificada siguiente :

$$\Delta Q = \frac{-\sum h}{n \sum h^\#} Q' \quad (8)$$

En esta fórmula :

ΔQ = corrección constante para todos los tramos del circuito, se usa en el método de Hardy Cross.

$\sum h$ = Suma algebraica de las pérdidas de carga.

$\sum h^\#$ = Suma de las pérdidas de carga sin tener en cuenta el signo.

Q' = Gasto promedio de los gastos comparables.

n = Exponente del gasto en la fórmula de la pérdida de carga. En la fórmula de William y Hazen $n = 1.85$

Escribamos nuevamente las ecuaciones b), hasta el último término N :

$$Q_1 = Q_0 K_1 = Q_0 (1 + \delta_1) = Q_0 + Q_0 \delta_1$$

$$Q_2 = Q_0 K_2 = Q_0 (1 + \delta_2) = Q_0 + Q_0 \delta_2$$

$$\dots\dots\dots$$

$$Q_N = Q_0 K_N = Q_0 (1 + \delta_N) = Q_0 + Q_0 \delta_N$$

$$\sum Q = Q_0 \sum K = \dots\dots\dots = N Q_0 + Q_0 \sum \delta = N Q' \quad (9)$$

$$\sum K = N + \sum \delta = \frac{N Q'}{Q_0} \quad (10)$$

Los valores δ son positivos y negativos por ser diferencias por exceso o por defecto respecto de Q_0 , y si los gastos son comparablemente mayores y menores que Q_0 , entonces $\sum \delta \rightarrow 0$, de donde :

$$\sum K = N + 0$$

$$\frac{N}{\sum K} = 1$$

$$Q_0 = Q'$$

Sean en general :

$Q_i \dots\dots\dots Q_i$ = gastos muy grandes mayores que Q_0 .

$Q_{i+1} \dots\dots\dots Q_m$ = gastos comparables mayores, iguales y menores que Q_0 .

$Q_{m+1} \dots\dots\dots Q_N$ = gastos pequeños próximos a cero.

De acuerdo con la ecuación (9) :

$$\sum Q = Q_0 \sum_1^i 1 + Q_0 \sum_1^i \delta_i + Q_0 \sum_{i+1}^m 1 + Q_0 \sum_{i+1}^m \delta + Q_0 \sum_{m+1}^N 1 - Q_0 \sum_{m+1}^N \delta$$

Los δ del último término tienden a uno (1) y son negativos. En el 4° término la suma de los δ tiende a cero (0), luego :

$$\sum Q = Q_0 \left(i + \sum_1^i \delta_i + (m - i) + \sum_{m+1}^N 1 - \sum_{m+1}^N 1 \right)$$

$$\sum Q = Q_0 \left(\sum_1^i \delta_i + m \right)$$

Llamando gastos grandes a aquellos en que por lo menos $\delta_i \geq 1$, entonces, en el límite inferior en que $\delta_i = 1$:

$$\sum Q = Q_0 (i + m) \approx Q' (i + m) \quad (11)$$

Esta fórmula da una idea de cómo hallar el promedio, pero de ninguna manera es exacta.

El gasto promedio no es igual a Q_0 pero se aproxima entre 0.7 y 1.3 de él, lo que no influye mayormente en la convergencia del método, ni en su precisión.

Regla para hallar el gasto promedio:

1°.- Sumar todos los gastos y dividir la suma entre el número de éstos, despreciando los gastos muy pequeños.

2°.- Si hay gastos notoriamente más grandes que el doble del gasto promedio, entonces aumentar el divisor anterior en una unidad por cada gasto mayor que el doble; dos unidades por cada gasto mayor que el triple; etc. y hallar un nuevo valor del gasto promedio.

No es necesario hacer un análisis detenido para hallar el promedio, basta una estimación rápida; el error que se cometa se compensa en los siguientes ajustes necesarios.

Cómputo Hidráulico de la red.- Vamos a hallar los caudales necesarios para cada manzana a la hora de máximo consumo en 1963, tomando una densidad de 265 hab/Ha.

Manz. N° Area en Ha Q en lts/seg. Manz. N° Area en Ha Q en lts/seg.

1	1.160	1.4	16	0.640	0.8
2	0.900	1.1	17	0.784	1.0
3	0.120	0.2	18	0.688	0.9
4	1.328	1.6	19	0.332	0.4
5	1.092	1.3	20	0.448	0.6
6	0.808	1.0	21	0.448	0.6
7	1.800	2.2	22	0.408	0.5
8	1.180	1.4	23	0.552	0.7
9	1.844	2.2	24	0.372	0.5
10	0.708	0.9	25	0.408	0.5
11	0.544	0.7	26	0.372	0.5
12	0.660	0.8	27	0.744	0.9
13	0.384	0.5	28	0.424	0.5
14	0.408	0.5	29	2.336	2.8
15	0.464	0.6	30	0.700	0.9

Gasto total = 28.5 lts/seg.

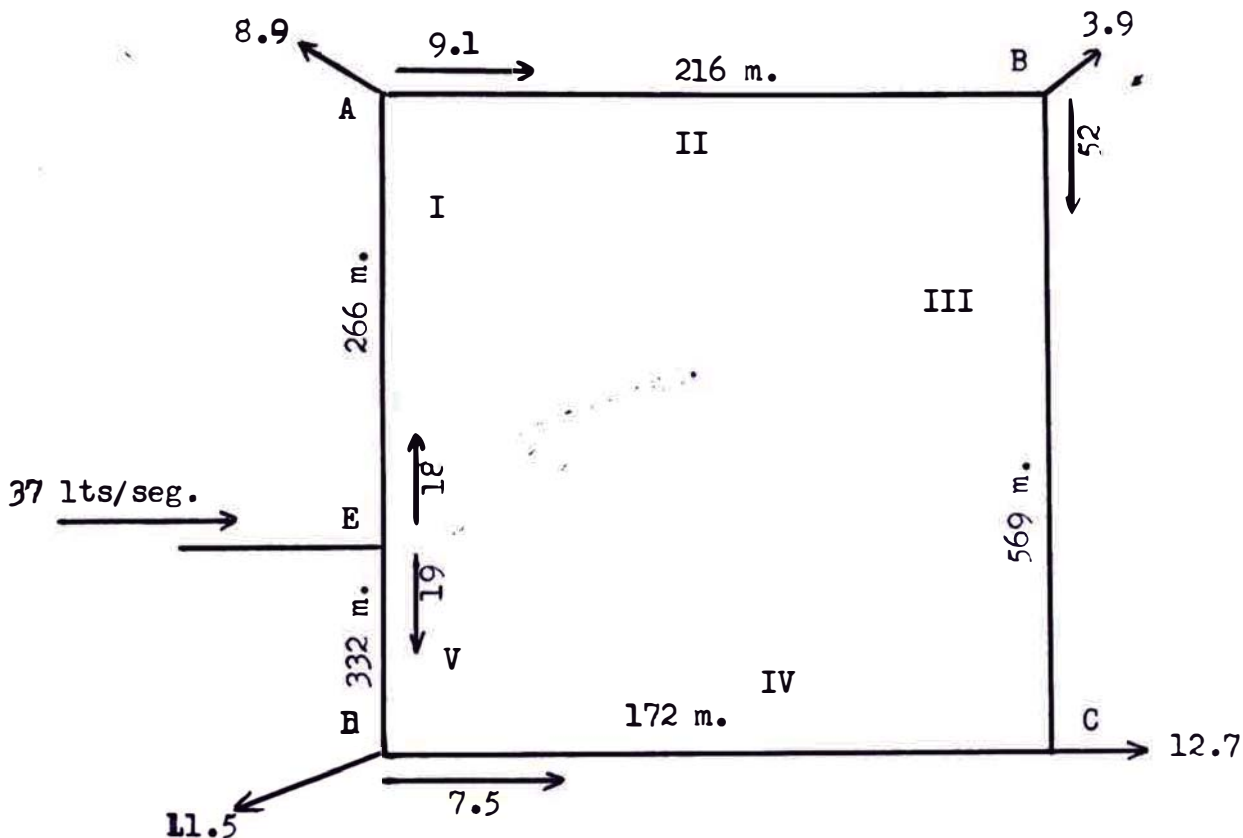
En 1983 :

Q 1983 = 37 lts/seg.

Area = 30.2 Ha.

Luego : $\frac{37}{30.2} = 1.19 \text{ lts/seg. / Ha.} \approx 1.2 \text{ lts/seg. / Ha.}$

CALCULO DEL CIRCUITO



Consideramos C como punto de equilibrio :

Tramo	Diámetro	Longitud	Primer Ajuste		Segundo Ajuste		Final
			Q	h	Q	h	
I	6"	266 m.	18.0	1.71	18.09	1.73	1.40
II	6"	216 m.	9.1	0.46	9.19	0.47	0.70
III	6"	569 m.	5.2	0.20	5.29	0.20	0.42
IV	6"	172 m.	-7.5	-0.22	-7.41	-0.21	0.57
V	6"	332 m.	-19.0	-2.22	-18.91	-2.19	1.44

$$\begin{aligned} \sum Q &= 58.8 \left\{ \sum h = -0.07 \right. & \sum h &= 0 \\ Q &= 11.76 \left\{ \sum h^{\#} = 4.8 \right. \\ \Delta Q &= \frac{0.07 \times 11.76}{1.85 \times 4.81} + 0.09 \end{aligned}$$

De donde : $\sum h = 2.40$ m.

ESPECIFICACION DE EQUIPOS DE MATERIALES Y DE CONSTRUCCION.- Todas las tuberías a usarse en los circuitos y en el emparrillado serán de asbesto-cemento de C-140.

Las matrices serán tuberías de 6"; el emparrillado será de 3" en algunos casos de 4" (cuando abastece a un grifo contra incendio).

Distribución de Válvulas.- Se procurará que cada ramal de la matriz lleve una válvula de interrupción, admitiéndose por razones económicas, que para el relleno se puede aislar, en caso de reparaciones, hasta 500 m. La distribución de válvulas en las matrices será cada 600 m., como máximo.

Distribución de Grifos.- Para la protección contra incendios se distribuirá un grifo para atender un punto de la población con mangueras de 150 m. Se empleará grifos tipo "poste", de 2 bocas de 2.1/2" \emptyset , y se instalarán directamente a la tubería no menor de 4" mediante un tramo de 4" sin válvulas.

Ubicación de la tubería.- Horizontalmente la separación entre las tuberías de agua y desagüe deberá ser de 2 m. como mínimo. Verticalmente las tuberías de desagüe deberán estar siempre debajo de la tubería de agua.

La profundidad mínima de enterramiento bajo la sub-rasante será de 0.70 m. sobre la clave del tubo.

Metrado de la red.-

Tubería de	10"	320 m.
" "	6"	1,555 m.
" "	4"	148 m.
" "	3"	4,774 m.

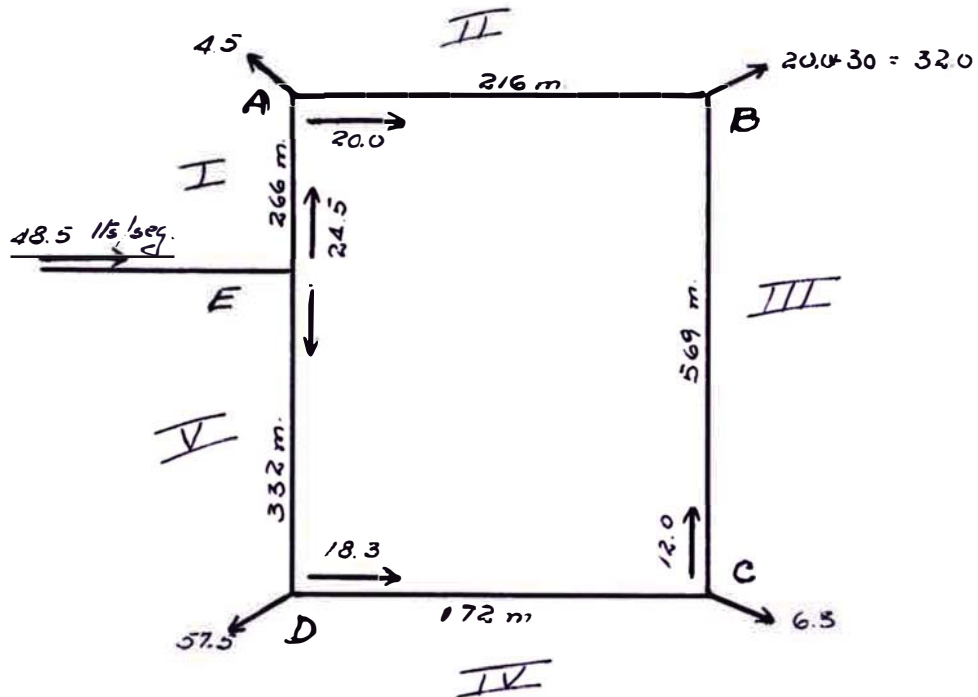
Accesorios.-

Cruces	6" x 6"	5 Pzs.
"	6" x 4"	1 "
"	6" x 3"	8 "
"	3" x 3"	9 "
Tees	10" x 10"	1 "
"	6" x 4"	5 "
"	4" x 4"	2 "
"	3" x 3"	11 "
Válvulas	10"	1 "
"	6"	5 "
"	4"	2 "
"	3"	34 "
Reducciones	10" x 6"	1 "
"	6" x 4"	1 "
"	6" x 3"	5 "
"	4" x 3"	2 "
Tapones	6"	3 "
"	3"	6 "
Codos	10" x 45°	1 "
"	3" x 90°	3 "
"	3" x 45°	1 "
"	3" x 22.1/2°	4 "
Grifos		7 "

CALCULO DE LA ALTURA DEL RESERVORIO :

$$H = 14.0 + 0.66 + 2.41 = \underline{\underline{17.10 \text{ m.}}}$$

COMPROBACION DE LA RED PARA CASO DE INCENDIO.-



Consideramos a "E" como punto de equilibrio :

Tramo	Diám	Long.	1r Ajuste		2º Ajuste		3r Ajust y Fin		
			Q	h	Q	h	Q	h	V
I	6"	266m	24.5	+2.84	26.1	+3.20	26.5	3.30	1.96
II	6"	216m	20.0	+1.56	21.6	+1.74	22.0	1.85	1.67
III	6"	569m	-12.0	-1.60	-10.4	-1.34	-10.0	-1.30	0.80
IV	6"	172m	-18.3	-1.10	-16.7	-0.92	-16.3	-0.88	1.28
V	6"	332m	-24.0	-3.37	-22.4	-3.02	-22.0	-2.93	1.68

$$\Sigma Q = 98.8 \quad \Sigma h = -1.60$$

$$\Sigma Q = 97.2 \quad \Sigma h = -0.34$$

$$\Sigma Q' = 19.76 \quad \Sigma h' = 10.40$$

$$\Sigma Q' = 19.44 \quad \Sigma h' = 10.22$$

$$\Delta Q = \frac{1.60 \times 19.76}{1.85 \times 10.40} = +1.6$$

$$\Delta Q = \frac{0.34 \times 19.44}{1.85 \times 10.22} = +0.35$$

$$\Sigma Q = 96.8 \quad \Sigma h = +0.04$$

$$\Sigma Q' = 19.36 \quad \Sigma h' = 10.26$$

$$\Delta Q = \frac{-0.04 \times 19.36}{1.85 \times 10.26} = -0.04$$

De donde : $\Sigma h = 5.13 \text{ m.}$

Luego : la presión en el punto más desfavorable de la red será

$$17.10 - (5.13 + 0.70) = \underline{11.27 \text{ m.}}$$

Si fuera necesario aumentar la presión en caso de incendio, hasta 14 m., la diferencia, ó sea 2.73 m., se deberán conseguir aumentando la potencia de la bomba.

CALCULO DE LA POTENCIA DE LA BOMBA.- Para calcular la potencia necesaria para elevar el agua a los

tanques se ha tenido en cuenta :

1) Carga estática de descarga (altura del tanque)	=	22.10m
2) Carga estática de succión	=	65.00m
3) Pérdida de carga por fricción $(22.10 + 65.00 + 20) 0.0019$	=	0.19m
4) Pérdida por accesorios	=	<u>0.30m</u>
	Total :	87.59m
	En caso de incendio :	<u>2.73m</u>
	TOTAL :	<u>90.32m</u> =====

La potencia será : $HP = \frac{45 \times 90.32}{75 \times 0.65} = 83.1$

Luego los motores que deben accionar la bomba serán de 83 HP.

La instalación requiere una bomba auxiliar, para elevar la presión del agua que debe circular en el clorinador y mezclarse con el Cloro, para que de ésta manera pueda ser introducido en la tubería.

La presión de ejecución debe ser, más o menos, 2.1/2 veces la existente en la tubería; para eso será necesario utilizar una bomba auxiliar de :

$$2.5 \times 22.59 = 56.5 \text{ m.}$$

Esta bomba estará acoplada a un motor de gasolina, directamente, ó en su defecto habría que aumentar el caballaje al motor de impulsión de la bomba turbina.

CALCULO DEL TANQUE ELEVADO.- El material a emplearse en la construcción del tanque elevado, es el concreto armado.

En el tanque elevado podemos distinguir dos estructuras: el depósito y la estructura sustentante.

El depósito.- Se ha usado un depósito con fondo Intze. Este fondo está compuesto de 2 partes: una exterior, de superficie cónica, y otra interior, en forma de casquete esférico. Los fondos Intze se usan para evitar que el anillo del fondo del tanque sufra una tracción considerable, originada por el empuje de la cúpula esférica del fondo, que es muy rebajada, y además para no perder mucha capacidad del depósito.

En el diseño del depósito se usará concreto de:

$$\begin{array}{llll} f'c = 210 & f_c = 0.45 f'c = 95 & f_s = 1400 & \\ J = 0.866 & k = 0.403 & K = 16.6 & n = 10 \end{array}$$

Para asegurar la impermeabilidad del depósito.

Estructura sustentante.- Estará compuesta por: un fuste cilíndrico y la cimentación.

Para el fuste cilíndrico usamos concreto de:

$$\begin{array}{llll} f'c = 175 & f_c = 0.45 f'c = 79 & f_s = 1400 & \\ J = 0.866 & k = 0.403 & K = 13.8 & n = 12 \end{array}$$

Para la cimentación usamos concreto de:

$$\begin{array}{llll} f'c = 140 & f_c = 0.45 f'c = 63 & f_s = 1400 & \\ J = 0.866 & k = 0.403 & K = 11 & n = 15 \end{array}$$

Además habrá una sub-zapata, que será una loza de concreto simple de 0.05 m. de espesor, de mezcla 1 : 10 cemento-hormigón.

Dimensiones del tanque.- Los depósitos Intze deben dimensionarse, de tal modo que se anulen los empujes sobre la viga circular del fondo.

Esta condición exige que las componentes horizontales de las presiones C_c de la cúpula, y C_v del voladizo, sobre el anillo, sean iguales

$$H_c = H_v$$

Las presiones C_v y C_c son en toda la longitud $2\pi b$.

$$C_c = \frac{\gamma V_1}{\text{Sen} \alpha_1} \quad C_v = \frac{\gamma V_2}{\text{Sen} \alpha_2}$$

Y las componentes horizontales :

$$H_c = \frac{\gamma V_1}{\text{Sen} \alpha_1} \text{Cos} \alpha_1 \quad H_v = \frac{\gamma V_2}{\text{Sen} \alpha_2} \text{Cos} \alpha_2$$

La condición anterior puede expresarse :

$$\frac{V_1}{\text{tg} \alpha_1} = \frac{V_2}{\text{tg} \alpha_2}$$

que se satisface para :

$$V_1 = V_2 \quad \text{y} \quad \alpha_1 = \alpha_2$$

$$V_1 = \pi \left[\frac{9^2}{4} \times 5.0 - \frac{2^2}{4} \times 2 - \frac{2}{6} (3 \times 45^2 - 2^2) \right]$$

$$V_2 = \pi \left(\frac{13.0^2 - 9.0^2}{4} \right) \left[5.0 - \frac{2^2}{2} \times 2 \times 5.83 \right]$$

$$V_1 = \pi (101.25 - 0.72 - 21.58) = 78.95 \pi = 248 \text{ m}^3$$

$$V_2 = \pi (110 - 23.32) = 76.68 \pi = 241 \text{ m}^3$$

$$V = V_1 + V_2 = 248 + 241 = 489 \text{ m}^3$$

CALCULO DE LA CUBIERTA.- Como éstas cúpulas son muy rebajadas, la acción del viento es despreciable y puede admitirse sin gran error, que sólo actúen sobre ellas cargas verticales; luego la cúpula solo trabaja a compresión.

Sea ABC la curva media del casquete esférico :

$$r = \frac{a^2 + f^2}{2f}$$

P = peso total de la cúpula

p = carga total por m² del casquete

$$P = pS = p \times 2\pi r \beta = \pi p (a^2 + \beta^2)$$

P = e x 2400 + Sc de nieve + presión del viento

Tomando un huso de 1 m. de arco, medido sobre la circunferencia de base, el peso por ml. será :

$$V = \frac{P}{2\pi a} = \frac{p(a^2 + \beta^2)}{2a}$$

e no debe ser menor de 6 cm. ó 7 cm.

En nuestro caso :

$$a = 6.5 \text{ m.}$$

$$\beta = 1.6 \text{ m.}$$

$$\text{Asumimos : } e = 0.07 \text{ m.}$$

$$\text{Luego : } p = 2400 \times 0.07 = 168 \text{ Kgs/m}^2$$

$$V = 168 \left(\frac{6.5^2 + 1.6^2}{2 \times 6.5} \right) = 579 \text{ Kgs.}$$

Armadura según los meridianos : Se calcula sólo para resistir el esfuerzo cortante originado por V.

La acción de armadura meridiana por ml. en la base será :

$$A_s = \frac{V}{\sigma a}$$

Siendo $\sigma a = 700 \text{ á } 800 \text{ Kgs/cm}^2$ (coeficiente de trabajo del βc)

$$A_s = \frac{579}{700} = 0.83 \text{ cm}^2 \text{ ó } 3 \text{ } \varnothing \text{ } 1/4''$$

Ponemos el mínimo o sea $\varnothing 1/4'' @ 0.20 \text{ m.}$

Cálculo de H : de $\triangle ODC \sim \triangle HVR$ obtenemos :

$$H = \frac{V(r - f)}{a}$$

$$r = \frac{a^2 + f^2}{2f} = \frac{44.81}{2 \times 1.6} = 14$$

$$H = \frac{579 (14 - 1.6)}{6.5} = 1,105 \text{ kgs.}$$

Hallamos el espesor teórico :

$$e = \frac{R}{100 \sigma_h}$$

σ_h = coeficiente de trabajo del hormigón a compresión.

Tomamos σ_h entre 10 y 15 Kgs/cm², para tener en cuenta la deformación por pandeo que tendría lugar con espesor débil :

$$R = \sqrt{V^2 + H^2} = \sqrt{579^2 + 1105^2} = 1,250 \text{ Kgs.}$$

$$C = \frac{1250}{100 \times 10} = 1.25 \text{ cm.}$$

Luego usamos e min. = 0.07 m.

La armadura se completará con barras según los paralelos, con la misma separación que en los meridianos, ó sea : ϕ 1/4" @ 0.20 m.

Cálculo del anillo superior que soporta el empuje de la cúpula.-

Sobre la viga A actuará un esfuerzo de tracción F :

$$F = 1105 \times 6.5 = 7,180 \text{ Kgs.}$$

Para resistir esta fuerza se necesita una armadura de :

$$A_s = \frac{7180}{1000} = 7.18 \text{ cm}^2 \text{ ó } 4 \phi \text{ de } 5/8''$$

Se pondrán estribos de ϕ 1/4" @ 0.30

Usamos un esfuerzo de acero bien reducido para evitar alargamientos que provocarían grietas en el concreto.

Sección de concreto necesario :

$$A_g = \left[\frac{1}{\beta' t} - \left(\frac{n-1}{\beta_s} \right) \right] F$$
$$A_g = \left(\frac{1}{21} - \frac{9}{1400} \right) 7180 = 295 \text{ cm}^2.$$

Se dará al anillo un espesor de 15 cm. y una altura de 20 cm.

CÁLCULO DEL CONDUCTO CILINDRICO.-

$$\text{Presión máxima} = 3,000 \text{ Kgs/m}^2$$

$$\text{Espesor de las paredes} = 10 \text{ cm.}$$

Coefficiente de trabajo a compresión :

$$\frac{3000 \times 1.20}{2 \times 100 \times 10} = 1.8 \text{ Kgs/cm}^2, \text{ insignificante.}$$

Usamos armadura de aros horizontales y varillas verticales de $\varnothing 1/4" @ 15 \text{ cm.}$

$$\text{Peso de éste tubo : } 3.14 \times 1.20 \times 3.30 \times 0.10 \times 2400 = 2,980 \text{ kgs.}$$

CÁLCULO DE LA PARED CILINDRICA.- La pared cilíndrica se halla empujada en las vigas B y C; éstos anillos se hallan sometidos a esfuerzos de tracción.

La deformación en la base de la pared será igual para los tres elementos que a ella concurren: pared cilíndrica, anillo y pared cónica, siempre que se adopte para el cálculo de las tres el mismo valor para la tensión del hormigón a tracción.

En estas condiciones puede admitirse que la presión hidrostática actúa íntegramente sobre los anillos. Dividimos la pared en anillos de 1.00 m.

<u>Anillos</u>	<u>Tracciones</u>
1r. anillo	$\frac{1000 \times 3 \times 13.0}{2} = 19,500 \text{ Kgs.}$
2o. anillo	$\frac{1000 \times 2 \times 13.0}{2} = 13,000 \text{ Kgs.}$
3r. anillo	$\frac{1000 \times 1 \times 13.0}{2} = 6,500 \text{ Kgs.}$

Las secciones de acero de las directrices de cada anillo son obtenidas dividiendo las tracciones por $f_s = 1,000 \text{ Kgs/cm}^2$ (toda la resistencia de las paredes a la tracción es absorbida por las directrices).

<u>Anillos</u>	<u>Sección</u>	<u>Barras</u>	<u>Distancia entre aros</u>
1	19.5 cm ²	10 Ø 5/8"	10 cm.
2	13.0 cm ²	10 Ø 1/2"	10 cm.
3	6.5 cm ²	10 Ø 3/8"	10 cm.

Esta armadura se colocará en el paramento exterior de la pared.

La armadura vertical o de repartición: $1 \times 19.5/2 = 9.75$ ó $\varnothing 3/8" @ 7.5$ cm. hasta la mitad de la altura; a partir de aquí se suprime una barra intermedia.

ESPESOR DE LA PARED.-

$$100 e = \left(\frac{1}{f't} - \frac{n-1}{f's} \right) 19500$$

$$f't = 21 \quad f's = 1000 \quad n = 10$$

$$100 e = \left(\frac{1}{21} - \frac{9}{1000} \right) 19500 = 0.0387 \times 19500$$

$$e = 0.0387 \times 195 = 7.55 \text{ cm.}$$

Tomamos un $e = 10$ cm.

El momento flector que actúa en la parte inferior de la pared se puede calcular mediante la expresión :

$$M = 0.2193 a e \sqrt{a e} = 219.3 a e \sqrt{a e}$$

$$M = 219.3 \times 6.5 \times 0.10 \sqrt{6.5 \times 0.10} = 115 \text{ m Kg.}$$

El momento flector es positivo y se anula a la profundidad :

$$X = h \left(1 - \frac{1.57}{\lambda} \right)$$

$$\lambda = \frac{1.316}{\sqrt{a e}} h = \frac{1.316 \times 3}{\sqrt{6.5 \times 0.10}} = 4.9$$

$$X = 3 \left(1 - \frac{1.57}{4.9} \right) = 2.04$$

La armadura necesaria para resistir el momento flector debe colocarse próxima al paramento exterior; la armadura de repartición resiste

rá las tensiones originadas por la flexión.

Conviene reforzar la zona inferior de la pared con una doble armadura, que se obtiene prolongando una de las dos capas de la pared cónica.

Cálculo del anillo de unión de la pared cilíndrica con la pared cónica.

Sobre la viga B actúa el peso de la cúpula y la pared cilíndrica.

La pared cilíndrica transmite a la viga C una carga vertical P_c por metro de longitud:

$$P_c = V + h \times e \times 2400 \times 1$$

$$P_c = 579 + 720 = 1,299 \text{ Kgs.}$$

Descomponemos esta fuerza en dos componentes: C_1 , en la dirección de la pared cónica, y F_1 , horizontal.

C_1 , da compresión sobre la pared cónica :

$$C_1 = \frac{P_c}{\text{Sen} \alpha} = \frac{1299}{0.707} = 1,840 \text{ Kgs.}$$

Según esto P_c no da lugar a tensiones anulares sobre la pared cónica.

$$T_1 = 0$$

La tensión F_1 , origina una tracción en el anillo de unión.

$$T_a = F_1 \times a$$

$$\text{como : } F_1 = P_c \cotg \alpha = 1299 \times 1$$

$$T_a = 1299 \times 1 \times 6.5$$

$$T_a = 8,450 \text{ Kgs.}$$

Este esfuerzo de tracción será resistido por una armadura horizontal :

$$A_s = \frac{8450}{1000} = 8.45 \text{ cm}^2 \text{ ó } 4 \text{ } \varnothing \text{ } 3/4''$$

Se pondrán estribos de $\varnothing 3/8'' @ 0.20 \text{ m.}$

Sección de concreto necesaria :

$$A_g = \left(\frac{1}{21} - \frac{9}{1000} \right) 8450 = 0.0387 \times 8450 = 327 \text{ cm}^2$$

El anillo tendrá 22 cm. de espesor por 15 de altura.

CALCULO DE LA PARED CONICA DEL FONDO.- La pared cónica se halla sometida a la acción de la carga que le transmite la pared cilíndrica, el peso propio y la presión de agua.

La pared cilíndrica transmite la componente: $C_1 = \frac{P_c}{\text{Sen} \alpha} = 1840 \text{ Kg.}$ que actúa en la parte superior de la pared.

El peso propio de $g \text{ Kgs/cm.}$ da lugar a un peso total entre la pared cilíndrica y un punto cualquiera A :

$$Q = (a + x) \frac{\pi y}{\text{Sen} \alpha} g$$

que produce una tensión meridiana por unidad de paralelo :

$$C_2 = \frac{Q}{2 \pi x \text{ Sen} \alpha} = \frac{(a + x)}{2 x \text{ Sen}^2 \alpha} g y$$

Este esfuerzo será de compresión y valdrá :

en la parte superior de la pared cónica ó para $y = 0$ $C_2 = 0$

y en la parte inferior ó para $y = h$ $x = b$; $C_2 = \frac{(a+b) g h}{2 B \text{ Sen}^2 \alpha}$

El líquido contenido en el depósito da lugar, sobre la pared cónica, a presiones normales iguales a la altura de la columna líquida; siendo G el peso del líquido que actúa entre la pared cilíndrica y el punto A de coordenadas xey se tiene :

$$G = \pi (a^2 - x^2) h, \gamma + \frac{1}{2} (a - x) y + 2 \pi \left(x + \frac{a - x}{3} \right) \delta$$

$$y = (a - x) \text{tg} \alpha$$

$$G = \pi (a^2 - x^2) h, \gamma + \pi \gamma (a - x)^2 \frac{2x + a}{3} \text{tg} \alpha$$

Este peso da lugar a una tensión meridiana por unidad de paralelo :

$$C_3 = \frac{G}{2 \pi x \text{ Sen} \alpha}$$

Que valdrá en la parte superior para: $x = a$ $C_3 = 0$

y en la parte inferior para: $x = b$

$$C_3 = \frac{(a - b) h_1 + (a - b)^2 \frac{2b + a \operatorname{tg} \alpha}{3}}{2b \operatorname{Sen} \alpha}$$

La pared cónica en voladizo se hallará sometida, por unidad de paralelo a una compresión: $C_v = C_1 + C_2 + C_3$

que será en la parte superior: $C_v = C_1$

en la parte inferior: $C_v = C_1 + C_2 + C_3$

Adoptando un espesor de 0.15 m. para la pared cónica:

$$g = 2400 \times 0.15 \times 1 = 360 \text{ Kgs/m}^2.$$

$$C_2 = \left(\frac{6.5 + 4.5}{2} \right) \frac{360 \times 2}{4.5 \times 0.707^2} = 1,765 \text{ Kgs.}$$

$$C_3 = \frac{(6.5^2 - 4.5^2) 3 + (6.5 - 4.5)^2 \frac{9 + 6.5}{3}}{2 \times 4.5 \times 0.707} \times 1000 = 13,650 \text{ Kgs.}$$

$$C_v = 1840 + 1765 + 13650 = 17,255 \text{ Kgs.}$$

Para resistir esta compresión por unidad de paralelo, tenemos una sección de hormigón: $A_g = 15 \times 100 = 1,500 \text{ cm}^2$

Adoptando una cuantra: $p_g = 0.010$

la compresión en el concreto será:

$$\sigma_h = \frac{P}{A_g + n A_s} = \frac{17,255}{1500 + 15.18} = 10.45 \text{ Kgs/cm}^2$$

Armadura: $A_s = 0.01 \times 1500 = 15 \text{ cm}^2$ ó 12 \emptyset 1/2", distribuidos en una capa por metro de circunferencia en la base, de radio 4.5 m.

CALCULO DE LA ARMADURA ANULAR.- La fuerza P_c no da tensiones anulares sobre la pared cónica: $T_1 = 0$

De la condición general de cúpulas:

$$\frac{C_n}{R_1} + \frac{T_n}{R_2} = p \quad ; \quad \text{siendo } p \text{ la presión normal.}$$

En nuestro caso: $R_1 = \infty$ $R_2 = \frac{x}{\operatorname{Sen} \alpha}$

Luego : $T_2 = p R_2 = p \frac{x}{\text{Sen} \alpha}$

Tensión anular originada por el peso Q :

$$P = g \cos \alpha, \quad x = b + (h - y) \cotg \alpha$$

Reemplazando : $T_2 = g \cos \alpha \left[\frac{b + (h - y) \cotg \alpha}{\text{sen} \alpha} \right]$

En la parte superior, para $y = 0$

$$T_2 = g \frac{a}{\text{tg} \alpha} = 360 \times \frac{6.5}{1} = 2,340 \text{ Kgs.}$$

En la parte inferior, para $y = h$

$$T_2 = g \frac{b}{\text{tg} \alpha} = 360 \times \frac{4.5}{1} = 1,620 \text{ Kgs.}$$

Tensión anular originada por el peso del líquido :

$$T_3 = p R_2 \quad \text{siendo } P = \gamma (h_1 + y)$$

$$T_3 = \gamma (h_1 + y) \frac{x}{\text{sen} \alpha} = \frac{h_1 + (a - x) \text{tg} \alpha}{\text{sen} \alpha} \gamma x$$

Valiendo en la parte superior, para $x = a$

$$T_3 = \frac{\gamma a h_1}{\text{sen} \alpha} = \frac{1000 \times 6.5 \times 3}{0.707} = 27,600 \text{ Kgs.}$$

En la parte inferior, para $x = b$

$$T_3 = \frac{h + (a - b) \text{tg} \alpha}{\text{sen} \alpha} b \gamma = \frac{3 + (6.5 - 4.5)}{0.707} \times 4.5 \times 1000$$

$$T_3 = 31,900 \text{ Kgs.}$$

Las tracciones anulares según los paralelos serán:

En la parte superior : $T_v = 2340 + 27600 = 29,940 \text{ Kgs.}$

En la parte inferior : $T_v = 1620 + 31900 = 33,520 \text{ Kgs.}$

Como la diferencia de tensiones entre la parte superior é inferior es pequeña, calculamos la armadura para la parte inferior y la ponemos en toda la pared:

$$A_s = \frac{33520}{1,000} = 33.52 \text{ cm. } \text{ ó } 18 \text{ } \varnothing \text{ } 5/8'' \text{ en dos capas.}$$

Tracción del concreto :

$$\sigma_{h^t} = \frac{33,520}{15 \times 100 + 35.62 \times 10} = 18.1 \text{ Kgs/cm}^2, \text{ que es admisible}$$

CALCULO DE LA CUPULA DEL FONDO.- El casquete esférico está sometido a la acción de su peso propio, a la presión del líquido, y al peso del conducto cilíndrico.

Sea : P_e el peso del conducto cilíndrico

$$Q = P_e - \text{peso del casquete esférico suprimido de flecha } f' + S_c.$$

$$Q = P_e - 2 \pi R f' g = P_e - 2 \pi R^2 (1 - \cos \varphi_0) g$$

$$\varphi = \frac{\text{angulo en el centro}}{2} = 45^\circ$$

$$\varphi_0 \approx 5^\circ 24' \quad R = \text{radio cúpula.}$$

La tensión según el meridiano será :

$$\sigma = \frac{P}{2 \pi R \sin \varphi_0} \quad \text{siendo } P \text{ el peso total de la cúpula.}$$

Asumimos un espesor de 0.15 m. para la cúpula:

$$Q = 2980 + 300 - 2 \pi \times 6.37 \times 0.03 \times 2400 \times 0.15 = 2,847 \text{ Kgs.}$$

Para que en el borde superior solo existan compresiones, se debe tener:

$$\frac{Q}{2 \pi R \sin^2 \varphi_0} < \frac{\cos^2 \varphi_0 + \cos \varphi_0 - 1}{1 + \cos \varphi_0} g R$$

$$\frac{2847}{2 \pi \times 6.37 \times 0.092^2} < \frac{0.9956^2 + 0.9956 - 1}{1.9956} \times 2400 \times 6.37 \times 0.15$$

$$8400 < 1120 \quad \text{Hay tracción en la parte superior.}$$

El peso propio de la linterna se descompone en una fuerza tangencial T absorbida por las tensiones meridianas, y una horizontal $H = P_e \cotg \varphi$ que da lugar en el anillo de la linterna a una compresión :

$$C = \frac{H \times}{2 \pi x} = \frac{H}{2 \pi}$$

$$H = 10.6 \times 3280 = 34,800 \text{ Kgs.}$$

$$C = \frac{34,800}{2 \pi} = 5,550 \text{ Kgs. (debido al peso de la linterna)}$$

Las tensiones meridianas por unidad de paralelo son :

$$C = \frac{P}{2 \pi \sin \varphi} = \frac{R g}{1 + \cos \varphi} + \frac{Q}{2 \pi R \sin^2 \varphi}$$

En el borde superior ó sea $\varphi \approx 5^\circ 24'$

$$C_1 = \frac{0.15 \times 6.37 \times 2400}{1.9956} + \frac{2.847}{2 \pi \times 6.37 \times 0.092^2}$$

$$C_1 = 1150 + 8400 = 9,550 \text{ Kgs.}$$

En el borde inferior ó sea para $\varphi = 45^\circ$

$$C_1 = \frac{0.15 \times 6.37 \times 2400}{1.707} + \frac{2847}{6.37 \times 0.707^2 \times 2}$$

$$C_1 = 1440 + 8400 = 9,840 \text{ Kgs.}$$

La tensión anular producida será :

$$T_1 = g R \frac{\cos^2 \varphi + \cos \varphi - 1}{1 + \cos \varphi} - \frac{Q}{2 \pi R \sin^2 \varphi}$$

En el borde superior ó para $\varphi \approx 5^\circ 24'$

$$T_1 = 1120 - 8400 = - 7,280 \text{ Kgs.}$$

En el borde inferior ó para $\varphi = 45^\circ$

$$T_1 = \frac{0.205}{1.707} \times 6.37 \times 2400 \times 0.15 = - 8,400$$

$$T_1 = 275 - 8,400 = - 8,125 \text{ Kgs.}$$

ACCION DE LA PRESION DEL AGUA. - En un punto cualquiera A de la cúpula, que determina un casquete de radio X sobre el que actúa G :

$$G = \pi x^2 (h' + y) \gamma - \pi y^2 (R - \frac{y}{3}) \gamma$$

Esta fuerza origina una tensión meridiana :

$$C_2 = \frac{G}{2 \pi X \operatorname{sen} \varphi} = \frac{(2R - y)(h' + y) - y(R - \frac{y}{3})}{2(R - y)} R \gamma$$

En el borde superior, para $\varphi \approx 5^\circ 24'$ $y = 0.03$

$$C_2 = \frac{12.71 \times 3.03 - 0.19}{2 \times 12.71} \times 6.37 \times 1000 = 9,600 \text{ Kgs.}$$

En el borde inferior, para $\varphi = 45^\circ$ $y = 1.87$

$$C_2 = \left(\frac{10.87 \times 4.87 - 1.87 \times 5.75}{2 \times 10.87} \right) 6.37 \times 1000 = 12,350 \text{ Kgs.}$$

TENSIONES ANULARES.-

De la ecuación fundamental : $\frac{C_2}{R_1} + \frac{T_2}{R_2} = p$

Para ; $R = R_2 = R$ $p = (h' + y) \gamma$

$$T_2 = (h' + y) \gamma R - C_2$$

En el borde superior: $T_2 = 3.03 \times 6.37 \times 1000 - 9600 = 9,700 \text{ Kgs.}$

En el borde inferior: $T_2 = 4.87 \times 6.37 \times 1000 - 12350 = 18,450 \text{ Kgs.}$

Como T_2 es positivo, habrá compresión en toda la cúpula.

COMPRESION ANULAR.-

En el borde superior: $T_c = T_1 + T_2 = -7,280 + 9,700 = 2,420 \text{ Kgs.}$

En el borde inferior: $T_c = -8,125 + 18,450 = 10,225 \text{ Kgs.}$

COMPRESION MERIDIANA.-

En el borde superior: $C_c = 9,550 + 9,600 = 19,150 \text{ Kgs.}$

En el borde inferior: $C_c = 9,840 + 12,350 = 22,190 \text{ Kgs.}$

Adoptando una cuantía mínima de 0.008 :

$A_s = 0.008 \times 0.15 \times 100 = 12 \text{ cm}^2$ ó 10 \emptyset 1/2" de armadura meridiana.

La compresión en el concreto será : $\frac{22,190}{1500 + 120} = 13.7 \text{ Kgs/cm}^2$

COMPRESION ANULAR.- Produce una tensión en el concreto sin tener en cuenta la armadura.

$$\sqrt{h} = \frac{10,225}{15 \times 100} = 6.82 \text{ Kgs/cm}^2$$

Ponemos una armadura de 8.12 cm^2 ó sea 7 \emptyset 1/2" ó \emptyset 1/2" @ 15 cm.

CALCULO DE PANDEO.-

Compresión que produce el pandeo = $C_p = \frac{6 E I}{KR^2}$

$$I \text{ para la longitud de 1 m.} = \frac{100}{12} e^3$$

Coefficiente de seguridad = $K = 10$

$$C_p = \frac{6 \times 210000 \times 100}{10 \times 12 \times 6.37^2} = 8,550 \text{ Kgs.}$$

Comprobamos la sección de apoyo a pandeo :

$$l = 3.14 \times \frac{6.37}{2} = 10 \text{ m.}$$

$$\text{Coeficiente de Rankine} = 1 + 0.0001 \frac{10^2 \times 0.15}{\frac{1 \times 0.15^2}{12}} = 1.8$$

Admitiendo para el hormigón a compresión: $\sqrt{h} = 95 \text{ Kgs/cm}^2$

Tensión que dará pandeo: $\sqrt{p} = \frac{1.25 \times 95}{1.8} = 66 \text{ Kgs/cm}^2$

La compresión máxima da:

$$\sqrt{h} = \frac{22,190}{15 \times 100} = 14.8 \text{ Kgs/cm}^2$$

Luego: no hay pandeo.

CALCULO DE LA VIGA D .-

$$A_s = \frac{5550}{1000} = 5.55 \text{ cm}^2 \text{ ó } 4 \text{ } \varnothing \text{ } 5/8", \text{ con estribos de } \varnothing \text{ } 1/4" @ \text{ } 0.20\text{m.}$$

Sección de concreto necesaria :

$$A_g = \left(\frac{1}{21} - \frac{9}{1,000} \right) 5060 = 0.038 \times 5060 = 196 \text{ cm}^2$$

Le ponemos 12 cm. por 17 cm.

CALCULO DE LA VIGA C .- La viga se halla sometida, por metro de longitud, a las compresiones de la pared cónica y de la cúpula esférica, que darán lugar a las componentes horizontales ó empujes H_v y H_c , y a las componentes verticales F_v y F_c .

$$F_v = H_v = C_v \cos \alpha = 17255 \times 0.707 = 12,150 \text{ Kgs.}$$

$$F_c = H_c = C_c \cos \alpha = 22190 \times 0.707 = 15,650 \text{ Kgs.}$$

$$H = 3,500 \text{ Kgs.}$$

Como $H_c > H_v$, H es una tracción.

$$T = H_b = 3500 \times 4.5 = 15,750 \text{ Kgs.}$$

Armadura necesaria :

$$A_s = \frac{15,750}{1,000} = 15.75 \text{ cm}^2 \text{ ó } 8 \text{ } \varnothing \text{ } 5/8", \text{ con estribos de } \varnothing \text{ } 1/4" @ \text{ } 0.20 \text{ m.}$$

Carga vertical por metro de viga :

$$F = F_v + F_c = 12150 + 15650 = 27,800 \text{ Kgs.}$$

Adoptando para la viga circular las dimensiones: de 0.40 x 0.60, el peso propio por metro será:

$$0.4 \times 0.6 \times 2400 = 576 \text{ Kgs.}$$

Luego la carga vertical por metro será:

$$27800 + 576 = 28,376 \text{ Kgs.}$$

Compresión en la viga: $= \frac{28376}{40} \times 100 = 7.09 \text{ Kgs/cm}^2$, insignificante.

CALCULO DEL SOPORTE.-

Altura del fuste aproximado = $14 + 0.69 \times 2.41 - 0.60 = 16.5 \text{ m.}$

Altura del fuste = $16.50 + 0.50 = 17 \text{ m.}$

Usando una presión de viento de 170 Kgs/m^2 :

$$F = 13 \times 3 \times 0.67 \times 170 = 4,440 \text{ Kgs.}$$

$$F_2 = \frac{13 + 9}{2} \times 2 \times 0.67 \times 170 = 2,510 \text{ "}$$

$$F_3 = 17.10 \times 9 \times 0.67 \times 170 = \underline{17,500 \text{ "}}$$

$$\text{Total : } 24,450 \text{ Kgs.}$$

Tomando momentos con respecto a A :

$$4,440 \times 19.70 + 2,510 \times 17.20 + 17,500 \times 8.1 = 24,450 \text{ y}$$

$$87,500 + 43,200 + 142000 = 24,450 \text{ y}$$

$$y = \frac{272700}{24450} = 11.2 \text{ m.}$$

Con depósito lleno:

Carga vertical = $\pi \times 9 \times 28376 = 805,000 \text{ Kgs.}$
(sin peso fuste)

$$\frac{24450}{805,000} = \frac{X}{11.2} \longrightarrow X = 0.34 \text{ m.} < 1.5 \text{ m.}$$

$$\text{viento} \times 1.5 = 0.34 \times 1.5 = 0.50 < 1.5 \text{ m.}$$

Luego no hay volteo ni con el viento ni con el sismo.

Con depósito vacío:

$$805,000 - 489,000 = 316,000 \text{ Kgs.}$$

$$x = 0.87 \text{ m.} < 1.5 \text{ m.}$$

$$1.5 \times x = 1.31 \text{ m.} < 1.5 \quad \text{No hay volteo}$$

CALCULO DE LA ARMADURA VERTICAL.- Nos damos un espesor de 0.15 m.

y un concreto de $f'c = 175 \text{ Kgs/cm}^2$:

$$f_s = 1400 \text{ y un pg} = 0.02$$

$$\text{Peso del fuste} = 77 \times 9 \times 17 \times 0.15 \times 2400 = 172,500 \text{ Kgs.}$$

$$\text{Peso total} = 805,000 + 172,500 = 977,500 \text{ Kgs.}$$

$$\text{Carga axial equivalente} = P = 977,500 \left(1 + c D \frac{e}{t} \right)$$

$$c = \frac{0.8 (0.225 \times 175 + 1400 \times 0.02)}{0.45 \times 175 (1 + 11 \times 0.02)} = 0.562$$

$$D = \frac{d^2}{2 R^2}$$

$$R^2 = \frac{1}{A} = \frac{4.53^4 + 0.44 \times 4.5^2 \times 4.53^2 - 4.35^4}{4 \times 4.53^2 \times 1.22 - 4.35^2} = 3.06$$

$$D = \frac{9.15^2}{2 \times 3.06} = 13.7$$

$$P = 977500 \left(1 + 0.562 \times 13.7 \times \frac{e}{9.15} \right)$$

$$e = \frac{272.7}{977.5} = 0.28 \text{ m.}$$

$$P = 977500 \times 1.236 = 1'210,000 \text{ Kgs.}$$

$$A_g = 977 \times 0.15 = 4.24 \text{ m}^2 = 42,400 \text{ cm}^2$$

$$P = 0.8 A_g (0.225 \times 175 + 1400 \text{ pg}) = A_g (31.5 + 1120 \text{ pg})$$

$$\frac{28.5 - 31.5}{1120} = \text{pg} \text{ (negativo).}$$

Tanteamos con $\text{pg} = 0.01$:

$$c = \frac{42.7}{87.1} = 0.49$$

$$R = \frac{424 + 91.2 - 358}{83.9 - 18.9} = \frac{157.2}{65.0} = 2.42$$

$$D = 17.3 \quad P = 977500 \left(1 + 0.49 \times 17.3 \times \frac{0.28}{9.15} \right)$$

$$P = 977,500 \times 1.26 = 1'230,000 \text{ Kgs.}$$

$$\frac{28.6 - 31.5}{1120} = \text{pg} \text{ (negativo).}$$

Luego adoptamos : $p_g = 0.01$

$$A_s = 42400 \times 0.01 = 424 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{424}{9} = 15 \text{ cm}^2 \text{ por ml. } \phi \ 5/8" @ 0.12 \text{ m.}$$

cercos horizontales de $\phi \ 1/4" @ 0.15 \text{ m.}$

COMPROBACION POR SISMO.- Según el Reglamento de California, se debe tomar para sismo el 12% del peso del tanque excluyendo el peso del fuste; esta fuerza está aplicada en el centro de gravedad de la parte considerada.

$$F = 805,000 \times 0.12 = 96,500 \text{ Kgs.}$$

$$\text{Distancia al c. de g.} = 3.60 \text{ m.}$$

Consideramos que solo la mitad del fuste trabaja.

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{M e}{I}$$

$$\text{Distancia de la base del fuste al c. de g.} = 23.70 - 3.60 = 20.10$$

$$M = 20.10 \times 96500 = 1'940,000 \text{ Kgs.m}$$

$$e = \frac{1'940,000}{977,500} = 1.98 \text{ m.}$$

$$\text{Distancia al eje neutro} = 0.63 \times 4.5 = 2.83 \text{ m.} \longrightarrow e' = 0.85 \text{ m.}$$

$$A = 42,400 (1 + 0.11) = 23,500 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = -41.5 \text{ Kgs/cm}^2 \pm \frac{19.4 \times 10^7 \times 0.85 \times 10^2}{1.14 \times 10^8}$$

$$\sigma = -41.5 \pm 144$$

$$\sigma_c = 102.5 \text{ Kgs/cm}^2$$

$$\sigma_s = 185.5 \text{ Kgs/cm}^2$$

$$f_c = 0.45 \quad f'_c = 79 \text{ Kgs/cm}^2 \quad f_s = 1400 \text{ Kgs/cm}^2$$

En caso de terremoto el fuste no se raja, pues el eje neutro pasa dentro de la mitad de la estructura considerada.

El concreto resiste 79 Kgs/cm^2

En caso de sismo se puede incrementar los esfuerzos admisibles en un 33% ("Recomendaciones para el diseño de estructuras resistentes al sismo", preparado por H. M. Engle y J. E. Shield, Ingenieros estructurales y consultores para el Pacific Fire Rating Bureau of California).

$$\text{Luego : } 79 + 0.33 \times 79 = 105 \text{ Kgs/cm}^2 > 102.5 \text{ Kgs/cm}^2.$$

CALCULO DE LA CIMENTACION.-

$$\frac{977,500}{97} = 34,500 \text{ Kgs/ml.}$$

Considerando una resistencia del suelo = 2 Kgs/cm^2

El vuelo de la zapata será:

$$\frac{345}{2} = 172.5 \text{ cm.}$$

O sea :

$$\frac{172.5}{2} = 86.2 \text{ cm. a cada lado}$$

Tomamos : 90 cm. a cada lado

El c. de g. del tanque y fuste está a 18 m. de altura.

Luego :

$$P = 977,500 \text{ Kgs.}$$

$$F = 0.1 \times 977,500 = 97,750 \text{ Kgs.}$$

$$\frac{97750 \times 18}{977500} = 1.8 \text{ m. (está en el tercio central).}$$

Luego, la zapata está en compresión.

Momento en el voladizo :

$$M = \frac{1}{2} \times 20000 \times 0.9^2 = 8,100 \text{ Kgs.m}$$

Asumimos :

$$D = 50 - 5 = 45 \text{ cm.}$$

Para losas a flexión : $45 = \alpha \sqrt{8,100}$

$$\alpha = 0.50$$

$$\beta = 15.5$$

$$\overline{J} h = 33 \text{ Kgs/cm.}$$

$$As = 15.5 \sqrt{8100} = 14 \text{ cm}^2 \text{ ó } \varnothing 5/8" @ 0.13 \text{ m.}$$

Esfuerzo cortante :

$$V = 20000 \times 0.9 = 18,000 \text{ Kgs.}$$

Altura de la fibra neutra = $0.261 \times 45 = 11.7 \text{ cm.}$

$$\overline{J} \text{ corte} = \frac{18000}{100 \left(45 - \frac{11.7}{3} \right)} = 4.4 \text{ Kgs/cm}^2 \text{ (admisible)}$$

El hormigón es suficiente para resistir el esfuerzo cortante sin necesidad de estribos ni fierros doblados.

Esfuerzo cortante en la sección que dista d del fuste:

$$V = 20000 \left(\frac{190 - 15}{2} - 45 \right) = 7,400 \text{ Kgs.}$$

Altura de la fibra neutra = $0.261 \times 40 = 10.4 \text{ cm.}$

$$\overline{J} \text{ corte} = \frac{7,400}{100 \left(40 - \frac{10.4}{3} \right)} = 2.02 \text{ Kgs/cm}^2$$

Armadura anular :

$$As = 0.002 \times 100 \times 45 = 9 \text{ cm}^2 \text{ ó } \varnothing 1/2" @ 0.14 \text{ m.}$$

Accesorios del reservorio.- La entrada y salida del agua se efectuará por una tubería de f°fdo. de 10"; además tendrá una tubería de rebose de 10" de f°fdo.. La tubería estará convenientemente asegurada. El tanque tendrá una escalera y un puente metálico, como puede verse en los planos. El fuste tendrá una puerta de ingreso de madera.

En la cúpula para ventilación, el tanque tendrá una Γ de f°fdo. de 8"; las entradas de aire estarán protegidas con tela metálica.

ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE,
Y ELIMINACION DE DESAGUES DOMESTICOS DE
MOTUPE - LAMBAYEQUE

-0-

CUARTA PARTE

SISTEMAS DE DESAGUES DOMESTICOS

CONDICIONES BASICAS DE DISEÑO.-

Período de diseño.- Como es muy probable que en un futuro inmediato se construya la Irrigación de Olmos, lo que traería consigo un aumento de población imposible de predecir, se ha limitado el período de diseño a 20 años.

Población de servicio.- La red debe tener capacidad para servir a 8,000 habitantes en el futuro (1,983).

Area de servicio.- En 1963 el área servida será de 23.1 Ha.; ésta área aumentará en 7.1 Ha. para 1983, dando un área total de 30.2 Ha.

Por ser la población muy pequeña, se ha considerado una densidad de población uniforme é igual a 265 hab/Ha.

Contribución media anual.- Se ha considerado que el 80 % de la dotación de agua potable es devuelta por el consumidor en forma de aguas servidas.

Luego la contribución media anual será :

$$150 \times 0.80 = 120 \text{ lts/hab/día.}, \text{ que equivale a } 11.4 \text{ lts/seg.}$$

Caudales de diseño.- Se ha tomado, como contribución para el día máximo, el 130 % del día promedio :

$$120 \times 1.30 = 156 \text{ lts/hab/día.}, \text{ que equivale a } 14.8 \text{ lts/seg.}$$

Como contribución para la hora máxima, se tomará el 200 % del día máximo :

$$156 \times 2 = 312 \text{ lts/hab/día.}, \text{ que equivale a } 29.6 \text{ lts/seg.}$$

La red de desagües se ha calculado para el máximo horario, ó sea para un gasto de 29.6 lts/seg.

DISPOSICION FINAL DE LAS AGUAS CLOACALES.-

Soluciones consideradas.- Para adoptar un sistema de disposición final de desagües, se ha tomado en cuenta :

- a) la topografía del terreno; y
- b) la naturaleza del curso de agua donde se realizará la descarga final.

a).- Debido a la topografía del terreno, ha sido imposible evacuar el desagüe por gravedad; por éste motivo se considera en el proyeeto la construcción de una cámara de bombeo.

b).- El curso de agua, receptor de las aguas servidas, será el río Motupe, río que en época de estiaje lleva poca agua; debido a ésta causa, se ha considerado un tratamiento previo a la emisión final. Además el efluente final podría ser utilizado para regar plantas de tallo largo.

Para elegir el sistema de tratamiento final del desagüe de la ciudad de Motupe, ha primado el criterio económico, sin sacrificar la calidad técnica del proyecto.

Sistema de disposición adoptado.- Se adoptará el siguiente sistema :

- 1) Todo el desagüe será reunido en el buzón N° 85, situado en la intersección del jirón Atahualpa con el jirón Y.
- 2) Del buzón N° 85 cruzará el jirón Y para caer en la cámara de bombeo, que se ha situado a 20 m. del buzón N° 85.
- 3) Una vez reunido el desagüe en la cámara de bombeo, será expulsado por una tubería de 1,064 m., hasta un sistema de lagunas de oxidación.

4) De las lagunas de oxidación, el efluente será conducido por gravedad hasta el río Motupe, situado a 400 m., aproximadamente, de la salida de la laguna de oxidación. También podría conducirse el efluente, por gravedad, a las chacras situadas a más bajo nivel, para regar cultivos de tallo largo.

SISTEMA COLECTOR.-

Características.- Consta de 2 colectores;: uno que llamamos "principal", y el otro, "secundario".

El colector principal comienza en el buzón N° 1, en la calle X, siguiendo por ella hasta el cruce con el jirón San José (buzón N° 5). En esta primera parte, el colector será de 6".

Después sigue por el jirón San José, con tubería de 8", hasta el buzón N° 59 en la intersección con el jirón Comercio; de allí cambia el diámetro a 10"; sigue el colector por el jirón San José hasta el buzón N° 72; de allí dobla por el jirón San Juan hasta el buzón N° 74, luego dobla y sigue por el jirón Carmen hasta el buzón N° 82; de éste punto voltea al jirón Atahualpa para llegar al último buzón (N° 85) situado en la intersección de Atahualpa con el jirón Y.

El colector secundario es de 6", y parte del buzón N° 9 en el jirón Y, yendo por éste jirón hasta el buzón N° 85, que es el final. Todas las tuberías de relleno son de 6".

Metrado del sistema colector.-

Tubería de 6"	5,367.5 m.
" " 8"	521.0 m.
" " 10"	469.5 m.

Pendientes utilizadas.- Se ha utilizado como pendiente en los arranques 10 ‰, que se ha mantenido hasta 400 m. de distancia como mínimo. En cualquier otro caso, la pendiente será tal, que produzca una velocidad de 0.60 m/seg. a tubo lleno.

Buzones.- El tipo de buzones a emplearse será el tipo Standard usado por el Ministerio de Fomento. Se ha tomado como espaciamiento máximo entre buzones, la distancia de 80 m. El número de buzones que tiene el sistema colector es de 91.

SISTEMA DE EVACUACION.(Emisión).- TIPC.- CAPACIDAD, COMPUTO HIDRAULICO.- EQUIPOS.- CONTROLES.-

El sistema de evacuación consta de :

- 1) Tramo entre buzón N° 85 y la "cámara de bombeo".
- 2) Cámara de bombeo.
- 3) Tubería de impulsión.
- 4) Lagunas de oxidación.
- 5) Emisor final.

- 1) Tramo entre buzón N° 85 y la cámara de bombeo.- Este tramo será de tubería de 10" de diámetro, de 4 ‰ de pendiente, y tendrá una longitud de 20 m.

Gasto máximo que pasará : 29.6 lts/seg.

- 2) Cámara de bombeo.- Diseño.- Las condiciones básicas de diseño son

1°.- Ciclo de operación $\geq 5'$

2°.- Período de retención $\leq 30'$

La primera consideración se hace para evitar el arranque y parada de la bomba en períodos muy cortos de tiempo, lo que trae por consecuencia aumento del desgaste de los equipos de bombeo.

La segunda consideración tiene por objeto evitar que se produzca septicidad dentro de la cámara, lo que traería malos olores y desgastes en el equipo de bombeo al ser atacado por el desagüe en descomposición.

Datos para el diseño :

$$Q \text{ máximo horario} = 29.6 \text{ lts/seg.}$$

$$Q \text{ máximo diario} = 14.8 \text{ lts/seg.}$$

Tomamos como Q mínimo, un 20 % del Q promedio :

$$Q \text{ mínimo} = \frac{0.20}{1.3} \times 14.8 = 2.3 \text{ lts/seg.}$$

Cálculo del volúmen de la cámara de recepción.- Como tanteo se va a considerar un período de retención de 5' para el Q máx. diario :

$$V = 0.0148 \times 5 \times 60 = 4.4 \text{ m}^3.$$

Elección de bombas.- Se tienen 3 alternativas :

- 1°.- Tener 2 bombas, cada una de 30 lts/seg. En este caso trabajaría una, y la otra quedaría de repuesto.
- 2°.- Elegir 3 bombas, cada una de 15 lts/seg. Dos bombas alcanzan a cubrir la máx. demanda horaria, la tercera sería de repuesto.
- 3°.- Elegir 4 bombas con los siguientes gastos:
 - 1 de $Q = 5$ lts/seg., para hacerla trabajar cuando se presenta el Q mínimo ó sea en la noche.
 - 1 de $Q = 10$ lts/seg, o sea con un gasto cercano al promedio.
 - 1 de $Q = 15$ lts/seg. con lo cual tendríamos el gasto total.
 - 1 de $Q = 15$ lts/seg. como repuesto.

Comprobación de las condiciones básicas del diseño .-

1a. Solución : 2 bombas de 30 lts/seg. cada una.

La bomba arranca cuando se tiene un tirante de agua de 1.22 m. aproximadamente.

$$Q \text{ máx. diario} = 14.8 \text{ lts/seg.} < > 0.887 \text{ m}^3/\text{min.}$$

$$Q \text{ promedio} = 11.4 \text{ lts/seg.} < > 0.68 \text{ m}^3/\text{min.}$$

$$\text{Tiempo de llenado en día máximo} = \frac{4.4}{0.887} = 5'$$

En ese momento la bomba empieza a trabajar.

$$\text{Salen por minuto : } 1.8 - 0.89 = 0.91$$

$$\text{Tiempo de operación} = \frac{4.4}{0.91} = 4.8'$$

En el caso del Q mín. = 2.3 lts/seg. < > 0.138 m³/min.

$$\text{Tiempo de llenado} = \frac{4.4}{0.138} = 32' > 30'$$

$$\text{Salen por minuto : } 1.8 - 0.14 = 1.66$$

$$\text{Tiempo de operación} = \frac{4.4}{1.66} = 2.6'$$

En el caso de Q mín. el tiempo de retención es mayor de 30'; luego de sechamos esta solución.

2a. Solución : 3 bombas de 15 lts/seg. cada una.

Supongamos que para h = 0.70 m. empieza a trabajar la primera bomba.

$$\text{Volumen almacenado} = 4.4 \times \frac{0.70}{1.22} = 2.52 \text{ m}^3.$$

Considerando que entra el día máximo, ó sea Q = 14.8 lts/seg. que equivale a 0.89 m³/min.

$$15 \text{ lts/seg.} < > 0.9 \text{ m}^3/\text{min.}$$

En cada minuto salen :

$$0.90 - 0.89 = 0.01 \text{ m}^3.$$

$$\text{Tiempo de vaciado} = \frac{2.52}{0.01} = 252'$$

$$\text{Tiempo de retención} = \frac{2.52}{0.89} = 2.8'$$

Luego se comprueban las condiciones de diseño para el Q día máximo.

En el caso de Q mín. = 2.3 lts/seg. < > 0.14 m³/min.

$$\text{Salen por minuto : } 0.90 - 0.14 = 0.76 \text{ m}^3.$$

$$\text{Tiempo de vaciado} = \frac{2.52}{0.76} = 3.3'$$

$$\text{Tiempo de retención} = \frac{2.52}{0.14} = 18'$$

Luego se comprueban las condiciones de diseño para el caso más desfavorable, ó sea con Q mín.

La segunda bomba entra a trabajar cuando $h = 1.22$ m. ó sea cuando hay almacenados 4.4 m^3 de desagüe.

3a. Solución ; 4 bombas de 5, 10, 15 y 15 lts/seg.

Esta solución la desechamos, porque complicaría el sistema y además aumentaría el costo del proyecto. No se justifica para una estación de bombeo tan pequeña.

Luego adoptamos como solución :

3 bombas de $d = 4''$, y de 15 lts/seg. cada una, reguladas para que : la primera entre a trabajar cuando el tirante de agua sea de 0.70 m., y trabajen las 2 bombas juntas cuando el tirante de agua sea de 1.22 m.

CALCULO HIDRAULICO.- Para $Q = 15$ lts/seg. y $d = 4''$ tenemos $\frac{v^2}{2g} = 0.173$

La bomba deberá vencer las siguientes resistencias :

Pérdida de carga en tubería de 6", 8" y 10" de f°fdo.	0.30 m.
" " " " " " 4" de f°fdo.	0.25 m.
Carga estática	10.36 m.
Tubería de impulsión de 10" ETERNIT	1.48 m.
2 codos de 45° x 10" y 1 de 22.1/2° x 10"	0.02 m.
Y de 6" x 4", 1 codo de 90° x 4", y 1 codo de 45° x 4"	0.24 m.
1 válvula "check"	0.34 m.
1 válvula de compuerta	0.04 m.
Entrada de succión	0.04 m.

Total de pérdidas : 13.07 m.

MOTORES PARA LAS BOMBAS.- Como Motupe tiene actualmente fuerza eléctrica 12 horas por día, se le debe mejorar

el abastecimiento, para proveer de fluido eléctrico a la población durante las 24 horas del día. De esta manera se podrá usar electro - bombas en los sistemas de agua potable y de desagüe.

Cálculo de la potencia de los motores.- Para éste cálculo se necesita conocer ^{la eficiencia} el rendimiento de las bombas. ~~su rendimiento~~ ^{su eficiencia} es dado por el fabricante.

Para éste cálculo se asume un rendimiento de 65 %, cantidad que se supone proviene de una bomba de curva bastante plana; este tipo de curva se adopta porque no va a funcionar la bomba bajo condiciones variables de carga.

$$\text{Potencia} = \frac{15 \times 13.07}{0.65 \times 75} = 4 \text{ HP.}$$

Cada bomba deberá tener un motor de 4 HP.

Los motores deberán ser eléctricos, debido a qué :

- 1°.- Son motores de arranque y parada instantánea.
- 2°.- Es posible hacer funcionar automáticamente las bombas.
- 3°.- Los sistemas automáticos para éstos motores son económicos.

Se ha descartado los motores Diesel, porque no son de arranque y parada instantánea; y además, porque necesitan tener permanentemente una persona que los opere durante las 24 horas del día.-

Para darle flexibilidad al sistema, se podrá tener, además, un motor Diesel de 8 HP. para emergencia.

DIMENSIONES DE LA CAMARA.- La cámara de bombeo será un Caisson circular de 5 m. de diámetro, dividido en 2 partes iguales por una pared de concreto armado. Una de las partes constituirá el pozo húmedo, y la otra el pozo seco, donde se colocarán las bombas.

Para la capacidad de la cámara húmeda, se ha considerado un volumen de 4.4 m³.

El piso del fondo de la cámara húmeda tendrá una pendiente de 15 ‰, la caída estará dirigida hacia las bombas.

Las bombas serán de eje vertical abierto, con el motor montado en un piso intermedio, para precaverlo de una inundación.

Las bombas serán de tipo especial, inatorable. Las tuberías serán de fierro fundido con unión de bridas.

La cota de llegada de la tubería a la cámara de bombeo será :

$$106.62 - 0.08 = 106.54 \text{ m.}$$

La cota de fondo de la cámara de bombeo será : 104.94 m.

Antes del ingreso del efluente a la cámara de recepción, tendrá que pasar por una rejilla de fierro, que se colocará para protección del equipo.

Para el funcionamiento automático de la bomba, se dispondrá de un sistema a base de flotador y de switches, que regularán el arranque y parada de las bombas.

TUBERIA DE IMPULSIÓN.- Es la tubería que saliendo de la cámara de bombeo llega hasta la laguna de oxidación. Esta tubería tiene una longitud de 1,064 m.

La tubería de impulsión será de $d = 10''$ y llevará un gasto de 30 lts/seg., lo que produce una pérdida de carga de 1.39 ‰

LAGUNAS DE OXIDACION.- Es el tratamiento final propuesto en este proyecto. Este procedimiento ha sido seleccionado debido a :

- a) Disponibilidad de tierras eriazas de muy bajo costo, para ubicar las lagunas. Además se podrá irrigar las tierras bajas con el efluente resultante.
- b) Costo reducido de ejecución y de funcionamiento del sistema.

c) El número de horas de sol al día, es grande y constante durante todo el año.

Condiciones básicas de diseño.- En éste proyecto se han adoptado las condiciones que aparecen en el trabajo presentado por el Ing° Alejandro Vincés, al II Congreso Nacional de Ingeniería Sanitaria, celebrado en Chiclayo. Estas condiciones son:

Carga posible de reducir en laguna aeróbica = 92 Kgs (Ha) día de D.B.O.

La D.B.O. de las aguas cloacales en 5 días se puede estimar en nuestro medio en 180 p.p.m.

Carga posible de reducir por laguna anaeróbica = 1400 Kgs/Ha/día de D.B.O. con un período de retención de 2 á 3 días.

Luego calculamos la laguna para el día de máximo consumo.

Cantidad de desagüe per cápita = $195 \times 0.8 = 156$ lts/día.

Demanda de D.B.O. = $180 \times 156 = 28.1$ grs/cap.

Demanda de D.B.O. para 8,000 habitantes :

$$28.1 \times 8000 = 224 \text{ Kgs de D.B.O.}$$

Vamos a usar dos lagunas en serie, de esta manera se puede disminuir el área de las lagunas a un 33 % aproximadamente.

La primera laguna se ha diseñado para trabajar como anaeróbica, con una sobrecarga de 1,400 Kgs de D.B.O./Ha/día.

$$\text{Area requerida para la primera laguna} = \frac{224}{1,400} = 0.16 \text{ Ha} \quad 0.2 \text{ Ha.}$$

Con esta laguna se lograría una remoción del 70 % del D.B.O.

Luego faltaría reducir :

$$224 \times 0.3 = 67.2 \text{ Kgs de D.B.O./día.}$$

La segunda laguna reducirá el 30 % restante, y trabajará como aeróbica.

$$\text{Area requerida para la segunda laguna} = \frac{67.2}{92} = 0.73 \text{ Ha} \quad 0.8 \text{ Ha.}$$

Los períodos de retención deben ser ;

Para la laguna anaeróbica ; de 2 á 3 días.

Para la laguna aeróbica : mayor de 5 días.

Adoptamos como profundidad de las lagunas : 1.30 m.

Comprobamos el período de retención.

Para la laguna anaeróbica:

$$\text{Volumen de aguas servidas/día} = 0.156 \times 8000 = 1,250 \text{ m}^3.$$

$$\text{" " la laguna anaeróbica} = 2000 \times 1.3 = 2,600 \text{ m}^3.$$

$$\text{Período de retención} = \frac{2600}{1250} = 2.08 \text{ días.}$$

Para la laguna aeróbica :

$$\text{Volumen de la laguna aeróbica} = 3000 \times 1.3 = 10,400 \text{ m}^3$$

$$\text{Período de retención} = \frac{10,400}{1250} = 8.3 \text{ días.}$$

En síntesis, utilizamos dos lagunas de las siguientes dimensiones:

Laguna anaeróbica de 50 m. x 40 m.

Laguna aeróbica de 50 m. x 160 m.

Emisor final.- El emisor final sale de la laguna aeróbica con destino al buzón N° 91; de ahí es conducido hacia el río Motupe.

El emisor final será de tubería de 10" con pendiente de 4 ‰, y tendrá una longitud aproximada de 400 m.

Número de buzones del emisor final : 5

Especificaciones de equipos, materiales y de construcción.- El sistema colector y el emisor serán de tubería de concreto simple, normalizada con unión de espiga y campana

La tubería de impulsión de desagüe será de ETERNIT clase 105 de 10".

Las tuberías tendrán como mínimo un enterramiento de 1.20 m.