

Universidad Nacional de Ingeniería

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Proyecto de Grado

Abastecimiento de Agua Potable

para la Ciudad de Pimentel



CARLOS F. SCHIAFFINO FREUNDT

PROMOCION 1957

LIMA — PERU



Sr. Decano de la
Facultad de Ingeniería Civil

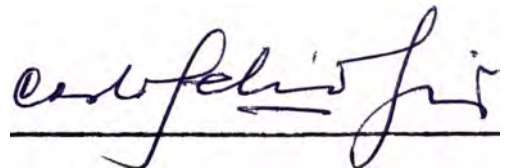
Presente:

Sr. Decano:

Carlos Felipe Schiaffino Freundt, ex-alumno de la Facultad de Ingeniería Civil, presenta a Ud., el desarrollo del Proyecto de Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Pimentel, que le fuera asignado para optar el título de Ingeniero Civil, y le solicita, se sirva nombrar a los Señores Miembros del Jurado para los efectos de revisión y sustentación.

El suscrito aprovecha la oportunidad para reiterarle los sentimientos de su más alta consideración y estima.

Lima, Diciembre de 1960



Carlos F. Schiaffino Freundt.

A MIS PADRES

SINTESIS GENERAL DEL PROYECTO :

ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA CIUDAD DE PIMENTEL

El presente proyecto de abastecimiento de agua potable comprende 11 capítulos de Memoria Descriptiva y 10 planos en el libro de planos adjunto.

El desarrollo del proyecto en referencia no se ha llevado a cabo siguiendo el ciclo del viaje del agua desde su captación hasta su consumo, sino que mas bien, se presentan los capítulos, conforme se van resolviendo problemas que facilitan la solución de los posteriores.

La Memoria Descriptiva consta de dos partes; la primera comprende 5 capítulos que son:

- I.- Consideraciones generales.- En este capítulo se exponen las características propias de la ciudad, que nos permiten identificarnos con ella, para solucionar sus problemas con mayor eficiencia.
- II.- Población.- Se desarrolla en este capítulo los métodos gráfico-analíticos, para predecir la población futura. Se ha adoptado como la mejor, la curva representativa del Método de los Incrementos Variables, la que arroja para el año 1987:11,500 habitantes como población permanente, que aunada a los 7,500 habitantes de población flotante da por resultado la cantidad de 19,000 habitantes al finalizar los 30 años de periodo de diseño asumido.
- III.- Desarrollo del área urbana - Densidades .- La ciudad de Pimentel ocupa actualmente (1957) una área urbana total de 42.7 hectáreas, de las

que una cuarta parte, más o menos, corresponde a calles, plazas y superficies urbanas que aún no han sido habitadas.

Teniendo en cuenta que el área mencionada, y la población actual de 8,861 habitantes, se obtendrá para Pimentel una densidad promedio de 207 habitantes por hectárea.

Para llevar a cabo un mejor estudio de las densidades, en vista de que ellas no son constantes en toda el área urbana, se han considerado tres zonas perfectamente definidas, a saber: Zona I.- Es el sector urbano ubicado en la parte céntrica de la ciudad que presenta muy poco espacio correspondiente a áreas libres.

Zona II.- Es el sector que ocupa la parte sur de la ciudad, o sea, aquella en la cual está situado el Alto Perú, e incluye los lugares próximos al trecho inicial de la carretera que se dirige a Santa Rosa.

Zona III.- Es el sector que ocupa la parte norte de la ciudad que incluye la Estación del Ferrocarril, los almacenes de la C.I.P.L. y los depósitos de carbón.

Además se ha tenido en cuenta la Zona IV que corresponde a la superficie de futura expansión urbana.

IV.- Dotación - Consumo - Capacidad de almacenamiento.- En este capítulo se ha estudiado el consumo promedio de Pimentel, asignándole una dotación de 250 l.p.p.p.d.; un Máximo Diario de 130% del promedio, y un Máximo Horario de 170% del Máximo Diario.

Se ha determinado que el volumen de almacenamiento requerido para atender las exigencias de la población es de 1330m³ por día. Dicha cifra se desprende de considerar conveniente, me-

diante el Diagrama Masa, la alternativa que proporciona un coeficiente del gasto de 1.72 Q, con un bombeo intermitente de 21 horas.

El volumen referido será almacenado entre un reservorio elevado de 565 m³ de capacidad y 20 m. de altura, y uno semi enterrado de 775 m³, que prestarán sus servicios a la población en forma combinada.

Capítulo V: Fuentes de abastecimiento.- En este capítulo se ha efectuado el estudio de las posibilidades de captación del agua y se ha determinado que la fuente de abastecimiento adecuada para la ciudad de Pimentel la constituye la red matriz de la ciudad de Chiclayo.

La segunda parte de la Memoria Descriptiva es la materia propia del Proyecto de Grado y se refiere a la construcción del proyecto mismo. El agua captada de la red de Chiclayo, es conducida a Pimentel mediante una línea de conducción de concreto Hume de 14" de diámetro, de 12 Km. de recorrido, y depositada en la cisterna, para luego ser impulsada a la red o al reservorio elevado. Se ha considerado también un by-pass para que el líquido se dirija a la población o al tanque, en ocasiones que la poca pérdida de carga producida en la línea de conducción así lo permita.

La red de distribución ha sido calculada mediante el sistema de circuitos cerrados, para recibir un gasto de 121.5 l.p.s., correspondiente al Máximo Consumo Horario. Son cuatro los circuitos mencionados, dos de los cuales destinados para las zonas actualmente pobladas, y dos para la zona de futura expansión urbana.

El nudo de la red matriz, de condiciones más desfavorables precisa que el nudo "A" de ingreso del agua, tenga una presión de 29.70 metros de agua para lograr la presión de 20.00 m, que ha sido adoptada, para satisfacer eficientemente las exigencias de la población.

El reservorio elevado ha sido diseñado a base del reservorio de tipo Intze, con fondo tronco-cónico y techo en forma de cúpula esférica rebajada. El reservorio semienterrado es de forma circular, y la cubierta es también una cúpula esférica rebajada.

INDICE

CAPITULO I: GENERALIDADES	pág.
Situación geográfica	1
Clima	1
Categoría política	2
Características topográficas y geológicas	3
Facilidad de transporte en industrias	5
Antecedentes y estado sanitario actual	6
Razones que motivan la ejecución de las obras	7
Método de financiación	8
CAPITULO II: POBLACION	
Período de diseño	10
Población	12
Datos censales para la ciudad de Pimentel registrados hasta la fecha	13
Cálculo de la población actual	15
Movimiento migratorio	15
Crecimiento vegetativo	16
Cálculo de la población futura	20
Población permanente futura	21
Método gráfico	21
Método aritmético	22
Método del interés simple	24
Método geométrico o del interés compuesto	25
Método de los incrementos variables	26
Método de la parábola de segundo grado	29
Método comparativo	31
Población flotante futura	33
CAPITULO III: DESARROLLO DEL AREA URBANA-DENSIDADES	
Estado actual de la zona urbana	36
Expansión futura de la zona urbana actual	38
CAPITULO IV: DOTACION-CONSUMO-CAPACIDAD DE ALMACENAMIENTO	
Dotación	43
Estudio estimativo de la demanda	43
Número de personas que se abastecerán del sistema	45
Variaciones del consumo	46
Capacidad de almacenamiento	47
Volumen de regulación de las variaciones horarias	47
Volumen para incendios	52
Volumen de reserva	53
CAPITULO V: FUENTES DE ABASTECIMIENTO	
Aguas de lluvia	58

Aguas superficiales	59
Aguas subterráneas	59
Sistemas de abastecimiento a confrontarse	62
Solución definitiva	64

CAPITULO VI: SISTEMA DE DISTRIBUCION

Cálculo de la red de distribución	66
Elección de los diámetros	67
Esquema de la red	68
Areas servidas	68
Cálculo del consumo por tramo o zona	68
Ubicación del consumo en cada tramo	69
Material de la tubería a usarse	70
Empleo del método de Cross	71
De las tuberías	74
De las pruebas	76
De las zanjas	77
De los accesorios	78
De las válvulas	79
De los grifos contra-incendios	79
De las conexiones domiciliarias	80
Del reservorio elevado	81
Determinación de la presión mínima	81
Máxima pérdida de carga producida en la red	83
Ubicación de los reservorios	84
Diseño del reservorio elevado	85
Cálculo de las dimensiones principales	85
Cálculo de la cubierta en cúpula esférica	86
Cálculo del anillo superior	88
Cálculo de la pared cilíndrica	89
Cálculo del anillo de unión de la pared cilíndrica con la pared cónica	92
Cálculo de la pared cónica	93
Cálculo de la cúpula esférica de fondo con conducto cilíndrico concéntrico	96
Cálculo de la viga circular	98
Cálculo del soporte	103
Cálculo de la cimentación	108
Cálculo del rebose: hidráulico y estructural	110-11
Diseño del reservorio apoyado	112
Cálculo de la cubierta en forma de cúpula esférica	112
Cálculo de la viga circular	113
Cálculo de la pared cilíndrica de la cuba	114
Cimentación	117
Conclusión	119

CAPITULO VII: PLANTA DE BOMBEO

Generalidades	122
Capacidad de la bomba	123
Carga de succión	123
Potencia de la bomba	124

Caseta de bombeo 125

CAPITULO VIII: LINEA DE CONDUCCION

Topografía	126
Volumen de agua por conducir	127
Pérdida de carga por fricción permisible en la línea de conducción	127
Presión en el punto de descarga	128
Posibilidad de la instalación parcial de la línea de conducción	128
Conclusión	133

CAPITULO IX: TRATAMIENTO DEL AGUA

CAPITULO X: CONSTRUCCIONES ACCESORIAS

Casa para empleados	138
Cerco perimetral	139

CAPITULO XI: METRADOS Y PRESUPUESTO

BIBLIOGRAFIA

PROYECTO: ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE
 PARA EL PUERTO DE PIMENTEL

CAPITULO I

GENERALIDADES

1.- Situación geográfica.- El Puerto de Pimentel es uno de los puertos mayores de la costa norte peruana; pertenece al Distrito de Pimentel, de la Provincia de Chiclayo; dista 15Km. de la capital de dicha provincia y 775Km. de la ciudad de Lima. Su situación geográfica está determinada por las siguientes coordenadas:

Longitud: 79° 56' 30" W.

Latitud : 6° 49' 30" S.

2.- Clima.- En Pimentel no existe un observatorio climatológico, ni registro de mareas, pero se puede, sin incurrir en errores de importancia, considerar como propios los datos que corresponden a la ciudad de Chiclayo, dada la proximidad de ambos lugares.

Se registran en Chiclayo temperaturas máximas promedio de 30°C a 32°C y mínimas promedio de 14°C a 13°C. Rara vez se producen precipitaciones, y cuando esto ocurre, sólo es en pequeña escala.

La dirección del viento dominante es hacia el Noroeste y su velocidad promedio es de 12 nudos, aproximadamente.

Por observaciones efectuadas en el lugar, las mareas tienen una variación de 0.80 m. y la dirección de la corriente dominante es de sur a norte, cambiando sólo unos días durante diciembre o enero, por acción de la Corriente del Niño.

Por lo expuesto anteriormente, el clima de Pimentel es el que corresponde a las ciudades costeñas; es decir, los meses de enero, febrero y marzo son los más calurosos, en tanto los de junio, julio y agosto, los más fríos. El clima de Pimentel es, por consiguiente, cálido, lo que se tendrá muy en cuenta más adelante, para determinar la dotación de agua requerida.

Cabe mencionar también, que se desconoce en dicho lugar los fenómenos eléctricos, como son los rayos, truenos y relámpagos.

3.- Categoría política.- El Puerto de Pimentel es la capital del distrito del mismo nombre, que pertenece a la Provincia de Chiclayo, del Departamento de Lambayeque.

A los 15 días del mes de octubre de 1920, siendo Presidente de la República don Augusto B. Leguía, el Congreso promulgó la Ley 4155 que expresa lo siguiente:

"Art. 1º.- Créase en la Provincia de Chiclayo, el Distrito de Pimentel.

Art. 2º.- Los límites del nuevo Distrito serán los que siguen:

por el Norte, lo que en la actualidad separa la Provincia de Chiclayo de la de Lambayeque, o sea, una línea que partiendo del cerro de "La Campana" situado en la orilla del mar, llegue hasta el punto denominado "Paredones de Chiclayo"; por el Este, una línea que pasando por la falda occidental del cerro El Molino, vecino al fundo Don Félix, siga hasta el pueblo grande, llamado de Pimentel, inmediato a la campiña "Los Arenales"; y continuando por el cami

no de Herradura de Chiclayo a Pimentel, que cruza las dos líneas férreas, pasará por el oriente de la huaca cortada por dichas vías, siguiendo por el vértice de una serie de huaquitas que avanzan hasta encontrar el norte de la sección llamada "Pozo Loco", correspondiente a la hacienda "Chacupe", propiedad de el Pueblo de Reque; por el Sur, los linderos norte de esta hacienda y de la caleta Santa Rosa; y por el Oeste, el mar.

Art. 3º.- En el Distrito de Pimentel quedarán comprendidos la extensa campiña llamada de "Los Arenales", las haciendas "San Félix" y "La Carolina" y las vastas pampas de Pimentel."

4.- Características topográficas y geológicas.- La población de Pimentel se halla sobre un terreno ligeramente ondulado; no se encuentran pendientes excesivas ni bruscas diferencias de nivel. Cabe hacer notar que mientras en la zona central de la ciudad no se observan cotas mayores de 5 metros sobre el nivel del mar, en los lugares extremos como El Alto Perú, al sur, y la parte un poco más al norte de lo que se conoce con el nombre de "Parque Quiñones", se hallan elevaciones de más de 10 metros sobre el nivel del mar.

Se han efectuado en plena ciudad dos perforaciones en el terreno, con el objeto de conocer el material que lo compone, como también, para saber el valor del nivel de la napa de agua. Se obtuvieron los siguientes resultados:

Pozo N° 1.-

Situación: entre los jirones Alfonso Ugarte y Real.

Cota del terreno 0.91 m.s.n.m.

Cota del fondo - 0.79 m.s.n.m.

Cota de la napa de agua..... - 0.29

Material: arena muy fina.

El material de este pozo dió tal resultado, por en contrarse en el cauce de la antigua acequia Pimentel.

Pozo N° 2.-

Situación: entre los jirones Grau y Prado.

Cota del terreno..... 2.08 m.s.n.m.

Cota del fondo..... - 0.47

Cota de la napa de agua..... 0.40

Material: arena terrosa.

En los contornos de Pimentel yacen depósitos de are nas conchilíferas de origen marino, que pertenecen a fondos de mar y playas recientemente levantadas sobre el nivel del mar; cambian constantemente de lugar, formando dunas en algunas par tes.

La línea El Alto Perú (Pimentel) Cerro Panteón (Chiclayo) es, aproximadamente, el eje que divide las cuencas de los ríos Lambayeque y Eten o Reque, por lo tanto, se tratará de una zona de sedimentación arcillosa de poca permeabilidad. Los depósitos de arenas y cascajos se encuentran distantes más o menos 10 Km. a uno y otro lado del eje considerado, según es tudios efectuados por la Sub-Dirección de Obras Sanitarias del Ministerio de Fomento y Obras Públicas.

En las inmediaciones orientales del barrio de El Alto Perú, especialmente a lo largo del camino a Santa Rosa, se encuentra arcillas y conglomerados con rodados grandes y pequeños, de colores pardo oscuro y claro, intensamente intemper-

zados y cubiertos, en parte, por delgadas capas de yeso y sal.

5.- Facilidad de transporte e industrias.- Por ser Pimentel, el balneario imprescindible de la ciudad de Chiclayo, y por su movimiento, uno de los puertos más importantes del norte del país, tiene acceso por vía marítima, por carretera y línea férrea, a diferentes centros de producción y consumo; así, por mar se comunica con todos los puertos del litoral; por carretera y ferrocarril, con Chiclayo y Lambayeque; por carretera también tiene conexión con Santa Rosa, Monsefú y Eten.

La industria, que constituye una fuente caudalosa de el progreso, no tiene en Pimentel, lamentablemente, un lugar sólido de cimentación. La pesca, que ocupa a gran parte de la población, podría ser la piedra angular de una industria de envergadura; sin embargo, parece que la falta de sumas suficientes de dinero ha mermado el empeño de algunas personas que se han dado cuenta ya, de la urgente necesidad que tiene Pimentel, de encaminarse en el campo de la industria, con miras a conseguir mejoras en las condiciones de trabajo de sus moradores, y en general, en el standard de vida.

Cabe mencionar, que no hace mucho tiempo se construyó una fábrica, de considerable magnitud, al pié de la carretera que enlaza a la ciudad de Chiclayo y el Puerto de Pimentel, con el objeto de derivar de la pesca la industrialización respectiva; lo cierto es, que por ahora desempeña como única función, la ruptura de la monotonía de paisaje que se observa a través de 14 Km. de recorrido, desde la bulliciosa ciudad de Chiclayo hasta su anhelado balneario veraniego.

6.- Antecedentes y estado sanitario actual.- Pimentel cuenta desde el año de 1925 con una red de agua potable, tendida por la Comisión de Irrigación de los Departamentos de Piura y Lambayeque, bajo la dirección del Ing^o Carlos W. Sutton, que radicó temporalmente sus oficinas en Pimentel. El mencionado ingeniero mandó instalar una tubería de fierro de 6" de diámetro y de 9 Km. de longitud, desde el Km. 4 del "FF.CC Chiclayo-Pimentel", hasta Pimentel, estableciendo una Toma y Estación de Bombeo en la intersección de dicho ferrocarril con un ramal de la margen izquierda de la acequia Yertuque, al sur del Cerro Chiclayo.

La toma sobre la acequia consiste en un tubo de absorción y la estación de bombeo, de un motor y bomba estacionarios y un estanque de concreto de 250 metros cúbicos de capacidad. Existe, separada del estanque, una caseta para un clorinator, pero en la actualidad no está funcionando.

El agua corría desde el estanque hasta Pimentel, por gravedad, siendo la diferencia de nivel entre ambos puntos, de 20 m.

La red de distribución que sirve a la población de Pimentel tiene una longitud de 1630 metros y está constituida por tuberías de diferentes diámetros como son las de 3/4", 2", 2½", 3", 4" y 6", como se muestra en el plano N^o 1, del Libro de Planos.

En el año de 1943, el estanque, en el Km. 4, fué conectado por medio de una tubería de concreto reforzado de 6" de diámetro, con la Planta de Agua Potable de Chiclayo, permitiéndose de este modo, el bombeo directo a Pimentel del agua trata

da en la planta referida. No obstante, el suministro de agua no es constante y suficiente, siendo preciso suplir las deficiencias con el bombeo adicional de agua en la antigua estación de bombeo del Km. 4, las veces que sean necesarias. Grifos y puestos de venta de agua, establecidos en número de 4, en el sector más bajo del lugar, ayudan a solucionar en parte, el abastecimiento, por contar con regular presión; pero en las partes altas, sucede que el agua llega sólo al primer piso de las casas, y al segundo, eventualmente, durante avanzadas horas de la noche.

La red de distribución de la que se está haciendo referencia, no admite la aplicación de elevadas presiones, ya que algunos tramos de la tubería original se encuentran en deficiente estado, tanto por la corrosión debida a los terrenos salitrosos que por partes atravieza, como por los largos años de servicio.

7.- Razones que motivan la ejecución de las obras.- Si en los meses del invierno, el agua suministrada a la ciudad de Pimentel, resulta insuficiente, más aún se nota su escasez en los cálidos meses de verano, como lógica consecuencia de las mayores necesidades de la población, propias del cambio de estación, como también, por la enorme cantidad de personas que afluyen desde la ciudad de Chiclayo y otros lugares, a radicarse durante esa temporada para disfrutar del sol, la brisa y el mar.

El agua, como el aire y los alimentos, es un elemento de primordial importancia en la vida humana; tiene el papel fisiológico de mantener los tejidos del cuerpo en condiciones

saludables. Para la preparación de los alimentos, es indispensable agua buena y salubre; para el aseo personal y mantenimiento de la salud, agua dulce y clara. Es necesario, entonces, asegurar a nuestras poblaciones, un suministro abundante de agua de condiciones óptimas, para que sus habitantes gocen del derecho de ser partícipes de los adelantos que proporciona la civilización. Las mejoras sanitarias deben de considerarse, por consiguiente, entre las obligaciones principales de los poderes públicos, y punto al que siempre deben prestar singular atención los gobernantes.

Por lo expuesto en esta parte y en la correspondiente a "antecedentes y estado sanitario actual", se ha llegado a la conclusión de que es de inmediata necesidad, la renovación del sistema de abastecimiento actual, dada la innegable importancia del lugar, como puerto y a la vez balneario de la ciudad de Chiclayo.

8.- Método de financiación.- Como la financiación de las obras de envergadura no está al alcance de entidades particulares de Pimentel, ni la Municipalidad del lugar está en condiciones de cubrir la considerable inversión de capital, que significa llevar a cabo la realización del proyecto, como el que se está desarrollando, y más aún, si se tiene en cuenta que se persigue el bienestar de la comunidad, sin afán de lucro de ninguna clase, se hace indiscutiblemente necesario el concurso del Estado, para que financie y ejecute la construcción de la obra.

Es la Sub-Dirección de Obras Sanitarias del Ministerio de Fomento, la que se encarga de los estudios pertinentes,

y formula un proyecto presupuestado de la obra. Por intermedio de los representantes de la provincia en las Cámaras, se consigue la promulgación de una ley especial, que permita procurar los fondos necesarios del Presupuesto General de la República.

El servicio producirá una renta, que, como es costumbre en las poblaciones del Perú, será administrada por el Municipio y utilizada en la conservación o mejoramiento del servicio mismo.

CAPITULO II

POBLACION

En una obra de abastecimiento de agua potable, la población es, sin lugar a dudas, un factor de singular importancia; el número de habitantes que posee una localidad, determina el gasto necesario y el volumen de almacenamiento requerido, para satisfacer eficientemente las exigencias de agua de esa localidad; el abastecimiento debe de estudiarse, por lo tanto, en función del número de habitantes.

Una obra de magnitud no se realiza solamente con el fin de complacer las necesidades actuales; se examinan los factores inherentes al proyecto, que experimentan variación a través del tiempo y se diseña la obra para un número prudencial de años. Es, pues, de suma importancia, conocer lo que se denomina por "período de diseño" y más importante aún, su determinación, ya que ésta influye directamente en los aspectos económico y funcional.

Período de Diseño.- Se llama "período de diseño" al espacio de tiempo, considerado como límite probable de capacidad de las obras. Existen varios factores que intervienen en su determinación, como:

- a) La magnitud del proyecto, pues si este es de gran envergadura debe de considerarse un período de diseño relativamente largo.
- b) El probable tiempo de existencia útil de los elementos constitutivos de las obras.
- c) Las posibles variaciones que a medida que transcurre el tiempo, pueden experimentar los factores inherentes al

proyecto. Así, en el caso particular de abastecimiento de agua potable, se deberá tener en cuenta los posibles cambios que se experimentará en el número de habitantes, en el área que ocupa la población y por consiguiente, en la densidad.

d) La mayor o menor posibilidad de inversión de fuertes capitales. La gran cantidad de recursos económicos con que cuenta EE.UU., como ejemplo, hacen factible la renovación frecuente de sus obras, sin que eso signifique perjuicio en su economía. En los países sudamericanos y especialmente en el nuestro, se procura alargar el período de diseño, tanto, como lo admitan los elementos constitutivos de las obras.

El período de diseño en obras de abastecimiento de agua varía entre los 20 y 50 años, refiriéndose a todos los elementos, con excepción del equipo de máquinas. Esta excepción está hecha en base a que dicho equipo debe ser diseñado para un período máximo de 10 años, que constituye el plazo máximo de duración efectiva, como también, un lapso aceptable vencido el cual, puede ser reemplazado convenientemente por un equipo moderno más ventajoso que el anterior.

El período de diseño adoptado en el presente proyecto ha sido de 30 años en razón a las consideraciones que a continuación se exponen:

1.- No pudiéndose precisar con exactitud el número de habitantes que tendrá Pimentel, no sería prudente asumir un período largo de diseño, ya que a medida que este período se amplía, los resultados del vaticinio de la población son cada vez más inciertos.

- 2.- No ~~se~~ ha tomado en cuenta el valor mínimo para el período de diseño debido a que diversos factores que intervienen en forma directa en el rendimiento de la obra permanecen más o menos constantes a través del tiempo.
- 3.- Que 30 años es el período de diseño que los experimentados recomiendan adoptar, para poblaciones de las características de la que se ocupa este proyecto.

PERIODO DE DISEÑO ADOPTADO PARA LAS ESTRUCTURAS: 30 AÑOS

Población.- El primer problema a encararse en todo proyecto de abastecimiento de agua potable para una población, es el relacionado con la determinación de personas que utilizarán dicho servicio, considerando que el número de habitantes de una localidad sufre alteraciones en el transcurso del tiempo. Para el efecto, será indispensable confrontar la solución del proyecto en forma que satisfaga las exigencias que se presenten al término del período de diseño adoptado. Resulta pues esencial, efectuar un estudio de la población futura y para su determinación se ha apelado a varios aspectos de carácter sociológico y a las pautas que arrojan las curvas estadísticas. No obstante es de advertir, que en razón de que los métodos empleados en el estudio en referencia son hipotéticos, no será posible determinar con exactitud el número de habitantes que tendrá el Puerto de Pimentel, corridos los 30 años fijados como período de diseño. Es conveniente agregar que la estimativa que se formula para el año 1987 deberá apreciarse con alguna reserva, por ser abundantes las causas de las que podría derivarse una realidad completamente distinta; como ejemplo se con

signan las siguientes:

1.- Causas que favorecen el incremento de la población.-

- a) Aumento y mejoras de vías de comunicación.
- b) Mejoras en el standard de vida.
- c) Estabilización de la economía nacional.
- d) Inmigración nacional y extranjera, siguiendo una política de colonización.
- e) Descubrimiento de minas u otros recursos naturales.

2.- Causas que dificultan el incremento de la población.-

- a) Agotamiento de recursos naturales.
- b) Epidemias o guerras imprevistas.
- c) Desarrollo súbito de otros centros poblados próximos.

Se pasará ahora a discutir las posibles variaciones de población de la ciudad de Pimentel, a base de los datos obtenidos de diferentes fuentes de información.

Datos censales para la ciudad de Pimentel registrados hasta

la fecha.- Como se trata de calcular el número de personas

que habitará solamente la zona urbana, en el cuadro que se presenta a continuación, se hallan consignados todos los datos censales obtenidos al realizar las investigaciones pertinentes pero prescindiendo de la población incluida en la zona rural.

Cuadro N° 1

Año	P.Urbana	Fuentes de Información
1876	327	Diccionario de Felipe Paz Soldán
1940	4125	Censo General de la República
1949	5445	Concejo Distrital de Pimentel

Estos son los únicos datos que se ha podido recopilar, y como se verá posteriormente, solo los dos últimos mencionados serán de utilidad.

Los valores censales de 1876 correspondientes al Censo General de la República, levantado el 14 de mayo del mismo año durante la presidencia de Dn. Manuel Pardo, fueron publicados por el renombrado polígrafo peruano Manuel Atanasio Fuentes. Considera Mariano Felipe Paz Soldán que este censo fué inexacto, debido a que poco tiempo atrás se había dictado la ley de contribución personal para el fomento de escuelas, para lo cual debían contribuir todos los ciudadanos de 18 a 50 años; además, se creía que tenía el propósito de determinar el número de ciudadanos a enrolar en el ejército. Aparte, el procedimiento inadecuado que se empleó y la forma apresurada en que se efectuó, hacen desconfiar de los resultados que arroja dicho censo.

Los datos señalados para 1940, corresponden al Censo General de la República levantado el 9 de junio del mismo año, siendo Presidente de la República el Dr. Manuel Prado y sus resultados han sido publicados en catálogos especiales por la Dirección General de Estadística, pertenencia del Ministerio de Hacienda. Sin lugar a dudas, los datos que proporciona este censo, son más veraces que todos los anteriormente obtenidos. Esto es debido a la introducción de una técnica censal más moderna y apropiada.

El censo efectuado por el Concejo Distrital de Pimentel en 1949 también arroja valores de acuerdo a la realidad, y es de esperarse, si se tiene en cuenta que fueron empleados mé-

todos similares a los del censo anterior.

Cálculo de la población actual.- La determinación de la población actual constituye un paso de primordial importancia, ya que además de definir, por consecuencia, la densidad actual, es base a partir de la cual, se procede a calcular la población futura, limitada por el pe ríodo de diseño. Pero para efectuar los cálculos pertinentes, se debe antes analizar todos los factores que intervienen en el desarrollo de la población, estudiando la influencia de cada uno de ellos, asignándoles el peso correspondiente, a fin de determinar el factor básico del incremento en el número de habitantes. El movimiento migratorio y el crecimiento vegetativo, a los cuales habrá que dedicarse a continuación, son los factores más valiosos que intervienen en el desarrollo de una población.

a) Movimiento migratorio.- El elemento humano tiende a superarse constantemente, y es por esto, que a falta de perspectivas que puedan determinar su permanencia en un lugar, se moviliza en busca de mejores condiciones de vida, de nuevos horizontes. Este es el fenómeno denominado movimiento migratorio y es generalmente originado por el desarrollo industrial de una localidad, descubrimiento de minas u otros recursos naturales y otros factores mencionados anteriormente entre las causas que favorecen el incremento de una población.

A Pimentel acude en los meses de verano, una considerable población denominada flotante y aunque este flujo de personas no es propiamente un movimiento migratorio, ya que este

supone una permanencia más o menos estable, para los efectos del cálculo de la población resulta lo mismo, pues el servicio de abastecimiento de agua deberá satisfacer las exigencias para el caso más desfavorable, o sea, cuando se reúne la población flotante con la permanente.

Con excepción de los meses de la temporada de baños, el Puerto de Pimentel no ofrece atractivos que puedan ocasionar una inmigración hacia él, ni tampoco origina motivos que justifiquen una emigración de sus habitantes; en todo caso, si se hiciera un balance entre la inmigración y la emigración, el resultado sería demasiado pequeño, o tal vez se produciría una compensación.

Por tales razones, se considerará a la población flotante, como uno de los factores efectivos en el desarrollo de la población de Pimentel.

Más adelante se verá cuál es el criterio que se sigue para la determinación de la futura población flotante, al término del período de diseño que se ha adoptado.

- b) Crecimiento Vegetativo.- Se llama así, o también movimiento demográfico, a la diferencia existente entre el número de nacimientos y el número de defunciones por año, dividida entre el número total de habitantes de la población. Naturalmente, este factor depende fundamentalmente, de las condiciones sanitarias reinantes, como del grado de civilización por el que atraviesan sus habitantes. El crecimiento vegetativo es mayor en las poblaciones que tienen agua y desagüe y en aquellas que tienen mayores posibilidades económicas.

Se puede decir, sin exageración de ninguna clase, que la población de Pimentel varía tanto como varíe el movimiento demográfico; esto es, excluyendo la población flotante.

En la investigación efectuada al respecto, se obtuvo los datos que a continuación se consignan:

Cuadro Nº 2

Año	Nacim.	Defun.	Crec. veget.	Fuente de información
1949	185	103	82	Direc.Nac.Estadística
1950	228	71	157	" " "
1951	207	72	137	" " "
1952	211	64	147	" " "
1953	220	66	154	" " "
1954	228	61	167	" " "
1955	207	63	144	" " "
1956	222	64	158	" " "

Observando el cuadro anterior se puede apreciar que los datos del movimiento demográfico se presentan a partir del año 1949, en forma consecutiva, y como se tiene determinada la población de Pimentel para tal año, gracias al censo levantado por el Concejo Distrital de ese lugar, podrá señalarse ya, la cantidad de habitantes con que ha contado Pimentel al iniciar el año 1957; pero si se tiene en cuenta que el objeto que se persigue en este capítulo, es el de conocer la población futura al término del período de diseño, o sea, al finalizar el año 1987, y como para el efecto es necesario recurrir a ciertos valores conocidos de población, estos deberán de considerarse al término del año correspondiente. Por tal razón, se juzga conve

Se advierte que si bien no existe gran diferencia entre uno y otro incremento promedio, se nota ligero crecimiento en el movimiento demográfico; esto indica que puede asumirse una variación lineal y considerarse que una recta de muy poca pendiente, es la curva representativa de aquel incremento vegetativo.

d) Teniendo en cuenta entonces, que los valores varían linealmente, los incrementos promedio obtenidos corresponderán, exactamente, a los años que se encuentran en la mitad de los espacios de tiempo considerados; así, 146.6 será el incremento que corresponda al año 1945, y 151.7 , el que corresponda al año 1953.

e) Por consiguiente, la razón por año, en la que aumenta el incremento vegetativo es:

$$R = (151.71 - 146.66) / (1953 - 1945)$$

$$R = (5.05) / 8$$

$$R = 0.63$$

f) Conociendo ya la razón del incremento vegetativo anual, se hallarán los nuevos valores de la curva representativa del movimiento demográfico, los que se presentarán en el cuadro que viene a continuación:

Cuadro N° 3

Año	Crecimiento veget.	Año	Crecimiento veget.
1940		1949	149
1941	144	1950	150
1942	145	1951	150
1943	145	1952	151
1944	146	1953	152
1945	147	1954	152
1946	147	1955	153
1947	148	1956	154
1948	149	1957	154

Puede decirse que estos valores son el resultado de una compensación aproximada de los incrementos vegetativos originales.

Ahora se procederá a determinar la variación que ha experimentado la población de Pimentel a partir del año 1940 hasta fines de 1957.

Cuadro N° 4

Año	Crecimiento veget.	Población
1940	144	4125
1941	145	4269
1942	145	4414
1943	146	4559
1944	147	4705
1945	147	4852
1946	148	4999
1947	149	5147
1948	149	5296
1949	150	5445
1950	150	5595
1951	151	5745
1952	152	5896
1953	152	6048
1954	153	6200
1955	154	6353
1956	154	6507
1957		6661

Población actual permanente = 6661 hab.

Cálculo de la población futura.- Por una serie de experiencias se ha llegado a demostrar que las variaciones que experimenta una población en su desarrollo a través del tiempo, son, si no las mismas, semejantes a las que se obtendría al aplicar determinadas funciones matemáticas;

esto es en lo que respecta a la población permanente, o sea, la que habita una localidad en forma estable. La población flotante se determinará de acuerdo a una apreciación, cuyo criterio se explicará después de haber calculado la población permanente futura.

Población permanente futura.- Como se ha expresado anteriormente, para la determinación de la población permanente futura se recurre a las llamadas curvas estadísticas que representan las funciones matemáticas mencionadas, siguiendo los métodos que a continuación se exponen.

1.- Método Gráfico.- Este método consiste en dibujar la curva representativa del desarrollo de la población en estudio, tomando como base, los datos censales disponibles; se prolonga luego la tendencia de la mencionada curva, hasta encontrar la población que se busca para un determinado año. El dibujo respectivo se hace en un sistema de ejes coordenados, colocando las fechas de los datos censales en el eje de las abscisas y las poblaciones correspondientes, en el eje de las ordenadas. Cabe decir, que el método en referencia es el más impreciso de todos ya que es esencialmente estimativo, y el grado de aproximación hacia un resultado real, depende del conocimiento y la experiencia de la persona que lleva a cabo la estimación.

Para la aplicación de este método al caso particular de la ciudad de Pimentel, se ha acudido al concurso de los datos que en el cuadro N° 4 se consignan, y al prolongar la tendencia de la curva se ha obtenido los valores de población para cada cinco años, que están señalados en el cuadro siguiente:

Cuadro N° 5

Año	Población
1962	7600 hab.
1967	8550 "
1972	9600 "
1977	10650 "
1982	11850 "
1987	13200 "

En el Gráfico N° 1 se encuentra representada la curva correspondiente al Método Gráfico.

2.- Método Aritmético.- Este método parte de la consideración de que el crecimiento de una población varía de acuerdo a una función lineal, cuya razón o módulo de incrementación se conceptúa constante y su valor es el promedio de las diferencias entre poblaciones correspondientes a fechas, separadas entre si, un período determinado de tiempo, siempre que dichas fechas estén prudencialmente cercanas a la actual.

La predicción por el Método Aritmético se hace agregando a la población actual el producto del incremento considerado fijo, por el número de períodos de tiempo futuros que se desea tener en cuenta.

Este método generalmente da resultados demasiado pequeños, excepto para ciudades que están limitadas en su crecimiento territorial y en las que el incremento de población se realiza casi exclusivamente por el aumento de su densidad.

Al aplicar este método al caso de Pimentel, se considerará períodos de cinco años, a partir del año 1942, hasta

el año 1957. Para el efecto se utilizarán algunos valores del cuadro N° 4, que se presentan a continuación:

Cuadro N° 6

Año	Población	Incremento
1942	4414 hab.	733 hab.
1947	5147 "	749 "
1952	5896 "	765 "
1957	6661 "	

La fórmula a aplicar es la siguiente:

$$P_n = P_0 + I.n$$

en la que: n = Número de períodos de cinco años.

I = Incremento considerado fijo.

P₀ = Población actual.

P_n = Población futura, después de n períodos.

Determinación de I:

$$I = (733 + 749 + 765)/3$$

$$I = 749 \text{ hab.}$$

Se procederá ahora, a determinar quinquenalmente las poblaciones, hasta el año 1987.

P(1957)	=.....	= 6661 hab.
P(1962)	= 6661 + 749 x 1	= 7410 "
P(1967)	= 6661 + 749 x 2	= 8159 "
P(1972)	= 6661 + 749 x 3	= 8908 "
P(1977)	= 6661 + 749 x 4	= 9657 "
P(1982)	= 6661 + 749 x 5	= 10406 "
P(1987)	= 6661 + 749 x 6	= 11155 "

En el Gráfico N° 1 está representada la curva corres

pondiente al Método Aritmético.

3.- Método del Interés Simple.- De acuerdo a este método, el crecimiento de una población es semejante al incremento que experimenta un capital impuesto a un interés simple. La tasa respectiva, es el resultado que se obtiene al promediar los incrementos de población por período, expresados en porcentaje de la población anterior.

En este método, también se considerarán períodos de cinco años y se utilizarán los valores consignados en el cuadro N° 6.

La fórmula que expresa el interés simple es:

$$P_n = p_0(1 + r.n)$$

donde: n = Número de períodos de cinco años.

r = Tasa o promedio de los porcentajes de crecimiento.

P_0 = Población actual.

P_n = Población futura, después de n períodos.

Determinación de r :

$$r_1 = 733/4414 = 0.166$$

$$r_2 = 749/5147 = 0.146$$

$$r_3 = 765/5896 = 0.130$$

pero: $r = (r_1 + r_2 + r_3)/3$

luego $r = 0.442/3$

$$r = 0.147$$

Con este valor de r , se procederá entonces a determinar quinquenalmente las poblaciones futuras hasta el año 1987.

$$P(1957) \dots\dots\dots = 6661 \text{ hab.}$$

$$P(1962) = 6661 (1 + 0.147 \times 1) = 6661 \times 1.147 = 7640 \text{ hab.}$$

$$P(1967) = 6661 (1 + 0.147 \times 2) = 6661 \times 1.294 = 8619 \text{ hab.}$$

$$\begin{aligned} P(1972) &= 6661(1 + 0.147 \times 3) = 6661 \times 1.441 = 9598 \text{ hab.} \\ P(1977) &= 6661(1 + 0.147 \times 4) = 6661 \times 1.588 = 10578 \text{ " } \\ P(1982) &= 6661(1 + 0.147 \times 5) = 6661 \times 1.735 = 11558 \text{ " } \\ P(1987) &= 6661(1 + 0.147 \times 6) = 6661 \times 1.882 = 12536 \text{ " } \end{aligned}$$

En el Gráfico N° 1 se exhibe la curva correspondiente al Método del Interés Simple.

4.- Método Geométrico o del Interés Compuesto.- Este método se basa en considerar el crecimiento de una población, como el de un capital impuesto a interés compuesto. La tasa respectiva se halla promediando los porcentajes de crecimiento geométrico por período considerado.

Igualmente, en este método se tomarán períodos de cinco años y se emplearán los valores consignados en el cuadro N°6.

La fórmula que expresa el interés compuesto es:

$$P_n = P_0(1 + r)^n$$

donde: n = Número de períodos de cinco años.

r = Tasa o promedio de los porcentajes de crecimiento de la población.

P_0 = Población actual.

P_n = Población futura, después de n períodos.

Determinación de r :

Si se considera la variación de la población, período tras período, n será igual a uno, y en consecuencia, la fórmula correspondiente quedará reducida a la expresión siguiente:

$$P_1 = P_0(1 + r)$$

de donde $r = (P_1 - P_0)/P_0$

Esta última expresión arrojará el mismo valor de tasa que el utilizado en el método del Interés Simple, o sea:

$$r = 0.147$$

Luego, la fórmula a aplicar es la siguiente:

$$P_n = 6661(1 + 0.147)^n$$

Se procederá ahora, a determinar quinquenalmente las poblaciones hasta el año 1987.

$$P(1962) = 6661(1.147)^1 = 6661 \times 1.147 = 7640$$

$$P(1967) = 6661(1.147)^2 = 6661 \times 1.315 = 8756$$

$$P(1972) = 6661(1.147)^3 = 6661 \times 1.508 = 10045$$

$$P(1977) = 6661(1.147)^4 = 6661 \times 1.730 = 11523$$

$$P(1982) = 6661(1.147)^5 = 6661 \times 1.985 = 13222$$

$$P(1987) = 6661(1.147)^6 = 6661 \times 2.275 = 15154$$

En el Gráfico N° 1 se muestra la curva correspondiente al método del Interés Compuesto.

5.- Método de los Incrementos Variables.- Por este método se conceptúa que la población va incrementándose, cada cierto período de tiempo, en una cantidad que difiere del incremento producido en el período anterior, en una cantidad constante, que vendría a ser la "variación del incremento". Tanto el incremento como la variación del mismo, se obtienen promediando todos los valores respectivos que han sido considerados.

Los valores de los incrementos se encuentran ya consignados en el cuadro N° 6, y el promedio correspondiente ha sido determinado al emplear el Método Aritmético; por lo tanto:

$$I = 749 \text{ hab.}$$

Determinación del valor de la variación de incrementos \underline{i} :

$$i = (i_1 + i_2)/2$$

pero: $i_1 = 749 - 733 = 16$

e $i_2 = 765 - 749 = 16$

luego: $i = 16$ hab.

La fórmula que corresponde a este método es:

$$P_n = P_{n-1} + I + n.i$$

donde: i = Promedio de las variaciones de incrementos.

n = Número de períodos de cinco años.

I = Promedio de los incrementos.

P_{n-1} = Población a partir de la cual se calcula la del período siguiente.

P_n = Población al final de n períodos.

Si con cierto detenimiento se analiza la fórmula que se acaba de mostrar, resulta fácil comprobar que, para hallar la población de una localidad al final de n períodos, es indispensable conocer la que tendría al final de $n-1$ períodos. No podría hallarse entonces en forma directa, la población futura para una determinada fecha, si es que el tiempo que difiere esta, de la fecha correspondiente a la población tomada de base para el cálculo pertinente, es mayor que el tiempo que limita el período considerado.

El graduando ha tratado de salvar el inconveniente mencionado, y es por ello que en esta ocasión se ha tomado la libertad de exponer una expresión matemática generalizada, cuya aplicación resulta sumamente sencilla y práctica.

La deducción respectiva se ha efectuado cifándose estrictamente al fundamento mismo del método en referencia, como a continuación se indica:

$$P_1 = P_0 + I + i$$

$$P_2 = (P_0 + I + i) + (I + i) + i$$

$$P_3 = (P_0 + I + i + I + i + i) + (I + i + i) + i$$

Estas mismas expresiones pueden indicarse como sigue:

$$P_1 = P_0 + I + i$$

$$P_2 = P_0 + 2I + i + (i + i)$$

$$P_3 = P_0 + 3I + i + (i + i) + (i + i + i)$$

$$y: P_n = P_0 + nI + i + (i + i) \dots \dots \dots + (n - 1)i + ni$$

Factorizando en esta última expresión los términos en i, se tiene:

$$P_n = P_0 + nI + i(1 + 2 + 3 \dots \dots \dots + n - 2 + n - 1 + n)$$

Observando el factor de i se nota claramente que corresponde a la suma de n términos de una progresión aritmética cuyo primer término es uno, y de razón, también uno; en consecuencia, la suma de dichos términos será:

$$S = n(n + 1)/2$$

que al reemplazar en la expresión anterior se obtiene, finalmente, la fórmula siguiente:

$$P_n = P_0 + n.I + n(n + 1)i/2$$

Esta fórmula permite calcular directamente la población futura, a partir de la que se considere como actual, sin recurrir a pasos intermediarios; además, los dos primeros términos del miembro de la derecha corresponden, como se podrá apreciar, a los términos que integran la fórmula del Método Aritmético. En consecuencia, para determinar la población de una localidad, aplicando el Método de los Incrementos Variables bastará agregar a la población obtenida por el Método Aritmético, el valor de la variación del incremento (i) multiplicado por su respectivo coeficiente (S) para cierto número de períodos. Así, para el caso de Pimentel se tendrá:

$$P(1962) = 7410 + 1 \times 2 \times 16/2 = 7426 \text{ hab.}$$

$$P(1967) = 8159 + 2 \times 3 \times 16/2 = 8207 \text{ "}$$

$$P(1972) = 8908 + 3 \times 4 \times 16/2 = 9004 \text{ "}$$

$$P(1977) = 9657 + 4 \times 5 \times 16/2 = 9817 \text{ "}$$

$$P(1982) = 10406 + 5 \times 6 \times 16/2 = 10646 \text{ "}$$

$$P(1987) = 11155 + 6 \times 7 \times 16/2 = 11491 \text{ "}$$

En el Gráfico N° 1 se presenta la curva correspondiente al Método de los Incrementos Variables.

6.- Método de la Parábola de Segundo Grado.- Este método supone que el crecimiento de la población varía según la curva de la parábola de segundo grado, que obedece a la ecuación siguiente:

$$y = Ax^2 + Bx + C$$

Las constantes A, B y C se hallan resolviendo un sistema de tres ecuaciones con igual número de incógnitas, a base de valores conocidos de población; el proceso se mostrará en seguida:

Del cuadro N° 4, se han tomado en consideración las poblaciones correspondientes a los años 1940, 1949 y 1957, en razón de que ellas son realmente representativas de la verdadera curva de variación del desarrollo de la población de la ciudad de Pimentel; en consecuencia, se ha confeccionado el cuadro que se presenta a continuación, con el objeto de facilitar la exposición del método en estudio.

Cuadro N° 7

Año	x	x ²	y
1940	0	0	4125
1949	9	81	5445
1957	17	289	6661

Se ha tomado como origen de coordenadas el punto representativo de la población del año 1940; las cifras de la columna x, representan la distancia, en años, al mencionado origen, y las de la columna y, constituyen las poblaciones correspondientes a cada uno de los años indicados anteriormente. Por lo tanto, aplicando la ecuación de la parábola de segundo grado, se obtiene el siguiente sistema de ecuaciones que se resolverá a continuación:

$$4125 = A \cdot 0 + B \cdot 0 + C \quad (1)$$

$$5445 = 81 \cdot A + 9 \cdot B + C \quad (2)$$

$$6661 = 289 \cdot A + 17 \cdot B + C \quad (3)$$

De la ecuación (1) se obtiene que:

$$C = 4125$$

Reemplazando el valor de C en las ecuaciones (2) y (3) para luego reemplazar en (3) el valor de B, (en función de A) despejado de (2), se tiene que:

$$2536 = 289A + 17(1320 - 81A)/9$$

Sumando términos semejantes, simplificando, y despejando A, se tiene:

$$A = (22824 - 22440)/9 \times 136$$

$$A = 0.3137$$

De la ecuación (2) se obtiene que:

$$B = (1320 - 81A)/9$$

$$B = 143,843$$

Por consiguiente, la ecuación de la parábola de segundo grado quedará planteada de la manera que sigue:

$$y = 0.3137x^2 + 143.843x + 4125$$

En consecuencia, para determinar la población de Pimentel en los años posteriores al de 1957, bastará reemplazar

en la fórmula planteada, \underline{x} por sus correspondientes distancias al año de origen; así, se han obtenido los valores que al pie se muestran:

Año	x	x^2	Bx	Ax^2	y
1962	22	484	3164	152	7441
1967	27	729	3883	229	8237
1972	32	1024	4603	322	9050
1977	37	1369	5323	429	9877
1982	42	1764	6040	554	10719
1987	47	2209	6765	693	11583

En el Gráfico N° 1 se muestra la curva correspondiente al Método de la Parábola de Segundo Grado.

7.- Método Comparativo.- Consiste en confrontar los resultados obtenidos por los diferentes métodos, analizados anteriormente, con el crecimiento advertido en ciudades de condiciones y características similares a la ciudad que es motivo del estudio en referencia, y de mayor número de habitantes que ésta. A continuación se expone el procedimiento para determinar la población futura de una localidad, mediante este método:

Sea "A" la ciudad cuya población futura se trata de encontrar, y sean "B", "C", "D"; etc., las ciudades de características y condiciones similares a las de "A", y de mayor número de habitantes que ésta, que van a ser utilizadas para establecer la comparación. Se tiene perfectamente definidas hasta el presente año las curvas de población correspondientes a todas las ciudades que se han mencionado, o sea, que se conoce la población actual de dichas ciudades.

Con la población actual de "A", se busca en las curvas de las ciudades que sirven de referencia, los puntos co -

rrespondientes a esta población, sin tener en cuenta la época en la que se han presentado, para, a partir de ellos, llevar todas las curvas a añadirlas a la representativa de la ciudad "A", cuya población está por determinarse.

El Método Comparativo conduce generalmente a resultados bastantes próximos a la realidad; desgraciadamente no ha sido posible aplicarlo en este proyecto por cuanto, los datos de población obtenidos de ciudades que tenían gran semejanza con Pimentel, no son suficientes para definir perfectamente las curvas de comparación.

A continuación se muestra un cuadro que permite la confrontación de los resultados proporcionados por los diferentes métodos aplicados anteriormente:

Cuadro N° 8

Métodos aplicados	Población en los años					
	1962	1967	1972	1977	1982	1987
Gráfico	7600	8550	9600	10650	11840	13200
Aritmético	7410	8159	8908	9657	10406	11155
Interés S.	7640	8619	9598	10578	11558	12536
Interés C.	7640	8756	10045	11523	13222	15154
I Variable	7426	8207	9004	9817	10646	11491
Parabólico	7441	8237	9050	9877	10719	11583

Como se podrá apreciar en el cuadro N° 8, existe muy poca diferencia entre los resultados de los diversos métodos aplicados. Esto se debe al pequeño incremento de población que experimenta la ciudad de Pimentel, en cuanto a movimiento demográfico se refiere,

Se puede decir, sin llegar a incurrir en error de importancia, que la población permanente de Pimentel desarrolla

en tal forma, que la variación del incremento, para cualquier período de tiempo que se considere, es constante. Esta conclusión se desprende como resultado de la observación de los cuadros 4 y 6.

Es, por lo expuesto recientemente, que se ha considerado que la población permanente de Pimentel varía de acuerdo a la curva representativa del Método de los Incrementos Variables. Tal método arroja, para el año 1987 la cantidad de 11491 habitantes.

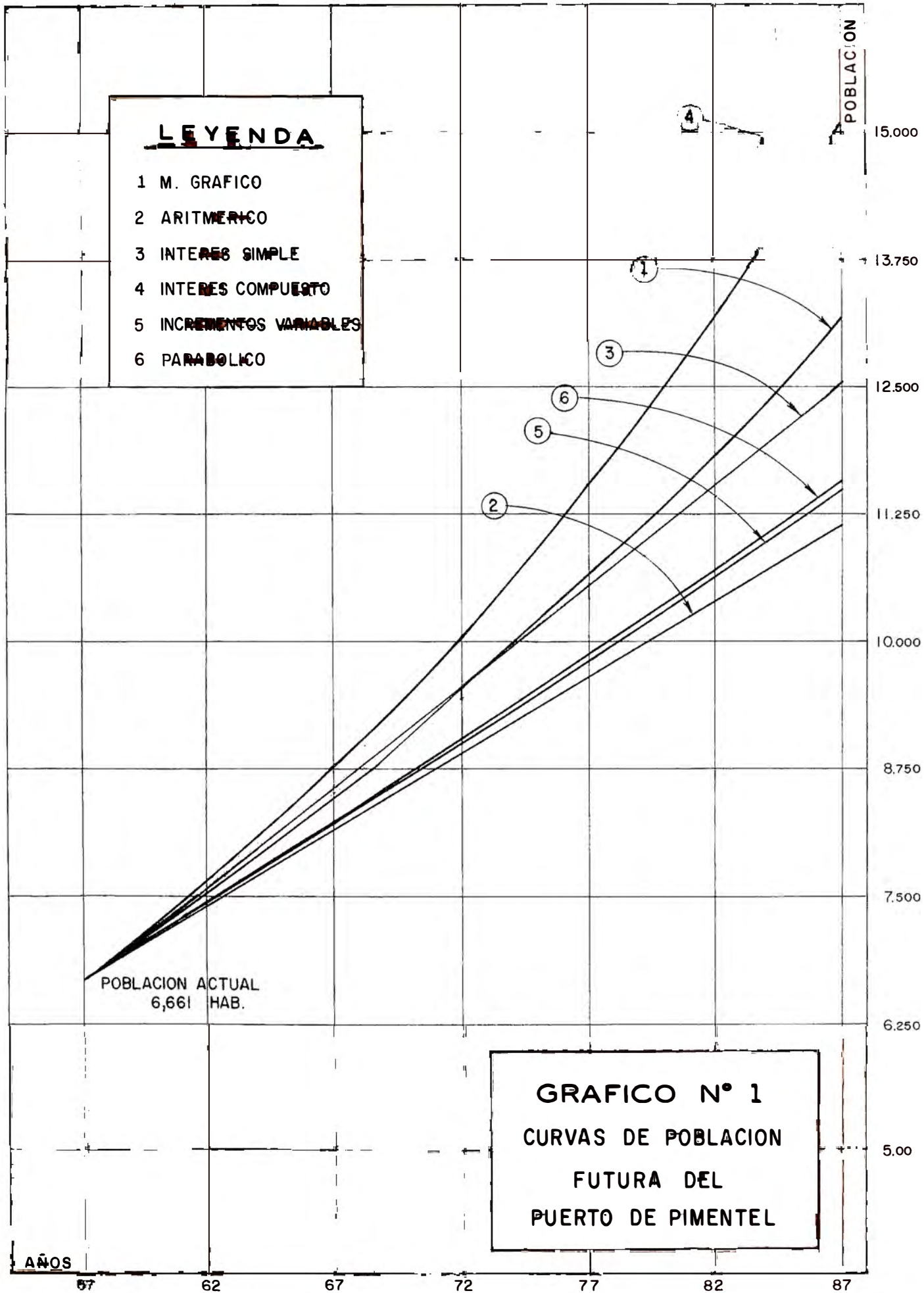
El Gráfico N° 1 muestra la curva típica del crecimiento de la población de Pimentel a partir del año 1976 hasta el de 1987.

Para los efectos de cálculos posteriores será conveniente redondear a 11500 el número de personas con que contará Pimentel al finalizar el período de diseño que se ha adoptado; esto es, sin considerar la población flotante.

\bar{P} Población permanente para el año de 1987 = 11500 hab.

Población flotante futura.- La población que acude anualmente al balneario de Pimentel, a radicarse durante los meses de verano, constituye un elevado porcentaje del total de personas que lo habitan en dicha época del año. Cabe expresar también que la población flotante que acude al balneario emigra de la ciudad de Chiclayo; en consecuencia, la población flotante futura podrá estimarse en base a la variación de la curva representativa del desarrollo de población de la ciudad de Chiclayo.

Si se tiene en cuenta que las 1600 personas, aproxi-



madamente, que acudieron a Pimentel en el verano de 1948, corresponde al 3.5 % de 45850 hab. (cantidad que pobló Chiclayo en 1948) y que también constituye el mismo porcentaje las 2000 de 57000 personas que se estimó para el año 1954, se puede establecer, con prudente aproximación, que es el 3.5 % de la población que habita la ciudad de Chiclayo la que emigra hacia Pimentel en la época del verano. Dicho porcentaje podría asumirse para determinar la población futura que emigraría al balneario de Pimentel al llegar a su fin el período de diseño adoptado, pero, considerando que el mejoramiento del servicio de abastecimiento de agua potable promovería una mayor afluencia de personas a ese lugar, es de conceptuar que el mencionado porcentaje debe ser incrementado.

Se ha creído razonable estimar que el 4 % de la población que arroje la ciudad de Chiclayo, constituya la población flotante futura con que cuente Pimentel, una vez hecha la instalación del servicio. Se ha considerado como curva representativa del desarrollo de población de la ciudad de Chiclayo la definida por el Método Geométrico.

El cuadro que a continuación viene, muestra por quin quenos los valores de la población flotante:

Cuadro N° 9

Año	Porcentaje	Pob. de Chiclayo	Pob. flotante
1957	3.5	63500	2200
1962	4	76000	3040
1967	4	91000	3640
1972	4	109000	4360
1977	4	132000	5240
1982	4	157000	6270
1987	4	187500	7500

CAPITULO III

DESARROLLO DEL AREA URBANA

DENSIDADES

El desarrollo del área urbana es una consecuencia inmediata del crecimiento de la población, cuando esta ha llegado a saturar la zona que ocupa; por consiguiente, el estudio de la expansión urbana que probablemente se produzca es de enerme importancia para resolver ciertos problemas inherentes a este proyecto. Por tal razón, es que deben determinarse las zonas de posible propagación urbana, ya que los límites que dicha propagación puede alcanzar, influyen en forma directa en el diseño de la red de distribución.

Estado actual de la zona urbana.- La ciudad de Pimentel ocupa actualmente una área urbana total de 42.7 hectáreas, de las que una cuarta parte, más o menos, corresponde a calles, plazas y superficies urbanas que aún no han sido habitadas.

Densidad promedio actual.- La densidad promedio actual de Pimentel se obtendrá del resultado de dividir la población total, con la que actualmente cuenta, entre su total área urbana.

La población total actual, o sea, la correspondiente al año 1957, se hallará agregando a 6661 habitantes (población permanente) la población de 2200 personas que constituye la flotante; en consecuencia, se tendrá que:

Población permanente para el año de 1957 = 6661 hab.

Población flotante para el año de 1957 = 2200 hab.

Población total para el año 1957 [actual] = 8861 hab.

Del cuadro Nº 9 se ha obtenido que:

Población flotante para el año de 1987 = 7500 hab.

La población total futura de Pimentel, en función de la cual habrá que calcular más adelante el Volumen de Almacenamiento, se obtendrá agregando a la población permanente, la flotante; así:

Población permanente para el año de 1987 = 11500 hab.

Población flotante para el año de 1987 = 7500 hab.

Población total para el año de 1987..... = 19000 hab.

Conociendo ya, el área urbana de Pimentel y la población que la ocupa, podrá determinarse su densidad promedio actual; así:

$$D = 8861/42.7$$

$$D = 207 \text{ hab./hectárea}$$

Como se podrá observar, el valor numérico encontrado se halla ligeramente excedido de las limitaciones que suele considerarse para ciudades poco desarrolladas, pero dicho valor resulta aceptable dada la condición de puerto como también de balneario de la ciudad de Pimentel.

En el Perú, la densidad promedio para ciudades poco desarrolladas fluctúa entre 150 y 200 habitantes por hectárea.

Para llevar a cabo un mejor estudio de las densidades, en vista de que ellas no son constantes en toda el área urbana, se han considerado tres zonas perfectamente definidas de acuerdo a las especificaciones siguientes:

Zona I.- Es el sector urbano ubicado en la parte céntrica de la ciudad que presenta muy poco espacio correspondiente a áreas libres.

Zona II.- Es el sector que ocupa la parte sur de la ciudad, o sea, aquella en la cual está situado el Alto Perú, e incluye los lugares próximos al trecho inicial de la carretera que se dirige hacia Santa Rosa.

Zona III.- Es el sector que ocupa la parte norte de la ciudad que incluye la Estación del Ferrocarril, los Almacenes de la C.I.P.L. y los depósitos de carbón. Indudablemente, esta zona tiene una densidad menor que las otras dos, mencionadas con anterioridad.

El plano N° 2 muestra la disposición de las poligonales que limitan las tres zonas consideradas. La superficie ocupada por cada una de dichas zonas es la siguiente:

$$A_I = 18.20 \text{ hectáreas}$$

$$A_{II} = 10.15 \quad "$$

$$A_{III} = 14.35 \quad "$$

Asumiendo para la Zona I una densidad promedio de 230 hab/hectárea y para la Zona II la de 220 hab/hectárea, las poblaciones respectivas serán:

$$P_I = 18.20 \times 230 = 4186 \text{ hab.}$$

$$P_{II} = 10.15 \times 220 = 2233 \quad "$$

En consecuencia, el número de habitantes residentes en la Zona III, estará expresada por la diferencia:

$$P_{III} = 8861 - (4186 + 2233) = 2542 \text{ hab.}$$

Por consiguiente, a la Zona III le corresponderá la densidad que de inmediato se indica:

$$D_{III} = 2542/14.35 = 177 \text{ hab/hectárea}$$

A continuación están encuadradas las cifras que muestran el estado que actualmente ostenta la zona urbana de Pimentel:

Cuadro N° 10

Zona	Población	Area	Densidad
I	4186 hab.	18.20 Ha.	230 hab/Ha.
II	2233 "	10.15 "	220 "
III	2542 "	14.35 "	177 "

Expansión futura de la zona urbana actual.- Es de primordial importancia la ubicación de las posibles zonas de expansión urbana, de acuerdo a

los diversos factores que influyen en su determinación. Esta situación se debe de contemplar, por ejemplo, para poder señalar convenientemente el lugar donde deberá quedar colocado el reservorio de regulación, la planta de bombeo, etc., con el objeto de conseguir las presiones que la red de distribución precisa. Claro está, que por el momento, la distribución se efectuará considerando únicamente el área urbana actual.

Antes de proceder a la determinación de las zonas futuras de expansión urbana, será oportuno inquirir sobre el estado en que se encontrará la zona urbana actual a la finalización del período de diseño adoptado, o sea, en 1987.

Ya se ha expresado anteriormente, que las densidades no permanecen constantes a través del tiempo; ellas variarán, tanto en plano como en elevación, con la firme tendencia de lograr la "densidad de saturación." En consecuencia, si se considera que la Zona I, Zona II y Zona III, alcanzan densidades tales como 240, 230 y 190 hab/hectárea, respectivamente, las poblaciones que ocuparán dichas zonas serán las siguientes:

$$P'_I = 18.20 \times 240 = 4368 \text{ hab.}$$

$$P'_{II} = 10.15 \times 230 = 2335 \text{ "}$$

$$P'_{III} = 14.35 \times 190 = 2726 \text{ "}$$

Por lo tanto, el área urbana actual estará ocupada por la suma de las tres poblaciones que se acaban de determinar; luego:

$$P' = 4368 + 2335 + 2726$$

$$P' = 9429 \text{ hab.}$$

Con esta población de 9429 hab. se obtiene una densidad promedio muy próxima a los 220 hab./hectárea, que es un valor aceptable para tomarlo como densidad de saturación de

ciudades de características y condiciones semejantes a las de Pimentel.

A continuación se expone un cuadro que muestra el estado que presentará la zona urbana actual al llegar a su término el período de diseño.

Cuadro N° 11

Zona	Población	Area	Densidad
I	4368 hab.	18.20 Ha	240 hab/Ha.
II	2335 "	10.15 "	230 "
III	2726 "	14.35 "	190 "

La determinación de las zonas de expansión futura no se hace arbitrariamente; existe una serie de factores que disponen que la propagación se encamine en uno u otro sentido, o se limite en alguna parte. Así, por ejemplo, la apertura de un camino trae consigo el desarrollo de las zonas que le son próximas; el establecimiento de un mercado o tiendas de comercio original, sin lugar a dudas, el interés de la gente de permanecer cerca o acercarse a dichos centros de proveeduría. En cambio, los terrenos accidentados, arenales y pantanos constituyen los límites hacia los cuales la expansión urbana se dirige con aceleración retardada. Cabe decir también, que dicha expansión se hace generalmente negativa en las inmediaciones de los cementerios.

Analizando el caso particular de la ciudad de Pimentel, teniendo en consideración los factores que se acaban de mencionar, se puede sacar a relucir lo siguiente:

La parte norte de Pimentel presenta médanos y en general terrenos impropios para la edificación y si además se

toma en cuenta que en esa zona ha quedado establecido el Cementerio General de Pimentel, se llega a la conclusión de que son ínfimas las posibilidades de una expansión urbana hacia ese extremo de la ciudad.

Muy diferente es el panorama que se presenta hacia el sur; el camino a Santa Rosa abre nuevos horizontes, y el terreno, de buena calidad y poco accidentado, es propicio para la edificación. Esto hace pensar que por las zonas adyacentes al arranque del camino mencionado, va a fluir una enorme corriente de expansión urbana.

Hacia el este, parece natural que con el tiempo se propague el área urbana, siguiendo la dirección de la carretera que conduce a la ciudad de Chiclayo, en el lógico afán de a cortar distancias con este importante centro poblado.

En consecuencia, la zona futura de expansión urbana, posiblemente se va a establecer entre los inicios de la carretera a Santa Rosa, la Avenida Alfonso Ugarte y comienzos de la carretera que comunica a Pimentel con la ciudad de Chiclayo.

Como la zona urbana actual va a albergar en 1987 a una población de 9429 habitantes, tal como se ha especificado en líneas anteriores, las 9571 personas que completan los 19000 habitantes, poblarán la zona de posible expansión futura. Asignando a esta zona la densidad promedio de 170 hab./Ha., el área total que ocupen las las 9571 personas será:

$$A = 9571/170 = 56.3 \text{ Ha.}$$

En el plano N° 2, la Zona IV representa la superficie de futura expansión urbana.

De las 56.3 Ha. que constituyen el área total de ex-

pansión, el 20% corresponderá a las áreas libres, es decir, es tará destinado a calles, parques, plazas, etc; en conclusión, se tendrá que:

Area libre de expansión ... = 11.26 Ha.

Area habitable de expansión = 45.04 Ha.

Area total de expansión ... = 56.30 Ha.

CAPITULO IV

· DOTACION - CONSUMO

CAPACIDAD DE ALMACENAMIENTO

Dotación.- Se llama dotación de agua a la cantidad de agua que se obtiene al dividir el consumo promedio anual expresado en litros, entre el producto de la población por 365 días que tiene el año; el resultado viene expresado en litros por persona y por día.

$$\text{Dotación} = \frac{\text{Consumo promedio anual}}{\text{Población} \times 365} \text{ (l.p.p.p.d.)}$$

Estudio estimativo de la demanda.- Para determinar la dotación que deberá estimarse para el año que dé término al período de diseño adoptado, habrá que analizar primero los factores que influyen en la variación del consumo.

1.- Factor económico.- Si el fin que se persigue en toda obra de ingeniería es obtener una eficiencia máxima al mínimo costo, y teniendo en cuenta que es el Estado el que interviene en el mayor de los casos en su financiación, se tendrá como consecuencia inmediata, además del logro de una dotación de agua potable de buena calidad en cantidad suficiente, que los consumidores consigan el agua a un precio más cómodo, lo que a su vez redundará en un mayor consumo, razón por la que debe de considerarse una dotación más elevada.

2.- Factor clima.- De acuerdo a las características climatéricas de Pimentel, que se indican en el Capítulo I, la ciudad precisa de considerable cantidad de agua.

- 3.- Presiones en la red.- Tanto el exceso de presión en la red, como la falta de ésta originan un mayor gasto de agua, ya que lo primero producirá pérdidas en las válvulas malas y filtraciones en las uniones; lo segundo causará el almacenamiento domiciliario, debido a la inseguridad del servicio.
- 4.- Áreas verdes.- La presencia de áreas verdes, indudablemente, tiene que influir en el consumo incrementando la demanda. Si bien es cierto que Pimentel posee áreas verdes, éstas no son tan grandes como para que puedan variar considerablemente el consumo.
- 5.- Industrias.- La existencia de industrias compromete el aumento del consumo de agua; Pimentel no está actualmente afectado en dicho sentido, más considerando una futura pequeña industria se ha asumido un consumo mínimo industrial de 40 l.p.p.p.d.
- 6.- Servicios públicos.- El riego de calles y avenidas, limpieza de plazuelas, mercados, escuelas, etc., correspondientes a los servicios públicos, originan un consumo que también se considerará mínimo en razón de que es muy reducido el número de los establecimientos mencionados; por lo tanto, la dotación de agua para este servicio se ha estimado en la cantidad de 20 l.p.p.p.d.
- 7.- Pérdidas y desperdicios.- La experiencia enseña que se debe de tomar entre el 20% y 30% del consumo total de la población para compensar las pérdidas de agua originadas por algunos desperfectos de las conexiones domiciliarias, o un excesivo almacenamiento en aquellas viviendas en las que solo se puede obtener agua en determinadas horas. Cabe expresar

que dichas pérdidas pueden disminuir si se procede a un cuidadoso tendido de la red de distribución; se ha adoptado la dotación de 55 l.p.p.p.d.

8.- Medidores.- Resulta sumamente conveniente la instalación de medidores para conseguir un control efectivo del servicio de agua, pues constituye un freno para las pérdidas y desperdicios. De esta manera se limitará en parte el consumo, de acuerdo a las necesidades de la población.

Hasta ahora, el consumo público, el industrial y las pérdidas de agua en la red, constituyen los factores positivos en la determinación de la dotación y los valores respectivos se han extraído dentro de los límites que el libro de "Ingeniería Sanitaria" del Ing^o A. Mendiola, expone. Falta entonces añadir a lo anterior, el consumo doméstico, cuyo valor se ha estimado en la cantidad de 135 l.p.p.p.d., teniendo en cuenta los datos proporcionados por la "Unión Alemana de Técnicos de Gas y Agua".

De lo expuesto, se ha agrupado el consumo para Pimentel de la siguiente manera:

- A) Consumo doméstico 135 l.p.p.p.d.
 - B) Consumo público 20 l.p.p.p.d.
 - C) Consumo industrial..... 40 l.p.p.p.d.
 - D) Pérdidas en la red 55 l.p.p.p.d.
- Dotación asumida = 250 l.p.p.p.d.

Número de personas que se abastecerán del sistema.- Considerando que no existe otra fuente de abastecimiento de agua potable dentro de la ciudad que no sea la del presente proyecto, es de suponer que toda la población de Pimentel va a hacer uso del agua sumi-

nistrada; por lo tanto, 19000 es el número de habitantes que utilizará el servicio al término del período de diseño adoptado.

Variaciones del consumo.- El consumo de agua de una población varía año tras año, durante los meses de un año, durante los días de un mes y durante las horas de un día, siendo las variaciones que más interesan las que ocurren entre los distintos meses de un año, las diurnas y las horarias. Luego, lo importante y necesario será fijar cual es el día de máximo consumo y dentro de ese día, la hora máxima, que representará el caso más desfavorable.

A) Máximo diario.- El consumo máximo diario se producirá en la época de mayor calor, por lo que en Pimentel se presentará en los meses de enero, febrero o marzo. Se ha fijado el máximo diario en el 130% del promedio diario anual, valor que se acostumbra adoptar para poblaciones de características similares a la de Pimentel; por consiguiente:

$$\text{Máximo diario} = 250 \times 1.3 = 325 \text{ l.p.p.p.d.}$$

que expresado en litros por segundo da:

$$Q_{\text{máx. diario}} = \frac{325 \times 19000}{86400}$$

$$Q_{\text{máx. diario}} = 71.5 \text{ l.p.s.}$$

B) Máximo horario.- El valor que arroja el máximo horario es el de mayor importancia y en su determinación influye considerablemente el tipo de comunidad y el tamaño de la ciudad, siendo las pequeñas las que acusan variaciones horarias más marcadas. Se ha fijado como máximo horario el 170% del promedio horario producido en el día de máximo consumo, contando con que Pimentel es un pueblo pequeño aún, sin variaciones acentuadas en cuanto a horarios de labores y necesidades se refiere

a las	14	horas	150%	del	consumo	promedio	en	el	día	máximo
"	"	16	"	110%	"	"	"	"	"	"
"	"	18	"	140%	"	"	"	"	"	"
"	"	20	"	150%	"	"	"	"	"	"
"	"	22	"	65%	"	"	"	"	"	"
"	"	24	"	40%	"	"	"	"	"	"

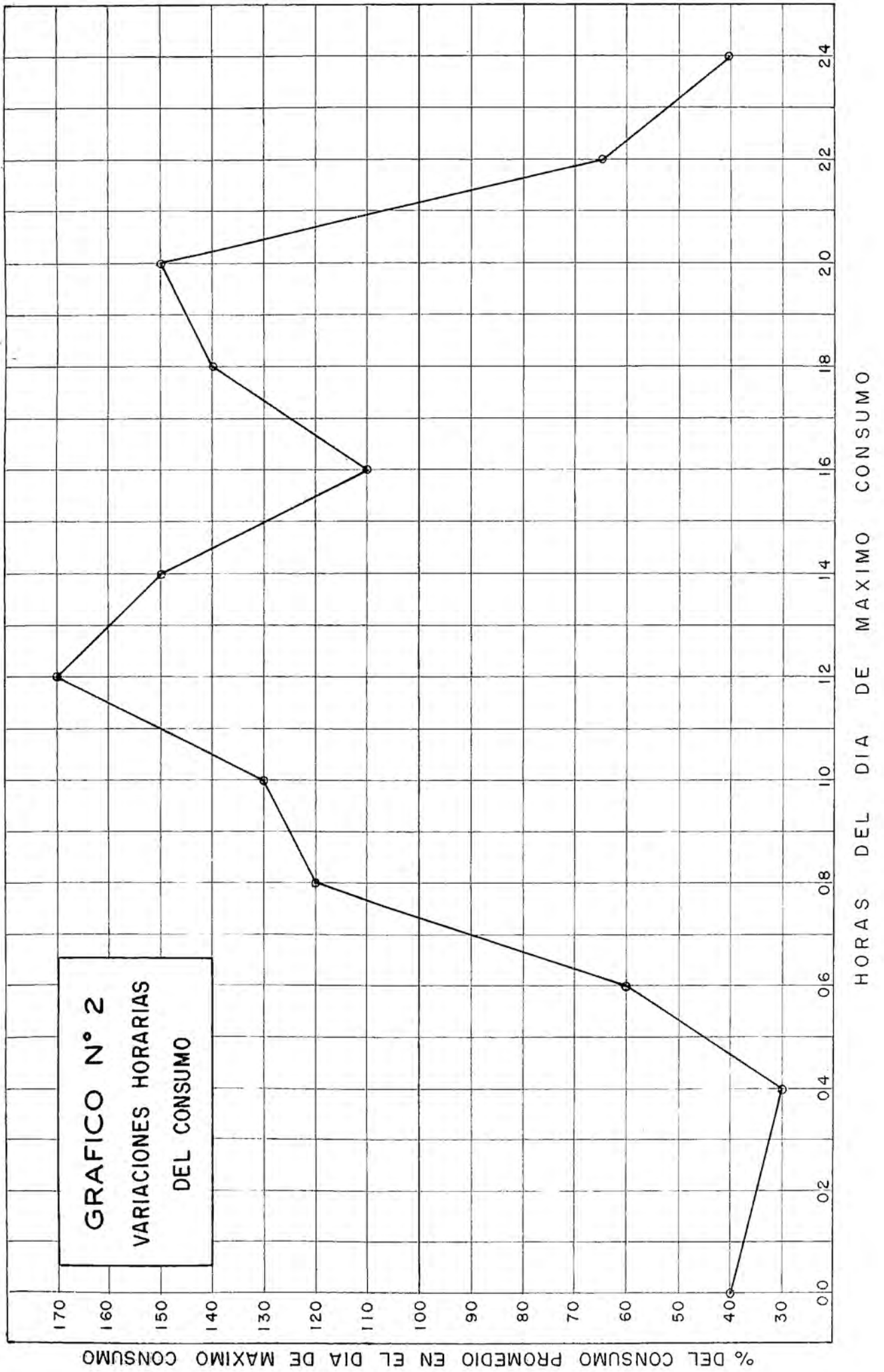
Puede apreciarse que se presentan valores elevados a las 12, 14, 18 y 20 horas, que corresponden a las horas de almuerzo y comida; entre las 8 y 10 horas, que coinciden con la hora del desayuno, también se notan valores un tanto altos. De una manera más objetiva se han representado dichos valores en la curva que se muestra en el Gráfico N° 2.

Llamando Q al gasto correspondiente al día máximo, se obtendrá, como gastos horarios, los que enseguida se señalan:

A las	2	horas	0.35	Q
"	"	4	"	0.30 Q
"	"	6	"	0.60 Q
"	"	8	"	1.20 Q
"	"	10	"	1.30 Q
"	"	12	"	1.70 Q
"	"	14	"	1.50 Q
"	"	16	"	1.10 Q
"	"	18	"	1.40 Q
"	"	20	"	1.50 Q
"	"	22	"	0.65 Q
"	"	24	"	0.40 Q

Ahora se determinarán los gastos acumulados durante el día de máximo consumo, considerando los mismos valores anteriores, de la siguiente manera:

<u>Horas</u>	<u>Gastos acumulados</u>
2	= 0.35 Q
4	0.35 Q + 0.30 Q = 0.65 Q
6	0.65 Q + 0.60 Q = 1.25 Q



<u>Horas</u>	<u>Gastos acumulados</u>
8	1.25 Q + 1.20 Q = 2.45 Q
10	2.45 Q + 1.30 Q = 3.75 Q
12	3.75 Q + 1.70 Q = 5.45 Q
14	5.45 Q + 1.50 Q = 6.95 Q
16	6.95 Q + 1.10 Q = 8.05 Q
18	8.05 Q + 1.40 Q = 9.45 Q
20	9.45 Q + 1.50 Q = 10.95 Q
22	10.95 Q + 0.65 Q = 11.60 Q
24	11.60 Q + 0.40 Q = 12.00 Q

Llevando estos valores a un sistema de ejes coordenados, en el que las abscisas representan las horas y las ordenadas, los coeficientes del gasto "Q" máximo diario, se obtendrá la Curva Integral de Consumo o Diagrama Masa, que servirá para estudiar con facilidad, las posibilidades de almacenamiento y bombeo, para después de un simple análisis, determinar el volumen más conveniente.

Cuando la curva de producción acumulada esté por debajo de la curva de consumo acumulado, las diferencias se considerarán positivas, y en caso contrario, negativas; las diferencias negativas corresponden a volúmenes dinámicos, es decir, que a medida que transcurre el tiempo, estos volúmenes van siendo absorbidos por el consumo; en cambio, las diferencias positivas corresponden a volúmenes estáticos que deben de permanecer en reserva para utilizarse en momentos precisos cada día, transcurridos los cuales, debe almacenarse nuevamente para los mismos momentos del día siguiente.

Debe de considerarse entonces, para la determinación de la capacidad de almacenamiento, la máxima de todas las diferencias negativas, y así mismo, la máxima de todas las diferen-

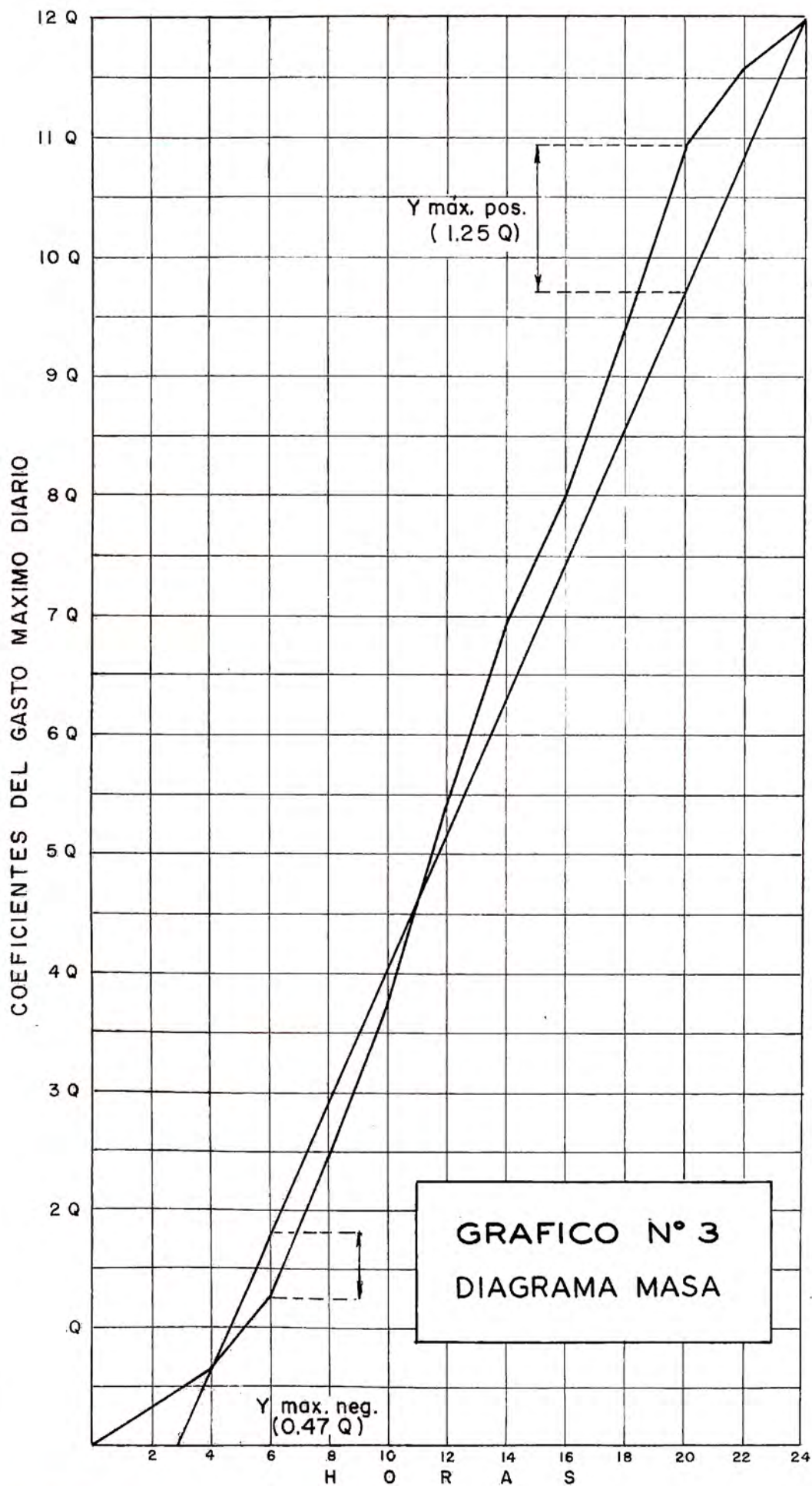
cias positivas.

Analizando el Gráfico N° 3, correspondiente al Diagrama Masa, y tanteando diversas alternativas de producción de agua, se han obtenido los siguientes resultados:

Nº de horas de bombeo	Lapso de trabajo.	Volumen de agua
24	(0 - 24)	2.65 Q
22	(2 - 24)	2.10 Q
21	(3 - 24)	1.72 Q
20	(2 - 22)	1.50 Q
19	(4 - 23)	1.05 Q
18	(4 - 22)	1.05 Q
17	(5 - 22)	1.35 Q
16	(4 - 20)	1.70 Q

Terminado el análisis de las posibilidades que se desprenden del estudio del diagrama masa, resultaría conveniente escoger la solución que proporcionara el menor coeficiente del gasto; esto, en el caso que el sistema de distribución requiera solamente de reservorio flotante, mas como en el presente proyecto se ha precisado de un abastecimiento combinado, (reservorio elevado-reservorio apoyado) por razones que más adelante se expresan, se ha tomado en consideración la alternativa que proporciona un coeficiente del gasto de 1.72 Q, con un bombeo intermitente de 21 horas.

Cabe expresar también, que se ha descartado la solución del problema mediante un bombeo discontinuo, ya que, por simple visual del gráfico correspondiente al diagrama masa, se puede apreciar que dicho tipo de bombeo arrojaría volúmenes exagerados de almacenamiento, que alejaría de lo económico al sistema de distribución.



A continuación se expone el procedimiento analítico seguido, para la determinación del coeficiente del gasto de la alternativa elegida.

Bombeo intermitente durante 21 horas.- Se ha considerado el bombeo desde las 3 hasta las 24 horas; en este caso, la curva de producción acumulada es una línea recta quebrada.

Horas	Prod.acumulada	Cons.acumulado	Diferencia
3	0.00 Q	0.47 Q	+ 0.47 Q
4	0.57 Q	0.65 Q	+ 0.08 Q
6	1.72 Q	1.25 Q	- 0.47 Q
8	2.85 Q	2.45 Q	- 0.40 Q
10	4.00 Q	3.75 Q	- 0.25 Q
12	5.15 Q	5.45 Q	+ 0.30 Q
14	6.30 Q	6.95 Q	+ 0.65 Q
16	7.45 Q	8.05 Q	+ 0.60 Q
18	8.60 Q	9.45 Q	+ 0.85 Q
20	9.70 Q	10.95 Q	+ 1.25 Q
22	10.85 Q	11.60 Q	+ 0.75 Q
24	12.00 Q	12.00 Q	0.00 Q

Considerando el máximo positivo y el máximo negativo es que se obtiene el coeficiente que sirve para determinar el volumen de almacenamiento de regulación de las variaciones horarias; así:

$$\text{Máximo positivo: } Y_{\text{máx.pos.}} = 1.25 \text{ Q}$$

$$\text{Máximo negativo: } Y_{\text{máx.neg.}} = 0.47 \text{ Q}$$

$$V_1 = Y_{\text{máx.pos.}} + Y_{\text{máx.neg.}} \quad (\text{en valores absolutos})$$

$$V_1 = 1.25 \text{ Q} + 0.47 \text{ Q} = 1.72 \text{ Q}$$

pero se tiene que.....Q = 71.5 l.p.s.

o lo que es lo mismoQ = 514.8 metros cúbicos/dos horas

$$\text{luego: } V_1 = 1.72 \times 514.8 = 885 \text{ m}^3$$

entonces:

$$\underline{V_1 = 885 \text{ m}^3}$$

2.- Volumen para incendios.- El volumen de agua necesario para extinguir incendios, considerado dentro del consumo anual, es un porcentaje muy pequeño, pero tiene marcada influencia en el consumo diario y en el horario.

Existen numerosos factores que influyen en la demanda de agua contra incendios; entre ellos se pueden citar:

- a) Tamaño de la población.
- b) Naturaleza de la ciudad, en las netamente industriales existe mayor posibilidad de siniestro y por lo tanto, requerimiento de una cantidad mayor de agua que en ciudades de otro tipo.
- c) Clase de material empleado en la edificación.
- d) Valor de la propiedad.

Existen variadas fórmulas que permiten calcular la de manda contra incendios, pero son muy pocas las que pueden asimilarse al caso particular de Pimentel, por ser deducidas en base a experiencias efectuadas en ciudades de Europa y E.E.U.U, cuyas características son muy diferentes a las de las pequeñas poblaciones peruanas. La fórmula que se aplica en nuestro medio, con magníficos resultados es la siguiente:

$$Q = 10 P^{1/2} \text{ l.p.s.}$$

siendo: Q = Gasto en litros por segundo.

P = Población en miles de habitantes.

Aplicando la anterior expresión al caso en estudio, se tendrá que:

$$Q = 10 \times 19^{1/2} = 10 \times 4.36 = 43.6 \text{ l.p.s.}$$

Se sabe que la capacidad de una boca para incendios es aproximadamente de 15 litros por segundo; entonces, hasta el momento, se precisaría del concurso de tres bocas o sea de un gasto de 45 l.p.s., mas si se asume como duración promedio del siniestro el tiempo de dos horas, el volumen adicional para incendios sería el siguiente:

$$V_2 = (2 \times 3 \times 15 \times 3600) / 1000 = 324 \text{ m}^3$$

$$\underline{V_2 = 324 \text{ m}^3}$$

3.- Volumen de reserva.- La disposición de un adecuado almacenamiento de reserva garantiza el servicio en caso de una interrupción en el abastecimiento por algún desperfecto en la central de bombas, en la instalación de filtración, o en una conducción. En cualquier caso, debería haber agua suficiente en el depósito para satisfacer un exagerado consumo doméstico durante varias horas o para la ocurrencia excepcional de algún siniestro que no pueda ser controlado con el volumen de agua destinado a esos fines. El volumen de reserva tiene por objeto, entonces, de igualar las fluctuaciones horarias y diarias; las variaciones mensuales y estacionales podrán satisfacerse por la regulación de la fuente de abastecimiento.

Generalmente se acostumbra considerar al volumen de reserva, como el 10% de la suma de los volúmenes anteriores, o sea, el volumen de regulación de las variaciones horarias más el volumen para incendios; en consecuencia, el volumen de reserva será:

$$V_3 = 0.10(V_1 + V_2)$$

$$V_3 = 0.10(885 + 324) = 121 \text{ m}^3$$

$$\underline{V_3 = 121 \text{ m}^3}$$

En conclusión, el volumen total de almacenamiento será:

$$V = V_1 + V_2 + V_3$$

$$V = 885 + 324 + 121$$

$$\underline{V = 1330 \text{ m}^3}$$

En el sistema de abastecimiento de agua potable para la ciudad de Pimentel que se está proyectando, están comprendidos, como prematura pero necesariamente se ha expresado en párrafos anteriores, un reservorio elevado y otro apoyado, que en forma conjunta tendrán la capacidad suficiente para admitir el volumen total de almacenamiento que la población requiere para satisfacer eficientemente sus necesidades.

Se mostrará ahora el procedimiento seguido, para fijar la capacidad de cada uno de los reservorios mencionados, que justifica la elección de la alternativa que arroja un volumen total de almacenamiento de 1330 m³.

Por lo pronto, el reservorio elevado deberá tener una capacidad tal, que asegure el abastecimiento durante las horas en las que no se efectúa el bombeo, considerando además, como medida de seguridad, el volumen destinado para extinguir incendios por si algún siniestro se produce en aquel lapso. Para aclarar el procedimiento, se tomará como ejemplo la alternativa elegida, en cuyo caso, la capacidad del reservorio elevado proviene de la suma de las capacidades necesarias para almacenar los siguientes volúmenes:

- a) Volumen acumulado para satisfacer el consumo en el período de 0 a 3 horas.- Del gráfico correspondiente al diagrama masa se puede observar que el volumen acumulado a las 3 ho-

ras es 0.47 Q; luego:

$$V_{\text{acumulado}} = 0.47 \times 514.8 = 241 \text{ m}^3$$

b) Volumen de incendio.- Dicho volumen ha sido ya determinado con anterioridad y es igual a:

$$V_{\text{incendio}} = 324 \text{ m}^3$$

por consiguiente, el volumen del reservorio elevado será:

$$V_{\text{r.e}} = 241 + 324 = 565 \text{ m}^3$$

$$\underline{V_{\text{r.e}} = 565 \text{ m}^3}$$

De manera similar se han hallado las capacidades correspondientes a las demás alternativas, cuyos valores se encuentran consignados en el cuadro N° 12.

La determinación de la capacidad del reservorio apoyado (cisterna) se ha llevado a cabo después de un estudio de la variación del coeficiente del gasto, en relación al número de horas de bombeo y considerando la capacidad que necesita tener el reservorio elevado en las diferentes alternativas. El cuadro que viene a continuación expone los resultados obtenidos del estudio mencionado.

Cuadro N° 12

A	N°	L.T.B.	C.Q.	V.T.A.	C.R.E	C.C - I	C.C - II
(1)	24	(0-24)	2.65	1855m ³	325m ³	<u>1530 m³</u>	
(2)	22	(2-24)	2.10	1550m ³	505m ³	<u>1045 m³</u>	515 m ³
(3)	21	(3-24)	1.72	1330m ³	565m ³	765 m ³	<u>775 m³</u>
(4)	20	(2-22)	1.50	1205m ³	710m ³	495 m ³	<u>1030 m³</u>
(5)	19	(4-23)	1.05	950m ³	760m ³	190 m ³	<u>1290 m³</u>

La nomenclatura de este cuadro es la siguiente:

A = Alternativas.

N° = Número de horas de bombeo.

L.T.B. = Lapso de trabajo de bombeo.

C.Q. = Coeficiente del gasto.

V.T.A. = Volumen total de almacenamiento.

C.R.E. = Capacidad del reservorio elevado.

C.C - I = Capacidad mínima que requiere la cisterna para acumular la diferencia del volumen total de almacenamiento y el volumen que debe reunir el reservorio elevado.

C.C-II = Capacidad mínima que requiere la cisterna para poder acumular totalmente, el agua proveniente de Chiclayo, durante las horas que la bomba no trabaja.

Indudablemente, después de observar el cuadro que se acaba de presentar, no queda más que escoger para cada alternativa la mayor de las capacidades mínimas que arrojan las columnas C.C - I y C.C - II. Se eliminarán de antemano las alternativas: (1), (4) y (5); la primera, por ser una solución que no permite reposo a la maquinaria de bombeo y por arrojar, además, para la cisterna una capacidad excesivamente grande; las dos restantes, por presentar a las claras volúmenes parciales muchos mayores que los arrojados por la alternativa (3).

Habría que dilucidar, entonces, cuál de las alternativas (2) y (3) es la más conveniente, para cuyo objeto resulta ya imprescindible la intervención del costo. Luego se determinará la relación (x) de costos por metro cúbico de capacidad que existe entre el reservorio elevado y la cisterna, que representará el valor límite, pasado el cual se inclinará la balanza hacia la alternativa que deberá escogerse.

Para que económicamente las dos alternativas en mención proporcione los mismos resultados, debe de cumplirse la

siguiente expresión:

$$565x + 775 = 505x + 1040$$

y por consiguiente: $x = 4.5$

Como se ha estimado que dicha relación de costos no alcanza en la realidad el valor de 4.5 , la balanza se ha inclinado definitivamente hacia la alternativa que arroja 565 m³ para el reservorio elevado y 775 m³ para el apoyado.

Por lo que recientemente se ha expuesto, se ha obtenido como conclusión, que las capacidades de los reservorios mencionados son las siguientes:

Reservorio elevado = 565 m³

Reservorio apoyado = 775 m³

CAPITULO V

FUENTES DE ABASTECIMIENTO

En este capítulo se determinará la fuente de abastecimiento más conveniente para el eficaz suministro de agua de la ciudad de Pimentel, en las mejores condiciones económicas, sanitarias e hidráulicas. Para tal objeto, será necesario efectuar un análisis de las soluciones que se podrían adoptar y posteriormente, designar la que deba ser la definitiva, justificando desde luego, la elección.

Para facilitar este estudio, será provechoso partir de la clasificación de las fuentes de abastecimiento; así, dichas fuentes pueden disponerse en los tres grupos siguientes:

1.- Aguas de lluvia.

2.- Aguas superficiales:

a) Aguas de ríos.

b) Aguas de lagos naturales.

3.- Aguas subterráneas:

a) Captada de manantiales.

b) Captada de pozos de poca profundidad.

c) Captada de pozos profundos y artesianos.

d) Captada de galerías filtrantes horizontales.

1.- Aguas de lluvia.- Como ya se ha manifestado en el Capítulo I, la zona de Pimentel se caracteriza por la ausencia casi total de lluvias; por consiguiente, es muy difícil, si no imposible, adoptar una solución por captación de agua pluvial.

En general, es muy poco recomendable proyectar el a-

bastecimiento de agua para una población, empleando las aguas de lluvia, porque esto implica la construcción de grandes reservorios de almacenamiento, elevando considerablemente el costo de la obra; además, no es garantizable la seguridad de una producción suficiente.

2.- Aguas superficiales.-

- a) Aguas de río.- La inexistencia de río en la zona de Pimentel descarta la posibilidad de adoptar una solución por la que se capte agua de fuentes de esa naturaleza.
- b) Aguas de lagos naturales.- Se puede decir que Pimentel carece de fuentes de abastecimiento de este tipo, capaces de solucionar el problema que le agobia. La laguna de "Santa Rosa", distante más de cinco kilómetros de la ciudad de Pimentel, se utiliza, insuficientemente, en el suministro de agua de las zonas agrícolas circundantes. La dificultosa posibilidad de potabilizar sus aguas, como la inseguridad de una producción perenne y suficiente, constituyen motivos contundentes para excluir, de hecho, el planteamiento de una solución por captación de dichas aguas.

3.- Aguas subterráneas.-

- a) Captada de manantiales.- Se eliminará también la probabilidad de este tipo de captación, en razón de la carencia absoluta, en la zona de Pimentel, de afloramientos de agua.

No será necesario ocuparse particularmente de las restantes fuentes de captación, de la clasificación correspondien-

te a esta parte, puesto que lo que se expone a continuación proporciona un concepto amplio de las posibilidades que existen en la zona de Pimentel, de obtener aguas subterráneas.

Antes de proseguir, cabe manifestar, que los juicios y apreciaciones de carácter geológico, que sobre aguas subterráneas se van a emitir, han sido aprovechados del informe sobre el abastecimiento de agua potable de Pimentel, que el destacado Geólogo Consultor, Dr. Georg Petersen ha elaborado, por encargo de la Sub-Dirección de Obras Sanitarias del Ministerio de Fomento y Obras Públicas.

La Empresa del FF.CC. y Muelle de Pimentel mandó perforar, en 1914, un pozo tubular que dá bastante luz, sobre el agua subterránea en las inmediaciones de Pimentel. Al respecto, el Dr. Petersen obtuvo los siguientes datos, que, de su informe, se reproducen a continuación:

Con el propósito de dotar permanentemente de agua a la compañía para los usos de su servicio de explotación cuanto a la población de Pimentel y establecer además el servicio de aguada para las embarcaciones que fondean en la bahía, se principió a perforar un pozo en el Kilómetro 1.360, el 24 de febrero de 1914, empleándose tubería de 6 y 8 pulgadas de diámetro y alcanzándose una profundidad de 574 piés, o sea 175 metros. Desgraciadamente, un accidente inutilizó los trabajos que se llevaban a cabo, lo cual no pudo evitarse por la carencia absoluta de material apropiado para salvar la obra.

Como puede apreciarse por el croquis adjunto, el agua surgente a diversas profundidades, acusa ser im potable, por

tener en disolución y en último término, un asiento en el que el silicato de hidrato de magnesia, aún cuando en pequeña proporción, contribuye a hacerla inaprovechable por ahora; pero la conformación del terreno, en el que se nota continuidad de estratos monoclinales y alternancia de materiales permeables e impermeables, como las arenas puras finas, conglomerados, calizas y arcillas, permiten afirmar la posibilidad de encontrar agua artesiana, profundizando unos cien metros más o menos."

El Dr. Petersen no pudo encontrar en el archivo de la empresa citada el croquis del pozo al que se refiere en las notas transcritas.

Según el mencionado geólogo, el resultado del pozo de Pimentel de 175 metros de profundidad, es negativo y el pronóstico del mismo informe, de encontrar agua potable, profundizando el pozo unos 100 metros más, carece de fundamentos geológicos, por lo que aconseja no proceder a la perforación de otro pozo en las inmediaciones de Pimentel.

Expresa así mismo, el Dr. Petersen, que la zona desfavorable para pozos se extiende hasta las cercanías de Chiclayo, como evidencia el pozo experimental situado a una distancia de 2 kilómetros al sur de Chiclayo, de 100 metros de profundidad, en el que se ha encontrado agua en cinco niveles diferentes, a saber: de 25 a 28 m; de 64.30 a 65.30 m; de 68 a 69 m; de 76.50 a 77.50; y de 95.50 a 97.50 m. El rendimiento de la napa acuífera mejor, es solamente de 16.4 l/s. Además, en el agua de dicho pozo se presenta un elevado porcentaje de sulfatos y cloruros de sodio que la impotabiliza.

En conclusión, por lo expuesto anteriormente, no es

aconsejable adoptar una solución mediante agua captada de pozos, y en general, para resolver el caso, es conveniente prescindir de las aguas subterráneas como fuente de abastecimiento aprovechable.

Habiéndose procedido, en buena cuenta, a una eliminación de incógnitas, no queda más que considerar que la captación de agua de alguna matriz de la red de distribución de la ciudad de Chiclayo, constituye la fuente propicia para el abastecimiento de Pimentel, en las mejores condiciones económicas, sanitarias e hidráulicas.

Conforme se vaya avanzando este proyecto, se planteará la ubicación más conveniente de las estructuras que sean necesarias, para proceder luego, a los cálculos respectivos.

Sistemas de abastecimiento a confrontarse.- Se ha expresado ya, que el único medio para dotar suficientemente de agua potable a la ciudad de Pimentel, resulta por captación de alguna matriz de la red de distribución de la ciudad de Chiclayo; no obstante, el camino para lograr tal abastecimiento, presenta varias alternativas, en función de la altura, clase y ubicación de las estructuras que deban de emplearse, como también, de la topografía del lugar.

Las soluciones que pasan a confrontarse son las siguientes:

- (A) Captación en la red de Chiclayo - conducción por presión - tubería de unos 12 Km. de largo - reservorio elevado al final de la población.- En este sistema, que es propiamente de equilibrio, el líquido, antes de ingresar al reservorio, satisface las exigencias que se pro

ducen en la red en ciertos momentos en los que el consumo no es el máximo; el excedente se almacena en el reservorio para complementar el suministro cuando la red lo requiera. Cabe mencionarse, también, que el agua ingresa a la red en forma continua durante las 24 horas del día, para cuyo caso el diagrama masa arroja un coeficiente del gasto de 2.65 Q, que agregado al volumen para incendios, e incluyen el de reserva, proporcionan un volumen total de almacenamiento de 1855 m³. Se necesitaría, además, una tubería de gran diámetro para la línea de conducción, que permitiera disminuir notablemente la pérdida de carga que experimenta el agua en su recorrido, para que al llegar a la red tenga dicho líquido una presión suficientemente capaz de subirlo al reservorio, el que tendría una altura tal, que pudiera lograr un suministro eficiente, cuando menos con la presión mínima aceptable, a las zonas más altas de la población.

- (B) Captación en la red de Chiclayo - conducción por presión - tubería de unos 12 Km. de largo - reservorio elevado y cisterna en los comienzos de la población.- Mediante esta solución que será la adoptada, se establece un sistema combinado de un reservorio elevado de 565 m³ de capacidad y otro apoyado, semi-enterrado, de 775 m³ de capacidad, cercano al anterior. En dicho sistema, el agua proveniente de Chiclayo es depositada continuamente en la cisterna, de donde se bombea a la red de distribución durante 21 horas, (desde las 3 hasta las 24 horas) el gasto correspondiente al Máximo Consumo Diario; en los momentos de consumo menor que el gasto men

cionado, la diferencia es almacenada en el reservorio elevado, el que utilizado conjuntamente con el apoyado, abastece a la población en los instantes de máximo consumo. Durante las tres horas de paralización de la maquinaria de bombeo, existirá en el reservorio elevado la cantidad suficiente de agua para suministrar, a través de ese tiempo, el gasto requerido por la red.

Cabe expresar, que la construcción del reservorio elevado cerca de la cisterna, facilita el empleo simultáneo de ambas estructuras, de maquinaria, herramientas y elementos de trabajo, que trae consigo un considerable ahorro de tiempo y por ende, en la mano de obra, que, como se sabe, representa del costo total de la obra, un alto porcentaje.

Por las razones anteriormente expuestas, se ha descartado la posibilidad de ubicar el reservorio elevado, en la zona denominada "Alto Perú".

En el sistema (B), referido recientemente, cabría considerar como variante, un diseño que permitiera el libre ingreso del agua, de la tubería de conducción a la red de distribución, o al reservorio elevado en los momentos de mínimo consumo. Tal variante sería de utilidad durante los tres primeros quinquenios de servicio, en los cuales, el gasto requerido produce tan pequeña pérdida de carga que el líquido logra la altura que precisa la red o el tanque elevado para su eficiente funcionamiento.

El diseño al cual se ha hecho mención, se muestra en forma detallada en el plano correspondiente.

Solución definitiva.- Se ha escogido, definitivamente la solución en la cual se ha de utilizar un sistema combinado de reservorio elevado y reservorio

apoyado ubicados en los comienzos de la población.

Será, entonces, la solución (B), con la variante del tipo "by-pass", la que deba desarrollarse en lo sucesivo.

CAPITULO VI

SISTEMA DE DISTRIBUCION

El sistema de distribución que se está proyectando para la ciudad de Pimentel, se halla constituido por:

- La red de distribución propiamente dicha, que consta de un conjunto de tuberías, conexiones, válvulas, aparatos de control, grifos contra incendios, etc., cuyo objeto es distribuir el agua en forma permanente.
- Un reservorio elevado de 565 m³ de capacidad cuyas funciones ya se conocen; el diseño pertinente se efectuará a continuación de el de la red de distribución, cuando se precise la altura del reservorio, por razones de presiones mínimas en la población.
- Un reservorio semienterrado de 775 m³ de capacidad, vecino al anterior, y cuyas funciones, ya también son conocidas.

Cálculo de la red de distribución.- El porcentaje elevado en el costo total de toda obra de abastecimiento de agua potable, que arroja la red de distribución, es poderosa razón para que se preste singular atención a su diseño, para que, cumpliendo con las condiciones de buen funcionamiento, como son: presiones mínimas y capacidad para cubrir las necesidades de consumo máximo probable, resulte, a la vez, económica.

Se ha elegido en este proyecto, para la red de agua de Pimentel, el sistema de circuitos cerrados, conceptuando que es justificable por las consideraciones que a continuación se exponen:

- a) El abastecimiento de agua a la población es continuo; el servicio no se paraliza por averías en un determinado tramo. En el sistema arterial, dicho accidente priva del consumo de agua a los sectores que se encuentran aguas abajo del punto obstruido.
- b) Menores pérdidas de carga y menores diámetros en el sistema, ya que cada tramo puede ser alimentado por ambos extremos.
- c) Buena circulación, que elimina el peligro de contaminación.
- d) Asegura un mejor funcionamiento de los grifos contra incendios, ya que cuando se produce un siniestro, se cierran las válvulas que se estime conveniente en determinados tramos, para conducir el agua al lugar donde se le necesite.
- e) Ausencia de puntos ciegos, por el emparrillado de tuberías con el que la ciudad es cubierta.
- f) La poca pendiente topográfica de la ciudad, hace favorable el empleo del sistema de circuitos cerrados.

Elección de los diámetros.- El cálculo de la red de distribución tiene como finalidad primordial inmediata, la determinación de los diámetros óptimos, de tal manera que pueda lograrse el gasto máximo que se pretenda, sin que por ello se haga necesario el uso de tuberías de capacidad exagerada, que pudieran dar lugar a un aumento injustificado en el costo de la red.

Hay ciertas consideraciones que forman parte del proceso preparatorio en el diseño de la red, que se ha creído propicio señalarlas; tales son:

a) Esquema de la red.- En él se trata de determinar la posible ubicación de los circuitos principales, indicando, además, el punto de entrada de la red.

El sistema de distribución, en cuanto a la red misma se refiere, consta de cuatro circuitos, cuyos tramos tienen una longitud promedio de 345 m., fluctuando entre 204 m. y 570 m.; dichos circuitos se muestran en los gráficos N° 4 y N° 5, correspondiendo:

- el I y II, de los cuales se desprenden los ramales EE', FF' y GG', a las zonas actualmente pobladas.
- el III y IV, a las zonas de futura expansión urbana.

Se ha adoptado tal distribución, como consecuencia del estudio que en el capítulo III se hiciera, del desarrollo urbano de la ciudad de Pimentel.

b) Áreas servidas.- La repartición de las áreas se efectuará de la misma forma en que se reparten las cargas en una estructura de construcción; de tal manera, cada tramo de la red primaria atiende el gasto del área cercana a su trazo. A dichas áreas se les denomina "áreas servidas" y su determinación se hace por medio de diagonales u otros trazos adecuados, que partiendo de los nudos, logren definir las respectivas zonas de influencia.

c) Cálculo del consumo por tramo o zona.- Una vez determinada el área de influencia de cada tramo, se halla la población respectiva haciendo uso de las diferentes densidades asumidas para las distintas zonas de la ciudad; al multiplicar la cantidad de pobladores de cada tramo, por el factor de gasto, se obtendrá el consumo, también por tramo.

El factor de gasto es el valor que resulta de dividir el gasto total para la localidad, entre el número total de habitantes que hacen uso del servicio. Para los efectos del cálculo de la red, se ha considerado como gasto máximo de entrada, el que corresponde al Máximo Consumo Horario.

$$Q_{\text{máx.}} = 121.5 \text{ ls/seg.} \quad P = 19000 \text{ hab.}$$

luego, el factor de gasto será:

$$K = 121.5/19000$$

d) Ubicación del consumo en cada tramo.- Se considerará que el consumo se produce íntegramente, al final de cada tramo, teniendo en cuenta el sentido asumido en cada flujo; se ha designado como positivo, el flujo cuyo sentido es el que siguen las agujas del reloj, y como negativo, el contrario.

El cuadro N° 13 precisa los valores del resultado del cálculo de "áreas servidas".

Cuadro N° 13

Tramo	Longitud en ms.	Densidad promedio	Area servida en hectáreas	Población servida	Gasto en ls/seg.
EF	288	I - 240	6.060	1455	10.0
		II - 230	0.468	108	
OE	304	I - 240	1.904	457	5.8
		IV - 170	2.628	447	
OG	324	I - 240	4.076	978	6.2
FG	274	I - 240	2.920	701	8.6
		III- 190	3.394	644	
GH	208	I - 240	2.200	527	4.8
		III- 190	1.136	216	
		IV - 170	0.036	6	
HA	204	I - 240	0.108	26	
		IV - 170	4.084	694	
OA	252	I - 240	0.580	139	
		IV - 170	3.436	584	

Tramo	Longitud en ms.	Densidad promedio	Area servida en hectáreas	Población servida	Gasto en ls/seg.
AB	560	IV -170	11.548	1963	12.6
BC	207	IV - 170	8.828	1500	9.6
CD	292	IV - 170	9.872	1678	10.7
CO	476	IV -170	5.364	912	5.8
DE	538	IV - 170 II - 230	10.504 0.706	1785 164	12.5
EE'	460.	II - 230	8.980	2006	13.2
FF'	570	III- 190 240	6.144 0.224	1167 54	7.8
GG'	210	III- 190 I - 240	3.672 0.128	1221 31	4.7
Totales:			99.000	19000	121.5

Material de la tubería a usarse.- Siendo el terreno de Pimentel esencialmente arenoso, con presencia de sales de sodio y magnesio, se ha creído conveniente utilizar, para la red de distribución, las tuberías de asbesto-cemento, dadas las características sobresalientes de dicho material, para adaptarse a terrenos de las condiciones mencionadas.

En efecto, la tubería de asbesto-cemento reúne requisitos ideales en cuanto al costo de instalación y mantenimiento ya que no sólo es eficiente en los primeros años de funcionamiento, sino durante el período de su vida útil.

A continuación se indican las ventajas que presentan las tuberías de asbesto-cemento:

- a) Alto coeficiente de flujo que resulta conveniente en velocidades elevadas.

- b) Libre de tuberculización, lo que hace mantener intactas las características originales de flujo.
- c) Es inmune a corrientes galvánicas por su composición, razón por la que no se produce deterioro en los tubos.
- d) Sumamente resistente a la corrosión.
- e) Su poco peso y fácil manipuleo hacen más económica la instalación.
- f) Las uniones son flexibles, sencillas y rápidas de hacer.
- g) Se cortan fácilmente y pueden ser taladrados para sacar ramales de diámetro pequeño.
- h) Cada tubo que se fabrica, es probado a dos veces y media su presión de servicio antes de entregarse al cliente, lo que garantiza un buen rendimiento.
- i) Poco costo, por ser ya de industria nacional.
- j) Seguridad que ofrece; esto es, dificultad a las fugas de agua y también a la entrada de elementos extraños que podrían contaminarla.
- k) Disponibilidad de diámetros; en las tuberías de asbesto-cemento (Eternit) fabricadas en el país, los diámetros varían de $1\frac{1}{2}$ " a 12".

Empleo del Método de Cross.- El diseño de la red se ha llevado a efecto mediante el sistema Cross con el valioso concurso de un nomograma ideado por T.O'Connor, convertido al sistema métrico decimal por el Ing^o Eduardo Rivero D. El nomograma en mención está confeccionado para trabajar con el coeficiente de gasto $C = 100$ para tuberías de 8" de diámetro. Consta de cuatro líneas verticales que representan, de izquierda a derecha: el gasto (Q), la pérdida de carga (H), el

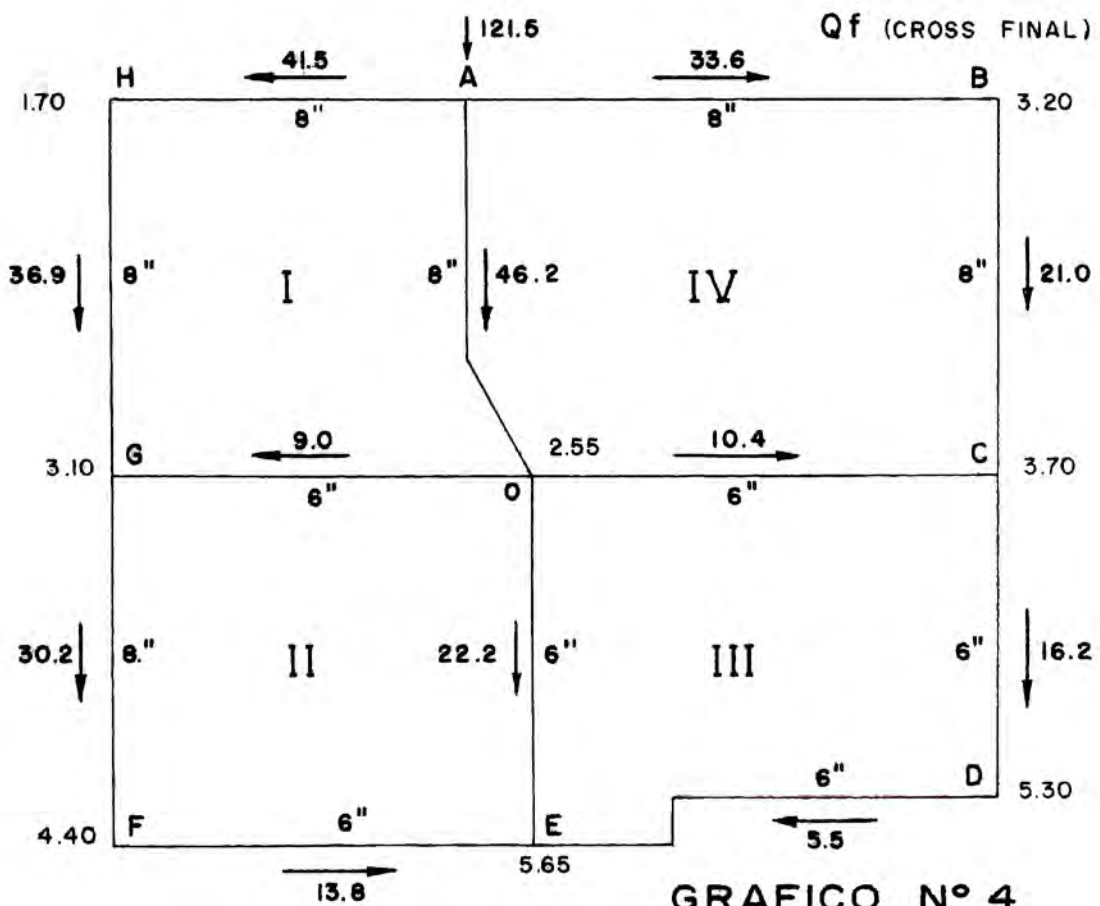
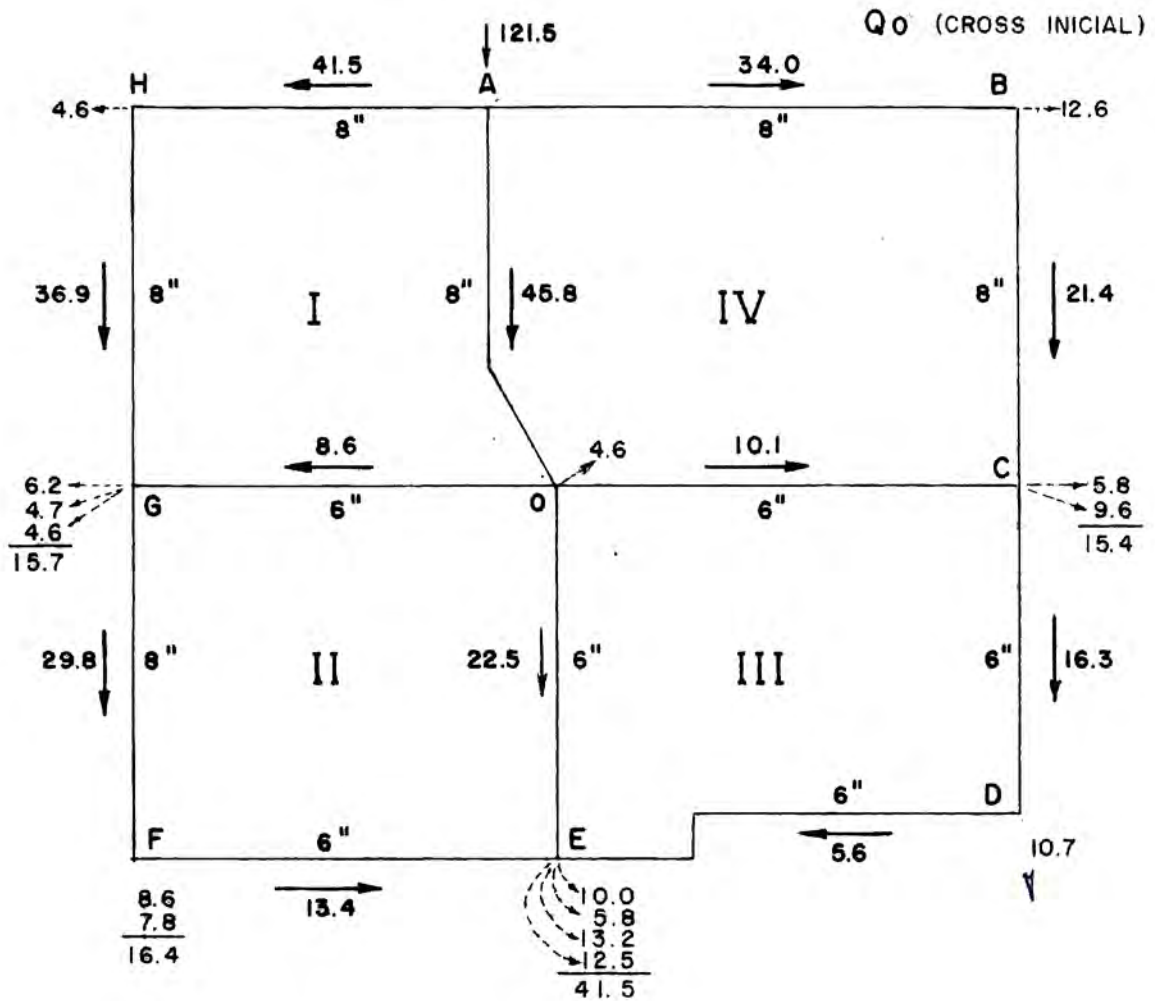


GRAFICO N° 4

valor de $1.85 H/Q$ (de la fórmula del Cross) y la longitud equivalente (L_e); uniendo los valores conocidos del gasto y longitud equivalente por una línea recta, se obtiene en las líneas correspondientes, los valores respectivos de H y de $1.85 H/Q$.

Cuando se usan tuberías de diferentes diámetros y coeficientes de flujo, que los señalados anteriormente, la longitud real de estas debe ser multiplicada por unas constantes que aparecen en el mismo nomograma, teniendo como resultado la longitud equivalente ya mencionada. Las constantes que se han necesitado para el diseño de la red matriz del presente proyecto, son las siguientes:

$$C = 130 \dots\dots\dots K_2 = 0.62$$

$$d = 6" \dots\dots\dots K_3 = 4.06$$

$$d = 8" \dots\dots\dots K_3 = 1.00$$

Si la longitud equivalente obtenida se sale del gráfico, esta se divide o multiplica por una potencia de 10, quedando los valores de H y de $1.85 H/Q$, divididos o multiplicados por la misma potencia de 10, (la pérdida de carga es función de la primera potencia de la longitud) mientras que si el gasto es el que se sale del gráfico, hay que multiplicarlo o dividirlo por una potencia de $10^{1.85}$ que es igual a 70.8, quedando, por lo tanto, los valores de H y $1.85 H/Q$, multiplicados o divididos por ese mismo 70.8

El Cross final es el resultado de varios tanteos preliminares.

El cuadro que viene a continuación, expone todos los datos referentes a los tramos de la red primaria, tales como: el gasto que conducen, su longitud, su diámetro, la pérdida de

HARDY CROSS HIDRAULICO

GRAFICO N° 5

	RAMAL	L	D	C	K ₃	K ₂	K ₂ K ₃ L	SIG NO	Q ₀	h ₀	1.85 $\frac{h_0}{Q_0}$	Δ_0	Q ₁	h ₁	1.85 $\frac{h_1}{Q_1}$	Δ_1	Q _f	h _f	1.85 $\frac{h_f}{Q_f}$	V
CIRCUITO N° 4	A B	560	8"	130	1.	0.62	347	+	34.0	3.30	0.18	-0.4	33.6	3.20	0.17	0.0	33.6	3.20	0.17	1.00
	B C	207	8"	"	1	"	128	+	21.4	0.50	0.04	-0.4	21.0	0.50	0.04	0.0	21.0	0.50	0.04	0.70
	C O	456	6"	"	4.06	"	1150	-	10.1	1.10	0.21	-0.4+0.0	10.5	1.15	0.22	0.0+0.1	10.4	1.15	0.22	0.60
	O A	252	8"	"	1	"	156	-	45.8	2.50	0.10	-0.4-0.1	46.3	2.55	0.10	0.0+0.1	46.2	2.55	0.10	1.40
									+	0.20	0.53			0.00	0.53			0.00	0.53	

$$\Delta = -0.4$$

$$\Delta = 0$$

$$\Delta = 0$$

CIRCUITO N° 3	C D	292	6"	130	4.06	0.62	735	+	16.3	1.65	0.19	0.0	16.3	1.65	0.19	-0.1	16.2	1.60	0.18	0.80
	D E	538	6"	"	4.06	"	1355	+	5.6	0.40	0.15	0.0	5.6	0.40	0.15	-0.1	5.5	0.40	0.15	0.30
	E O	304	6"	"	4.06	"	765	-	22.5	3.15	0.25	0.0+0.4	22.1	3.10	0.25	-0.1+0.0	22.2	3.10	0.25	1.20
	O.C	456	6"	"	4.06	"	1150	+	10.1	1.10	0.21	0.0+0.4	10.5	1.15	0.22	-0.1+0.0	10.4	1.10	0.22	0.60
										0.00	0.80		+	0.10	0.81			0.00	0.80	

$$\Delta = 0$$

$$\Delta = -0.1$$

$$\Delta = 0$$

CIRCUITO N° 2	E F	288	6"	130	4.06	0.62	725	-	13.4	1.15	0.15	-0.4	13.8	1.20	0.16	0.0	13.8	1.20	0.16	0.75
	F G	274	8"	"	1	"	170	-	29.8	1.20	0.08	-0.4	30.2	1.30	0.08	0.0	30.2	1.30	0.08	0.90
	G O	324	6"	"	4.06	"	815	-	8.6	0.55	0.12	-0.4+0.1	9.1	0.60	0.13	0.0+0.1	9.0	0.60	0.13	0.50
	O E	304	6"	"	4.06	"	765	+	22.5	3.15	0.25	-0.4+0.0	22.1	3.10	0.25	0.0+0.1	22.2	3.10	0.25	1.20
									+	0.25	0.60			0.00	0.62			0.00	0.62	

$$\Delta = -0.4$$

$$\Delta = 0$$

CIRCUITO N° 1	G H	208	8"	130	1'	0.62	129	-	36.9	1.40	0.07	0.1	36.8	1.40	0.07	-0.1	36.9	1.40	0.07	1.10	
	H A	204	8"	"	1	"	126	-	41.5	1.70	0.08	0.1	41.4	1.70	0.08	-0.1	41.5	1.70	0.08	1.20	
	A O	252	8"	"	1	"	156	+	45.8	2.50	0.10	0.1+0.4	46.3	2.55	0.10	-0.1+0.0	46.2	2.55	0.10	1.40	
	O G	324	6"	"	4.06	"	815	+	8.6	0.55	0.12	0.1+0.4	9.1	0.60	0.12	-0.1+0.0	9.0	0.60	0.12	0.50	
										0.05	0.37		+	0.05	0.37			+	0.05	0.37	

$$\Delta = +0.1$$

$$\Delta = -0.1$$

$$\Delta = -0.1$$

carga y la velocidad de flujo.

Cuadro N° 14

Tramo	Gasto en ls/seg	Longitud en ms.	Diámetro en pulg.	Pér.de carga en ms.	Veloc.de flu jo en m/seg.
AB	33.6	560	8"	3.20	1.00
BC	21.0	207	8"	0.50	0.70
CO	10.4	456	6"	1.15	0.60
OA	46.2	252	8"	2.55	1.40
CD	16.2	292	6"	1.60	0.80
DE	5.5	538	6"	0.40	0.30
EO	22.2	304	6"	3.10	1.20
EF	13.8	288	6"	1.20	0.75
FG	30.2	274	8"	1.30	0.90
GO	9.0	324	6"	0.60	0.50
GH	36.9	208	8"	1.40	1.10
HA	45.1	204	8"	1.70	1.20

Se ha creído conveniente efectuar el chequeo de las presiones, cuando se trate sobre la altura del reservorio elevado, oportunidad en la que se tratará también, de la presión mínima y su respectivo cálculo.

En el Plano N° 4, se muestra en detalle los circuitos del proyecto de construcción inmediato, (circuitos I y II) además, se anota en él, el metrado de tuberías y accesorios.

Las normas establecidas por la Sección Estudios del Dpto. de Planeamiento, de la Dirección de Obras Sanitarias, recomiendan ciertos porcentajes mínimos de longitud de tuberías, para cada diámetro, con respecto a la longitud total de la red. Cabe aclarar que dichas normas sólo son aplicables al caso particular de Lima, pero se han tomado en consideración en este proyecto, simplemente, como pautas comparativas.

En el cuadro siguiente, se consigna el metrado de las tuberías de los circuitos I y II, el porcentaje de cada metrado parcial, representa de la longitud total de tuberías, así como el porcentaje recomendado por las normas.

Cuadro N° 15

Diámetro en pulg.	Longitud en ms.	Porcentaje real	Porcentaje recomendado
10	522	5.4	8.2
	1060	10.9	12.3
	1582	16.3	17.0
4	6515	67.4	58.2
<u>Total:</u>	9679	100.0	100.0

De las tuberías.- La Sub-Dirección de Obras Sanitarias ha estimado conveniente exigir, en lo que a tuberías concierne, se respeten las normas y se efectúen las pruebas que a continuación se indican:

- Las tuberías se colocarán a una profundidad mínima de 1.20 metros por debajo del nivel de la rasante de la calle.
- La mínima distancia horizontal, de las tuberías a un colector será de 2.50 metros, debiendo estar siempre la tubería de agua por encima del colector. De esta manera se evitan las infiltraciones de aguas residuales peligrosas y se facilitan las reparaciones en caso de averías.
- Las tuberías se colocarán, por lo menos, a 1.50 metros del sarinel.
- La mínima distancia de las tuberías a los cables eléctricos será de 1 metro.

Las tuberías deben ser bajadas a la zanja luego de comprobar la ausencia de grietas y defectos.

- La tubería será colocada, en lo posible, con la campana en el sentido del avance del trabajo.

Además, deberá tenerse presente las especificaciones del fabricante, que dicen:

" el tubo de Eternit se fabrica usando cemento nacional tipo Portland y fibras de asbesto importadas de la más alta calidad, que mezclados entre si en la forma adecuada producen una mezcla homogénea y sumamente resistente. Es interesante hacer notar que la resistencia unitaria a la tracción de la fibra de asbesto es de 26,000 kgs/cm²."

"La masa de asbesto-cemento es distribuida por medio de un dispositivo especial sobre un mandril liso que trabaja en vacío para formar el tubo. Una calandria de alta presión hidráulica que desarrolla una presión de 70.0 kgs/cm² le da la resistencia y el acabado liso al tubo. Una vez terminado el tubo, tiene un diámetro interno exacto y constante en toda su longitud con tolerancia mínima."

"Transcurridas 6 horas de haber sido elaborado el tubo, cuando ha adquirido su fragüe inicial, se le coloca bajo riego constante de agua, hasta que adquiera su resistencia total. Al terminar el fragüe, cada tubo es cortado al largo exacto y luego probado en una prensa hidráulica a dos veces y media su presión de servicio."

"Mientras se encuentra bajo presión, se le inspecciona cuidadosamente para certificar que el tubo que se despacha está en perfectas condiciones."

En el laboratorio, el personal de ingenieros y técnicos, constantemente efectúan ensayos sobre la calidad de materia prima, así como la del producto terminado para asegurar al cliente un material de toda garantía."

"Al distribuir la tubería a lo largo de la zanja, debe tenerse presente los siguientes puntos:

- 1) Al descargar la tubería, se le debe alinear lo más cerca posible de la zanja para evitar exceso de manipuleo.
- 2) Si la zanja está abierta, es aconsejable tender la tubería al lado opuesto de la tierra excavada para hacerla rodar fácilmente al filo de la zanja.
- 3) Colóquese convenientemente protegida del tránsito de los animales y vehículos. También debe cuidársele de los posibles golpes de piedra por efectos de la excavación.

vación."

"En muchos casos se encontrarán una a dos curvas suaves. Estas curvas en muchas oportunidades se pueden hacer sin utilizar conexiones, desde que la unión con anillo de jebe permite que la tubería se desvíe después de efectuada la unión. La desviación máxima recomendada es de 6 grados.

La desviación se obtiene fácilmente desplazando el extremo libre del tubo, después de haber sido unido el tubo al otro extremo. (La zanja se hace un poco más ancha en la parte superior externa para alinear el tubo al ejecutar la unión).

Si el desplazamiento necesario es excesivo para usar el largo máximo del tubo empleado, se puede utilizar en estos casos tubos de menor longitud y obtener así la curva cerrada que se desee". (En el gráfico N° 6)

"Es de gran importancia que los tubos descansen sobre toda su longitud y sobre una cama uniforme y continua. Esto se obtiene fácilmente con las siguientes reglas:

- a) Las uniones nunca deben dejarse descansar sobre un fondo sólido.
- b) Hay que cuidar de que al tubo se le dé un apoyo uniforme en toda su longitud."

De las pruebas.- Las normas recomiendan las siguientes pruebas:

- Cada tramo comprendido entre dos válvulas será sometido a una presión hidrostática de 10 atmósferas, durante 30 minutos. La tubería no deberá perder más de la cantidad estipulada por la fórmula:

$$F = \frac{N}{410} \times D \sqrt{P}$$

donde:

P = Presión de prueba, en metros.

D = Diámetro en pulgadas.

N = Número de juntas.

F = Filtración en litros por hora.

Cabe expresar, que se especifica el uso de tuberías asbesto-cemento únicamente de la clase 105.

De las zanjas.- Las principales especificaciones son:

- El material de relleno, libre de piedras grandes, se depositará en ambos costados de la tubería a una elevación de por lo menos 15 cm. sobre la parte superior del tubo
- El material se colocará en una capa de 10 cm. en el fondo de la zanja y apisonando fuertemente abajo del tubo hasta que no queden huecos o vacíos; así, el tubo estará bien apoyado en toda su longitud.

Para cubrir el tubo, se cuidará de usar material libre de piedras, por lo menos en los 30 cm. por encima de la parte superior del tubo. El relleno restante podrá hacerse a pala o por medios mecánicos con material de excavación. Nunca se usarán piedras mayores de 20 cm. en dicho relleno.

- Cuando sea necesario que la superficie del relleno sea asegurada para el tránsito, por lo menos los últimos 30 cm. del relleno serán de material fino bien humedecido y muy bien compactado en capas de 10 cm. de espesor, hasta llegar a la superficie requerida.

Además, el fabricante recomienda que en el fondo de la zanja se deje un claro para ubicar las uniones, de tal manera que estas tengan una separación mínima de 5 cm., del fondo.

- Cuando las condiciones de trabajo exijan que se usen pequeños blocks o tacos de madera, de soporte, al armar los tubos, se recomienda: para tubos de 2", 3", 4" y 6", tacos de 2"x... 4" x 10" y para tubos de 8" y 10" de diámetro, tacos de

2" x 6" x 12", pero sin olvidar retirarlos al efectuar el trabajo de relleno de la zanja.

- El ancho de la zanja en la parte superior del tubo, recomendado también por el fabricante, está indicado en el siguiente cuadro:

Cuadro N° 16

Diámetro del tubo	Ancho mínimo.	Ancho máximo.
3"- 4"	46 cm.	70 cm.
6"- 8"	50 cm.	80 cm.
10"	60 cm.	90 cm.

De los accesorios.- Los accesorios son elementos destinados a contribuir al buen funcionamiento de la red; entre ellos se pueden mencionar: válvulas, codos, cruces, tees, tapones, etc; cada uno de los cuales soluciona un caso particular; los codos, por ejemplo, hacen posible los cambios de dirección; las tees, empalman tres ramales de tuberías; las cruces, lo hacen en el caso de cuatro. El empalme de conductos de diferente diámetro es posible mediante el empleo de reductores; los tapones se utilizan para limitar ciertas tuberías que tendrán continuación posteriormente, como consecuencia del esperado aumento de población y la lógica expansión urbana.

En la tubería Eternit (asbesto-cemento) los accesorios son de fierro fundido, cuyas espigas y campanas son hechas para recibir las uniones con anillos de jebe. Cada vez que se intercale otra pieza cuya espiga o campana no tenga ese dispositivo, se hará necesario poner una pieza que se denomina transición, la que tendrá su espiga(o campana) para recibir tubería de

Eternit, y su campana(o espiga)para la pieza de fierro. En el Gráfico N^o 7 se ha dibujado esquemáticamente los accesorios usados.

De las válvulas.- La distribución de las válvulas se ha efectuado de acuerdo al siguiente criterio: aislar tramos de tuberías, de tal modo, que la longitud total que se retire del servicio, oscile alrededor de los 200 metros.

Respecto a las válvulas, las normas expresan lo siguiente:

- Las válvulas serán del tipo compuerta, de fierro fundido montadas en bronce, con guarniciones de este mismo material, para una presión mínima de 10 atmósferas.
- Las cajas de fierro fundido para las válvulas, serán asentadas y centradas a plomada con la nuez de operación de la válvula. La tapa de la caja, deberá coincidir con el acabado del pavimento.
- La tubería de drenaje de las válvulas de purga, no será colocada, bajo ninguna circunstancia, a un buzón de desagüe, ni a ningún depósito que tenga alguna posibilidad de succión dentro del sistema de distribución.

De los grifos contra incendios.- La distribución de los grifos de incendios se ha llevado a cabo según el juicio que sigue: cada grifo deberá cubrir un círculo de influencia de radio igual a 100 metros; en otras palabras, la distribución se hará en tresbolillo, de tal manera que tres grifos cercanos entre si que no estén en línea recta, se encuentren en los vértices de un triángulo cuyos lados oscilen alrededor de los 200 metros. De este modo, en cualquier punto

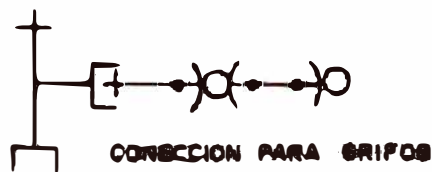
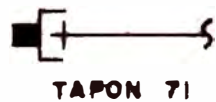
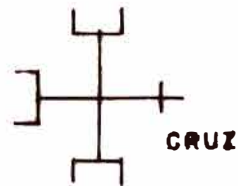
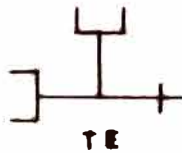
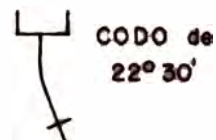
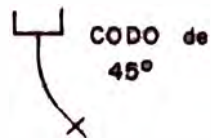
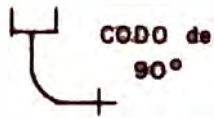
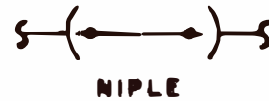
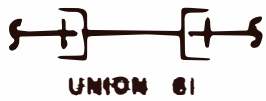
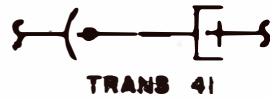
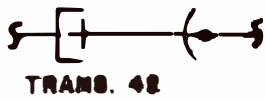
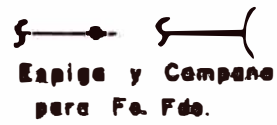


GRAFICO N° 7
ACCESORIOS PARA LA
TUBERIA DE ETERNIT

donde ocurra un siniestro, se contará con el concurso de dos grifos por lo menos, empleando mangueras de 200 metros.

Será conveniente colocar a cada grifo su válvula de 4", antes de la reducción a 2", para poder separarlo del servicio y sólo incorporarlo en caso de necesitarlo.

Referente a los grifos contra incendios, las normas especifican lo siguiente:

- Los grifos contra incendios serán de tipo hidrante(poste), de dos boquillas para conexiones de 2.5" y 4.5" para succión con motobomba, llevarán en su base un codo terminal de campana para conexión con tuberías de 4".
- Los grifos se ubicarán siempre, en las tuberías de mayor diámetro.
- Las boquillas de los grifos estarán, por lo menos, 30 cm. sobre el nivel de la vereda.
- La base de cada grifo será bien anclada en la zanja.

De las conexiones domiciliarias.- Se denomina conexión domiciliaria, al conjunto de obras externas de una determinada propiedad, comprendidas entre la tubería matriz y la línea de fachada; desde esta línea, hacia el interior de la propiedad, están comprendidas las obras de instalación interna.

La conexión domiciliaria está compuesta por las partes que a continuación se indican:

- Una llave de toma "Corporation", de bronce.
- Una caja de ladrillo con mortero 1:3, provista de la tapa de fundición, en donde se instalará la llave Corporation.
- Tubería de plomo, de diámetro no menor de ½".

- Un aparato controlador de gasto, con su tapa de fierro.

Del reservorio elevado.- En el Capítulo IV se ha determinado ya la capacidad del reservorio elevado, como también, la de la cisterna. Será de suma importancia, ahora, definir la altura que deberá tener el reservorio elevado, para que satisfaga las presiones que la red requiere.

Altura del reservorio elevado.- Para definir la altura del reservorio, será necesario precisar las siguientes condiciones:

- La presión mínima que se debe dar a la población.
- La máxima pérdida de carga que se produce en la red y en la línea de aducción.
- La ubicación del reservorio.

Determinación de la presión mínima.- La presión mínima resulta de tomar en consideración las siguientes fuentes de pérdidas de carga:

1) Actualmente, en la ciudad de Pimentel existen viviendas de dos pisos, y aunque éstas no constituyen la mayoría, habrá que suponer que en el futuro, en concordancia con el aumento de densidad y el progreso de sus moradores, sean las que predominen; en consecuencia, la carga necesaria en tal tipo de edificación es:

$$h_1 = 4.50 \text{ m.}$$

2) Aunque las manzanas de la ciudad de Pimentel no son, precisamente, de formas homogéneas, puede asumirse que constituyen rectángulos cuyas dimensiones aproximadamente son 100 x 50 metros; por ello, las conexiones domiciliarias, incluyendo la instalación interna, tendrán una longitud promedio de 30

metros. Como en estas conexiones es común una pérdida de carga de 25% de su longitud, debido a los diámetros pequeños y a la gran cantidad de accesorios que se usan, se tendrá:

$$h_2 = 0.25 \times 30 = 7.50 \text{ m.}$$

3) Cada aparato higiénico requiere una determinada presión para funcionar; así, por ejemplo: los bidets, water-closets, duchas, etc., necesitan una presión de 5 lb./pul.2

Considerando el uso de un solo aparato por vez, la carga necesaria será:

$$h_3 = 5 \text{ lb./pul.2} = 3.50 \text{ m.}$$

4) El uso de aparatos de control ó medidores, requiere de una carga que varía entre los 3 y 4 metros; admítase que:

$$h_4 = 4.00 \text{ m.}$$

5) Habrá que considerar, además, una pérdida de carga originada por las tuberías de relleno. Asumiendo una gradiente de dos por mil, con una longitud promedio de 250 metros, se tendrá una carga de:

$$h_5 = 0.002 \times 250 = 0.50 \text{ m.}$$

Luego, la suma de las cargas obtenidas dará como resultado la carga total mínima.

$$h_t = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5$$

$$h_t = 4.50 + 7.50 + 3.50 + 4.00 + 0.50 = 20.00 \text{ m.}$$

Por consiguiente, la presión mínima en cualquier punto de la red será:

$$\text{Presión mínima} = 20 \text{ metros de agua} = 28.50 \text{ lb./pul.2}$$

Presión para incendio.- Los equipos de incendio requieren presiones elevadas, alrededor de 75 libras por pulgada cuadrada, que por razones de economía no puede ser

suministrada por la red. En consecuencia, resulta recomendable el empleo de motobombas portátiles que hacen funcionar los grifos de incendio a presiones superiores a la mencionada.

Máxima pérdida de carga producida en la red.- Indudablemente,

las máximas pérdidas de carga se producen cuando se presenta el caso más desfavorable; tal aparece en circunstancias de máximo consumo, en los que no es el reservorio elevado el que desempeña la función más importante; es el equipo de bombeo el que domina la situación al arrojar el agua de la cisterna a la presión que la red requiere. El reservorio elevado cumple su misión principal durante el tiempo que la bomba no trabaja, satisfaciendo el pequeño consumo que se produce en las tres primeras horas de la madrugada; en dichos momentos, las pérdidas de carga en la red resultan ínfimas, motivo por el cual no se les ha considerado en la determinación del reservorio en referencia.

No obstante lo que se acaba de exponer, a continuación, con el auxilio de las máximas pérdidas de carga que arroja el Cross, se procederá a hacer la determinación de las cotas piezométricas de los diferentes nudos de la red matriz de distribución.

Asumiendo una cota piezométrica arbitraria en el nudo "A" (por donde entra el agua a la red) y observando los resultados del Cross, se ha llegado a definir que el punto de menor presión es el nudo "C". Considerando la conveniencia de que la presión en el nudo "C" sea la mínima, se requerirá en "A" la siguiente cota piezométrica:

$$C_{pA} = C_{pC} + h_{AC}$$

$$C_{pA} = C_{tC} + 20.00 + h_{AC}$$

$$C_{pA} = 6.00 + 20.00 + 3.70$$

$$C_{pA} = 29.70 \text{ m.}$$

Que será la cota piezométrica que se necesite en el nudo "A", para asegurar en la red, la presión mínima de 20.00 m. Dicha cota, se tendrá muy en cuenta, cuando se trate de la carga de succión de la bomba que impulsa el agua de la cisterna a la red.

Ubicación del reservorio elevado.- Se ha visto ya, en el capítulo

lo V, que tanto el reservorio elevado como la cisterna, se ubicarán en la entrada de la población. Aclarando este punto, dichos reservorios estarán si tuados en una zona que corresponde a la prolongación hacia el este del Jirón Bolognesi, en un nivel de 5 m. sobre el nivel del mar y casi al pie del punto "A" de entrada del agua a la red.

Se tiene ya precisadas las condiciones para la determinación de la altura del reservorio elevado; todas ellas serían aplicables satisfactoriamente, en el caso de que dicho reservorio desempeñara la función principal; mas como se ha expuesto en líneas anteriores, que aquél abastece a la red solamente durante tres horas de mínimo consumo, en las cuales las pérdidas de carga resultan ínfimas, se ha adoptado, prácticamente, una altura correspondiente a la presión mínima; en consecuencia, la altura del reservorio será:

$$H = 20.00 \text{ m.}$$

la que le dará una elevación de 25.00 m. sobre el nivel del mar

RAMAL	C O T A T E R R E N O		C O T A P I E Z O M E T R I C A		P R E S I O N E S	
	ENTRADA	SALIDA	ENTRADA	SALIDA	ENTRADA	SALIDA
A B	5.00	3.80	25.00	21.80	20.00	18.00
B C	3.80	6.00	21.80	21.30	18.00	15.30
C D	6.00	3.00	21.30	19.70	15.30	16.70
D E	3.00	1.00	19.70	19.35	16.70	18.35
A H	5.00	5.00	25.00	23.30	20.00	18.30
H G	5.00	3.00	23.30	21.90	18.30	18.90
G F	3.00	4.00	21.90	20.60	18.90	16.60
F E	4.00	1.00	20.60	19.35	16.60	18.35
A O	5.00	1.00	25.00	22.45	20.00	21.45
O E	1.00	1.00	22.45	19.35	21.45	18.35
O C	1.00	6.00	22.45	21.30	21.45	16.30
O G	1.00	3.00	22.45	21.90	21.45	18.90

- Diseño del reservorio elevado.- Se hará a base del diseño de los depósitos Intze con fondo tronco-cónico y techo en forma de cúpula esférica rebajada. Para facilitar su cálculo se considerarán las siguientes partes:
- a) La cubierta en cúpula esférica.
 - b) Un anillo circular superior que soporta el empuje de la cúpula.
 - c) La pared cilíndrica de la cuba.
 - d) Anillo medio, de unión de la pared cilíndrica con la pared cónica del voladizo.
 - e) Una pared cónica en voladizo, de unión entre el fondo y la pared cilíndrica.
 - f) La cúpula esférica del fondo con conducto cilíndrico concéntrico.
 - g) Una viga circular sobre la que se apoya el fondo de la cuba.
 - h) El soporte y la cimentación.

Cálculo de las dimensiones principales.- Los datos de que se dispone para el cálculo pertinente son: volumen igual a 565 m³ y la altura sobre el terreno igual a 20 m. La nomenclatura usada está consignada en el Gráfico N^o 8.

Partiendo, entonces, del volumen de almacenamiento de 565 m³ y aplicando la fórmula:

$$r' = 0.72 V^{1/3} \quad \text{se tendrá que:}$$

$$r' = 0.72 (565)^{1/3}$$

$$r' = 6.00 \text{ m.}$$

Las ecuaciones de igualdad son las siguientes:

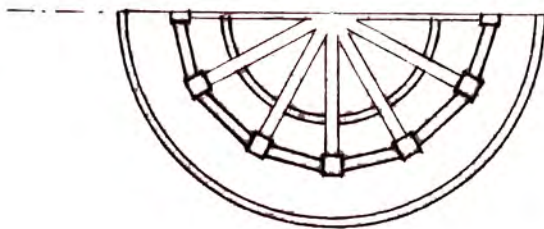
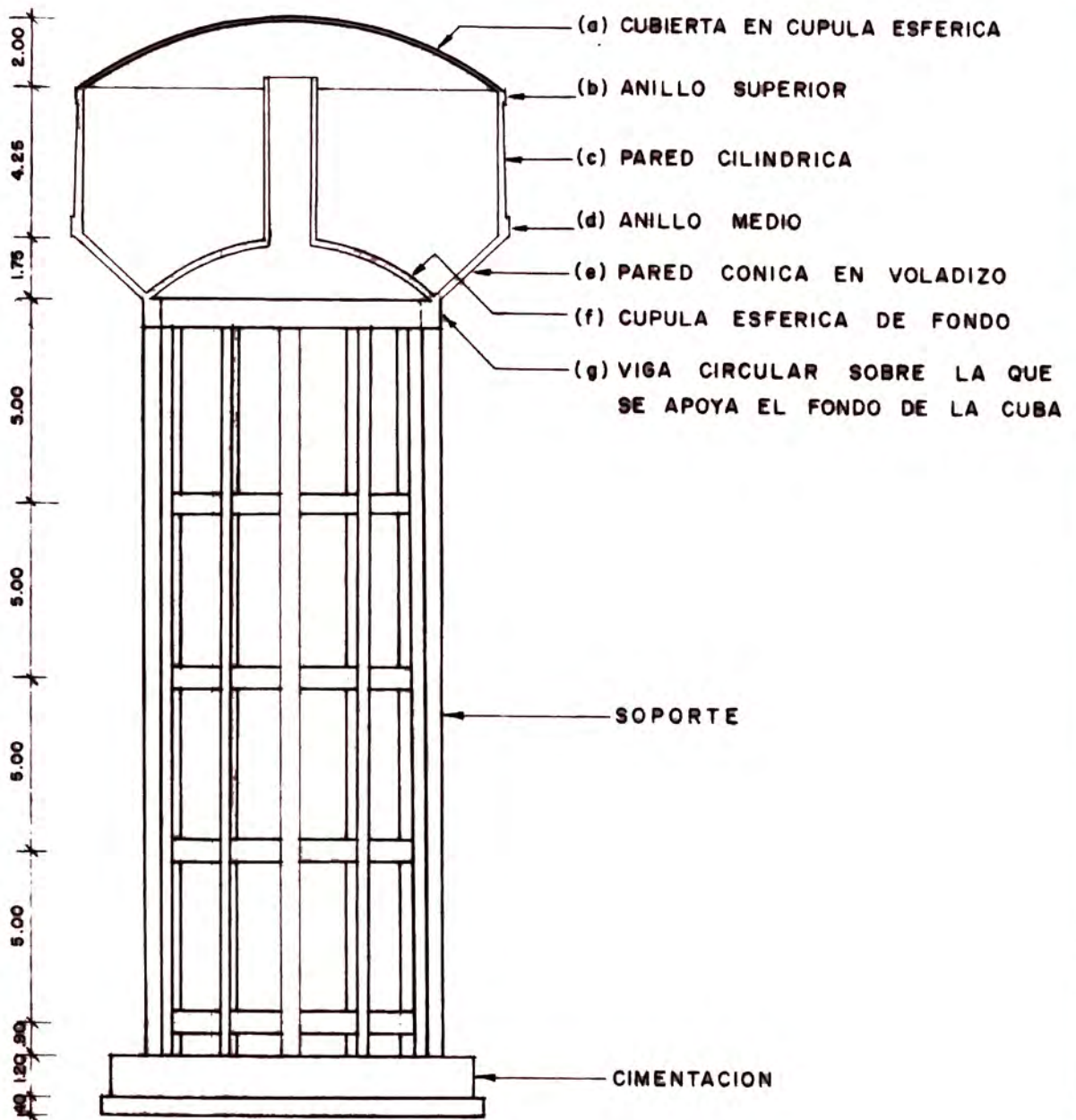


GRAFICO N° 8
DIMENSIONES DEL
TANQUE ELEVADO

$$\text{áng. } B_1 = \text{áng. } B_2 = 45^\circ$$

$$r' = h_2 = a$$

$$h_2 = a = 6.00 \text{ m.}$$

$$b = 2^{1/2} \times a/2$$

$$b = 4.25 \text{ m.}$$

$$h_1 = b = 4.25 \text{ m.}$$

a) Cálculo de la cubierta en cúpula esférica.- Se comenzará por determinar su radio de curvatura:

$$R^2 = a^2 + (R - f)^2 \quad f = R/5$$

luego: $R = 5a/3 = (5 \times 6)/3$

$$R = 10.00 \text{ m.} \quad \text{y} \quad f = 2.00 \text{ m.}$$

Cálculo del área de la cúpula:

$$A = 2 \pi R f = 2 \times 3.14 \times 10 \times 2$$

$$A = 125 \text{ m}^2$$

Se ha supuesto un espesor de $t = 0.07 \text{ m.}$, para poder determinar el peso por metro cuadrado de cubierta, que sumado a la sobrecarga dará la carga repartida actuante en la cúpula superior:

$$p.p = 0.07 \times 1.00 \times 2,400 = 170 \text{ kg/m}^2$$

$$s/c \text{ (debida al viento)} = 180 \text{ kg/m}^2$$

$$q = 350 \text{ kg/m}^2$$

luego, la carga total W , será:

$$W = q \times A = 350 \times 125$$

$$W = 43,750 \text{ kg.}$$

y el peso, por metro de circunferencia de radio "a" es :

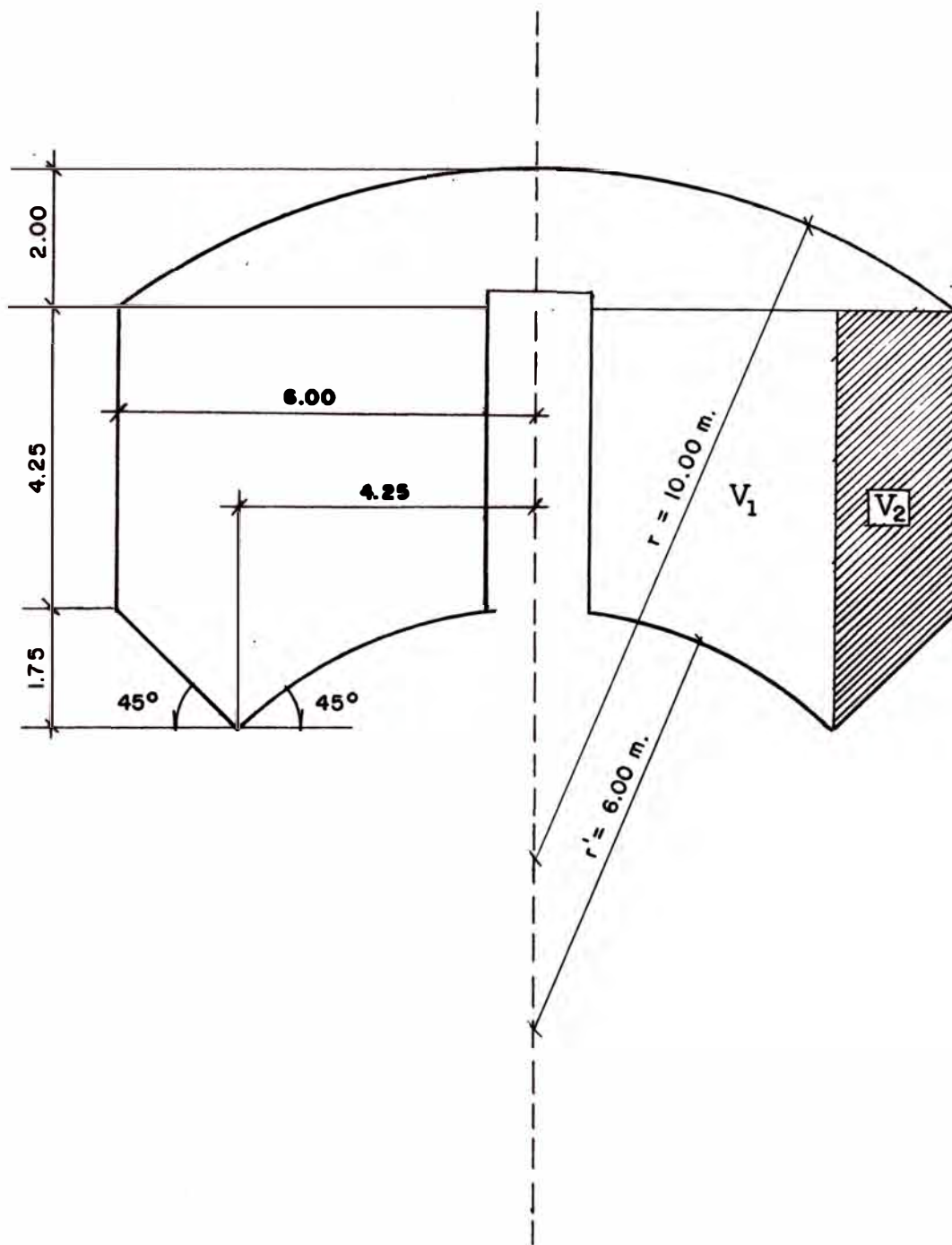


GRAFICO N° 9
DIMENSIONES INTERIORES
DE LA CUBA

$$V = W/2 \pi a = 43,750/2 \times 3.14 \times 6$$

$$V = 1,160 \text{ kg/m.}$$

$$A_s = 1160/800$$

$$A_s = 1.45 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \underline{\phi 1/4" \text{ a } 20 \text{ cm.}}$$

que se colocará tanto en la dirección meridiana, como en la paralela.

Para chequear la sección de concreto, debe determinarse el valor del empuje, en la circunferencia de radio a, luego hallar la compresión resultante, y dando, finalmente, una carga de trabajo al concreto de 10 kg/cm², que involucra la seguridad al pandeo, calcular el espesor necesario. El empuje horizontal es:

$$H = V(R - f)/a = 1160(10 - 2)/6$$

$$H = 1,550 \text{ kg/m.}$$

con lo que se obtiene una compresión resultante de:

$$F = \sqrt{H^2 + V^2} = \sqrt{1550^2 + 1160^2}$$

$$F = 1940 \text{ kg/m.}$$

luego, el espesor necesario será:

$$e = 1940/100 \times 10$$

$$e = 1.94 \text{ cm.}$$

Como se podrá apreciar, el espesor necesario ha resultado mucho menor que el mínimo adoptado en un comienzo.

Se ha tomado para la tensión de trabajo del hormigón, un valor de 10 a 15 kg/cm², teniendo en consideración la posibilidad de deformación por pandeo, que se produciría en un espesor débil.

En conclusión, se colocará \emptyset 1/4" a 20 cm., tanto en la dirección meridiana como en la paralela, dando a la cúpula un espesor de 7 cm.

b) Cálculo del anillo superior.- Este anillo soporta el empuje horizontal de la cúpula superior; por ello aparece en dicho anillo un esfuerzo de tracción T, cuyo valor es:

$$T = 2aH/2 = 6 \times 1550$$

$$T = 9250 \text{ kg.}$$

esfuerzo que será soportado por la armadura del anillo, cuya sección metálica es:

$$A_s = T/r_s = 9250/1000$$

$$A_s = 9.25 \text{ cm.}^2 \dots\dots\dots A_s = 4 \emptyset 3/4"$$

Se ha considerado para el fierro a tracción, una carga de trabajo menor que la real, con el objeto de eludir la posibilidad de grietas en el concreto.

Para determinar la sección necesaria de concreto, se aplicará la fórmula siguiente:

$$A_c = \left(\frac{1}{f_t} - \frac{n-1}{f_s} \right) T$$

$$A_c = \left(\frac{1}{15} - \frac{15-1}{1000} \right) 9250$$

$$A_c = 487 \text{ cm.}^2$$

Se dará al anillo un espesor de 15 cm. y una altura de 35 cm.

$$A_c = 15 \times 35 \text{ cm.}^2$$

En definitiva, el anillo superior será una viga circular de 15 x 35 cm.2 con armadura de 4 \emptyset 3/4".

c) Cálculo de la pared cilíndrica.- La pared cilíndrica se halla empotrada por su parte superior en el anillo que soporta el empuje de la cúpula de cubierta y por su parte inferior en el anillo de unión con la pared cónica del fondo.

Para el diseño correspondiente se seguirán las siguientes especificaciones:

$$f'_c = 140 \text{ kg/cm}^2 \qquad f'_t = f'_c/10 = 14 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 15 \qquad = 1\%$$

Mediante estos datos se obtiene por fórmula que:

$$f_s = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

que será la carga a la que podrá trabajar el acero, para que el concreto no se raje.

Se utilizará acero de tipo ST-50 que tiene una carga de trabajo de 1800 kg/cm², pero solamente se le hará trabajar a 1000 kg/cm² para evitar alguna posibilidad de agrietamiento.

Para el cálculo mismo del reservorio, en cuanto a la pared cilíndrica se refiere, se procederá a la determinación de la armadura respectiva, por franjas de un metro de profundidad, comenzando por el fondo.

1ª Sección: 4.2 m. de profundidad.-

- Presión hidrostática máxima:

$$P_1 = 1000 h = 1000 \times 4.2 = 4200 \text{ kg/m}^2$$

$$\underline{P_1 = 4200 \text{ kg/m}^2}$$

- Tensión en el anillo por metro de alto:

$$T_1 = P_1 \times a = 4200 \times 6 = 25200 \text{ kg.}$$

$$T_1 = 25200 \text{ kg.}$$

- Armadura:

$$A_s = T_1 / f_s = 25200 / 1000$$

$$A_s = 25.20 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \emptyset 1" \text{ a } 20 \text{ cm.}$$

- Espesor necesario de concreto:

$$A_g = \left(\frac{1}{f_t} \quad n - 1 \right) T$$

$$A_g = \left(\frac{1}{14} - \frac{15-1}{1000} \right) 25200$$

$$A_g = 1450 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{pero: } A_g = 100 e$$

luego $e = 1450 / 100 = 14.50 \text{ cm.}$

$$e = 15 \text{ cm.}$$

Efectuando cálculos análogos para la segunda franja de un metro, se tiene que:

$$P_2 = 3200 \text{ kg/m}^2$$

$$T_2 = 19050 \text{ kg/m de alto}$$

$$A_s = 19.05 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \emptyset 7/8" \text{ a } 20 \text{ cm.}$$

continuando con la tercera franja de un metro:

$$P_3 = 2200 \text{ kg/m}^2$$

$$T_3 = 13200 \text{ kg/m de alto}$$

$$A_s = 13.20 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \emptyset 3/4" \text{ a } 20 \text{ cm.}$$

y para la última franja de 1.20 m se tiene que:

$$P_4 = 1200 \text{ kg/m}^2$$

$$T_4 = 7,200 \text{ kg}$$

$$A_s = 7.20 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \emptyset 3/4" \text{ a } 40 \text{ cm.}$$

La longitud de empalme de estas armaduras serán las siguientes:

$$L = (f_s \times a) / 4u = (1600 \times a) / 4 \times 0.10 \times 140$$

$$L = 28.60 a$$

para $a = 1" \dots\dots\dots L = 75 \text{ cm}$

" $a = 7/8" \dots\dots\dots L = 65 \text{ cm}$

" $a = 3/4" \dots\dots\dots L = 55 \text{ cm}$

El espesor necesario en el borde superior resulta i-

igual a 4.15 cm para la tensión $T_4 = 7,200$ kg., aplicando la expresión usada en la determinación del espesor necesario en la base de la pared cilíndrica.

Definitivamente, se adoptará para el espesor superior, el mínimo recomendado:

$$e' = 8 \text{ cm.}$$

La armadura de repartición y temperatura, será de igual magnitud que la armadura principal de la primera franja inferior, e irá colocada verticalmente, dispuesta según dos capas. La capa exterior será:

$$A_s = 25.20/2 = 12.60 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \underline{\varnothing 1/2 \text{ a } 10 \text{ cm.}}$$

Esta armadura se suprimirá a la mitad de la altura de la mencionada pared, para continuar con $\varnothing 1/2''$ a 20 cm.

La capa interior será también de $\varnothing 1/2$ a 10 cm. que se colocará hasta la quinta parte de la pared, a partir de su base. Se procurará aprovechar en lo posible la prolongación de una de las capas de la armadura de la pared cónica.

Cálculo del momento que se produce en la parte inferior y chequeo de su valor con la armadura de repartición.-

$$M_B = 219.3 (a \times e)^{1.5} = 219.3 (6 \times 0.15)^{1.5}$$

$$\underline{M_B = 185 \text{ kg-m.}}$$

Este momento es positivo y se anula a una profundidad de:

$$x = h_1 (1 - \frac{1.57}{\lambda})$$

siendo $\lambda = 1.316 h_1 / (a.e)^{0.5} = 1.316 \times 4.20 / (6 \times 0.15)^{0.5}$

$$\lambda = 5.80$$

luego: $x = 3.07 \text{ m.}$

La armadura se colocará a 5cm. del paramento exterior;

por consiguiente, la altura útil será de 10 cm; luego:

$$A_s = M_B / f_s \cdot j \cdot d = 18500 / 1000 \times 0.866 \times 10$$

$$A_s = 2.14 \text{ cm}^2$$

Como se puede observar, la armadura necesaria para absorber los esfuerzos de tracción es menor que la armadura de reparto que se ha adoptado.

d) Cálculo del anillo de unión de la pared cilíndrica con la pared cónica. - Sobre el anillo mencionado actúan los pesos de la cúpula y la pared cilíndrica.

La pared cilíndrica transmite al anillo de unión una carga vertical P_c por metro de longitud, que será igual al peso propio, más el peso y sobrecarga de la cubierta.

$$P_c = 1160 + 4.20 \times 1.00 \times 0.15 \times 2400$$

$$P_c = 2670 \text{ kg/m}$$

Esta fuerza puede descomponerse en una componente C_1 según la pared cónica, y otra horizontal F_1 de tal manera que:

$$F_1 = P_c \cotg. 45^\circ = P_c$$

$$F_1 = 2670 \text{ kg/m}$$

La tensión F_1 origina una tracción en el anillo de unión, tal como:

$$T_a = F_1 \cdot a = 2670 \times 6.00$$

$$T_a = 16,000 \text{ kg}$$

Este esfuerzo de tracción deberá ser resistido por una armadura cuya sección total será:

$$A_s = T_a / f_s = 16000 / 1000$$

$$A_s = 16.00 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots 6 \text{ } \phi \text{ } 3/4''$$

La sección necesaria de concreto, será:

$$A'_g = \left(\frac{1}{14} - \frac{15-1}{1000} \right) 16000 = 920 \text{ cm}^2$$

$$A'_g = 30 \times 35 \text{ cm}^2$$

e) Cálculo de la pared cónica.- La pared cónica se halla sometida a la acción de la carga que le transmite la pared cilíndrica, al peso propio y a la presión del agua.

* La pared cilíndrica transmite la componente:

$$C'_1 = P_c / \text{sen } 45^\circ = 2670 / 0.707$$

$$C'_1 = 3800 \text{ kg/m}$$

que actúa comprimiendo la pared cónica según sus generatrices, en la parte superior e inferior.

Las cargas debidas al peso propio son:

- en la parte superior: $C'_2 = 0$
- en la parte inferior: $C''_2 = (a + b)gh/2b \text{ sen}^2 B$

Adoptando un espesor de 20 cm. para la pared cónica se tendrá que:

$$C''_2 = 10.20 \times 480 \times 1.75/2 \times 4.20 \times 0.50$$

$$C''_2 = 2040 \text{ kg/m}$$

Las cargas debidas a la presión del agua son:

- en la parte superior : $C'_3 = 0$
- en la parte inferior

$$C''_3 = \left[(a^2 - b^2)h_1 + (a - b)^2 \left(\frac{2b}{3} + \frac{a}{3} \right) \tan(B) \right] \gamma / 2b \text{ sen} B$$

$$C''_3 = (6.00^2 - 4.20^2)4.20 \times 1000/2 \times 4.20 \times \text{sen } 45^\circ + \dots$$

$$+ (6.00 - 4.20)^2 (2 \times 6.00/3 + 4.20/3) \tan 45^\circ \times 1000/5.94$$

$$C''_3 = 16,000 \text{ kg.}$$

La compresión total será:

- en la parte superior: $C'_t = C'_1 + C'_2 + C'_3$
 $C'_t = 3,800 \text{ kg.}$

- en la parte inferior: $C''_t = C''_1 + C''_2 + C''_3$
 $C''_t = 21,840 \text{ kg.}$

La compresión máxima que debe ser soportada por una armadura meridiana, se produce en la parte inferior; para resistirla, por unidad de paralelo, se dispone de una sección de concreto tal como:

$$A_g = 20 \times 100 = 2000 \text{ cm}^2$$

Si se supone una cuantía de 1%, el esfuerzo a compresión en el concreto será:

$$\nabla = P / (A_g + n A_s) = 21840 / (2000 + 15 \times 0.01 \times 2000)$$

$$\nabla = 9.50 \text{ kg/cm}^2$$

La sección metálica en el sentido de la generatriz se

$$A_s = 0.01 \times 2000$$

$$A_s = 20 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots 16 \text{ } \phi \text{ } 1/2''$$

que se dispondrán en dos capas, por metro de circunferencia en la base de radio "b".

Se tratará ahora de los esfuerzos de tracción.

Por acción del peso propio:

- en la parte superior:

$$T'_2 = g.a / \tan B = 480 \times 6/1$$

$$T'_2 = 2,880 \text{ kg.}$$

- en la parte inferior:

$$T''_2 = g.a / \tan B = 480 \times 4.20/1$$

$$T''_2 = 2,015 \text{ kg.}$$

Por acción de la presión del agua:

- en la parte superior:

$$T'_3 = a \cdot h_1 \cdot \gamma / \text{sen } B = 6.00 \times 4.2 \times 1000 / 0.707$$

$$T'_3 = 35,600 \text{ Kg.}$$

- en la parte inferior:

$$T''_3 = h_1 + (a-b) \text{tag } B \cdot b \cdot \gamma / \text{sen } B = (4.2 + 1.8 \times 1) 4.2 \times 10^3 / 0.707$$

$$T''_3 = 35,600 \text{ Kg.} \quad \underline{T'_3 = 35,600 \text{ Kg.}}$$

Luego, la tracción total será:

- en la parte superior: $T'_t = T'_2 + T'_3$

$$T'_t = 2,880 + 35,600 =$$

$$T'_t = 38,480 \text{ Kg.}$$

- en la parte inferior: $T''_t = T''_2 + T''_3$

$$T''_t = 2015 + 35,600$$

$$T''_t = 37,615 \text{ Kg.}$$

Considerando la tracción máxima, la armadura necesaria será:

$$A_s = 38,480 / 1000 = 38.48 \text{ cm}^2$$

Luego se colocará en la parte superior:

2 capas \emptyset 7/8" a 20 cm

Como la tracción en la parte inferior es ligeramente menor que en la superior, se puede asumir la misma armadura; por lo tanto se colocará en la parte inferior:

2 capas \emptyset 7/8" a 20 cm

Tensión del concreto a tracción:

$$\sigma''_t = 38,480 / (20 \times 100 + 15 \times 38.48)$$

$$\underline{\sigma''_t = 14.9 \text{ Kg/cm}^2}$$

que resulta un valor admisible.

f) Cálculo de la cúpula esférica de fondo con conducto cilíndrico concéntrico.-

- Obtención de la flecha de la cúpula del fondo:

$$b^2 = f'(2r' - f') \quad \text{en la cual} \quad \begin{aligned} b &= 4.20 \text{ m} \\ r' &= 6.00 \text{ m} \end{aligned}$$

$$f'^2 - 2r'f' + b^2 = 0$$

$$f' = 0.293r'$$

$$\underline{f' = 1.75 \text{ m}}$$

- Cálculo del conducto cilíndrico.- Dicho conducto tendrá una altura de 4.50m, un diámetro de 1.50m, un espesor de 0.10 m y se hallará sometido a la acción de una presión normal exterior, igual a la presión hidrostática $p = 1000x$ que dará origen a una compresión por unidad de altura, de:

$$C = p \cdot r_1 = \sigma_h (e + nA_s)$$

por consiguiente:

$$A_s = (1/n) \left(\frac{1000 r_1 x}{\sigma_h} - e \right)$$

Para una primera sección de 4.50 m de profundidad tendrá:

$$A_s = (1/15) \left(\frac{1000 \times 0.75 \times 4.5}{40} - 10 \right)$$

$$A_s = 5 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \underline{\emptyset 1/2'' \text{ a } 25 \text{ cm}}$$

Para una segunda sección de 3.50 m de profundidad:

$$A_s = 3.65 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \underline{\emptyset 3/8'' \text{ a } 20 \text{ cm}}$$

Para una tercera sección de 2.50 m de profundidad :

$$A_s = 2.45 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \underline{\emptyset 1/4'' \text{ a } 12.5 \text{ cm}}$$

Para una última sección de 1.50 m de profundidad :

$$A_s = 1.20 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \underline{\emptyset 1/4'' \text{ a } 37.5 \text{ cm}}$$

La armadura vertical de repartición y temperatura se dispondrá, como en la pared cilíndrica.

La armadura exterior será de: $\emptyset 1/4''$ a 12.5 cm

que se colocará hasta la mitad de la altura desde donde se supri mirá una barra intermedia, quedando separadas por lo tanto 25cm. La armadura interior se dispondrá hasta la quinta parte de la al tura a partir del fondo del conducto cilíndrico.

Para el cálculo del anillo DD, base del conducto cilín drico central de acceso al depósito, se calculará la cúpula esfé rica del fondo prescindiendo de tal conducto, por lo que se esta rá al lado de la seguridad, y al hallar los esfuerzos de compre sión, se le señalará al anillo en mención, el que le corresponde.

Se adoptará para dicha cúpula un espesor igual al de la pared cónica, o sea de 20 cm; luego:

$$g = 0.20 \times 2,400 = 480 \text{ Kg/m}^2$$

- Compresión anular en la clave:

$$T_c = (1/2)gr' + (1/2)r'h'\gamma = (1/2)r' [g + (h_2 - f')\gamma]$$

$$T_c = (1/2) \times 6.00(480 + 4.20 \times 1000)$$

$$\underline{T_c = 14,000 \text{ Kg/m}}$$

- Compresión anular en los arranques:

$$T_a = g(r' - f') - \frac{gr'^2}{2r' - f'} + \frac{\gamma r'}{2} \left[2(h_2 + f') - \frac{(2r' - f')(h_2 + f')}{2r' - f'} - \frac{f'(r' - f'/3)}{2r' - f'} \right]$$

$$T_a = 480 \times 4.2 - \frac{480 \times 6.00^2}{10.25} + 1000 \times \frac{6.00}{2} (15.50 - \frac{10.25 \times 7.75}{10.25} - \frac{9.50}{10.25})$$

$$\underline{T_a = 26,400 \text{ Kg/m}}$$

- Compresión meridiana en la clave:

$$C_c = 1/2 \times 6.00(4.80 + 4.20 \times 1000) =$$

$$\underline{C_c = 14,000 \text{ Kg/m}}$$

- Compresión meridiana en los arranques:

$$C_a = \frac{gr'^2}{2r' - f'} + \frac{r'\gamma}{2} \times \frac{(2r' - f')(h_2 + f')}{2r' - f'} - \frac{f'(r' - f'/3)}{2r' - f'}$$

$$C_a = \frac{480 \times 6.00^2}{10.25} + 1000 \times \frac{6.00}{2} \times 6.82$$

$$C_a = 22150 \text{ Kg/m}$$

Estos esfuerzos son absorbidos por el concreto, y la tensión máxima producida es:

$$\nabla h = \frac{22,150}{20 \times 100} = 11.75 \text{ Kg/cm}^2$$

Se adoptará para la cúpula una cuantía mínima de 0.008, luego:

$$A_s = 0.008 \times 2,000 =$$

$$A_s = 16 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \phi 5/8" \text{ a } 12.5 \text{ cm}$$

El anillo DD tendrá una sección de 30 x 40 y una cuantía de 0.01 luego:

$$A_s = 0.01 A_g = 0.01 \times 1,200 =$$

$$A_s = 12 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots 6 \phi 5/8"$$

Se le colocará estribos de $\phi 1/4"$ a 30 cm

El coeficiente de trabajo del hormigón será:

$$\nabla h = \frac{92150}{30 \times 40 + 15 \times 12} = 16.00 \text{ Kg/cm}^2$$

g) Cálculo de la viga circular.- Se determinará en primer término el número de pilares que constituirán el soporte de la cuba; dicho número será tal, que sus distancias entre ejes según el desarrollo de la circunferencia, sean como máximo 4.00 m.

$$C = 2\pi b - 2\pi 4.20 = 26.40 \text{ m}$$

Se adoptará un número de pilares tal como 12, por consiguiente, la distancia entre ejes será:

$$26.40/12 = 2.20 \text{ m}$$

Cargas que actúan sobre la viga circular:

- peso propio
- la fuerza $C_v = 21,840 \text{ Kg/m}$ que le transmite la pared cónica
- la fuerza $C_c = 22,150 \text{ Kg/m}$ que le transmite la cúpula del fon-

do

Estas dos últimas inciden según el ángulo de 45°, produciendo componentes verticales que se suman con el peso propio, y componentes horizontales que tienden a anularse.

Cálculo de las componentes:

$$H_v = C_v \cos B = 21,840 \cdot x \ 0.707 = 15,400 \text{ Kg/m}$$

$$H_c = C_c \cos B = 22,150 \cdot x \ 0.707 = 15,700 \text{ Kg/m}$$

$$F_v = C_v \text{ sen } B = 21,840 \cdot x \ 0.707 = 15,400 \text{ Kg/m}$$

$$F_c = C_c \text{ sen } B = 22,150 \cdot x \ 0.707 = 15,700 \text{ Kg/m}$$

Por ser $H_c > H_v$, la viga circular se hallará sometida a una fuerza de tracción cuya magnitud es:

$$T = (H_c - H_v)b = (15,700 - 15,400)4.2$$

$$T = \underline{1,260 \text{ Kg}}$$

Tracción que podrá ser absorbida por una armadura de:

$$A_s = T/f_s = 1,200/1000$$

$$A_s = 1.26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots 2\emptyset \ 3/8''$$

Para hallar la carga vertical por metro se adoptará para la viga circular las dimensiones de:

$$A_g = 0.40 \cdot x \ 0.80 \text{ m}^2$$

luego el peso total por metro será:

- p.p = $0.40 \cdot x \ 0.80 \cdot x \ 2,400 = 770 \text{ Kg/m}$
 - $F_v = 15,400 \text{ Kg/m}$
 - $F_c = 15,700 \text{ Kg/m}$
- $$q = \underline{31,870 \text{ Kg/m}}$$

Se hallará ahora la carga por tramo de viga circular comprendida entre dos pilares:

Distribuyendo la carga total entre 12 pilares, la carga entre dos de ellos será:

$$P = 2\pi r b q / 12 = 2\pi \times 4.2 \times 31.87 / 12$$

$$P = \underline{70.000 \text{ Kg}}$$

La carga total sobre la viga circular será:

$$G = 12P = 12 \times 70,000$$

$$G = \underline{840,000 \text{ Kg}}$$

Con estos valores y la ayuda de la tabla de Ketchum se hallará los momentos flectores:

- Momento flector en los apoyos:

$$M_a = M_b = - 0.00365 G b$$

$$M_a = M_b = - 0.00365 \times 840,000 \times 4.2$$

$$\underline{M_a = M_b = - 12,900 \text{ Kg-m}}$$

- Momento flector en el centro:

$$M_c = 0.00190 G b$$

$$M_c = 0.00190 \times 840,000 \times 4.2$$

$$\underline{M_c = 6,700 \text{ Kg-m}}$$

- Momento de torsión máximo:

$$M_t = 0.00018 G b$$

$$M_t = 0.00018 \times 840,000 \times 4.2$$

$$\underline{M_t = 635 \text{ Kg-m}}$$

Sección necesaria en los apoyos:

- Altura útil:

$$d = (M/Kb)^{1/2} = (1,290,000 / 11 \times 4.2)^{1/2}$$

$$\underline{d = 54 \text{ cm}}$$

Armadura necesaria en los apoyos:

$$A_s = M_a / f_s j d = 1,290,000 / 1000 \times 0.866 \times 75$$

$$A_s = 19.6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \underline{4 \text{ } \phi \text{ 1"}}$$

Armadura necesaria en el centro.

$$A_s = M_c / f_s j d = 670,000 / 1000 \times 0.866 \times 75$$

$$A_s = 10.2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \underline{2 \text{ ó } 1''}$$

Se verá ahora si el esfuerzo de torsión es absorbido por el concreto:

$$V_t = \psi M_t / b^2 h \dots\dots\dots \psi = 3 + 2.6 / (0.45 + h/b)$$

$$\psi = 3 + 2.6 / (0.45 + 80/40) = 4.06$$

$$V_t = 4.06 \times 63,500 / 40^2 \times 80 = 2.02 \text{ Kg/cm}^2$$

que por ser tan pequeña podrá ser absorbida íntegramente por el concreto.

Cálculo del esfuerzo cortante:

$$V = P/2 = 70,000/2 = 35,000$$

$$\underline{V = 35,000 \text{ Kg}}$$

que dará lugar a la siguiente fatiga:

$$v = V / b j d = 35,000 / 40 \times 0.866 \times 75$$

$$v = 13.45 \text{ Kg/cm}^2 \dots\dots\dots \underline{0.096 f'_c}$$

por consiguiente se necesitará anclaje especial, estribos y barras dobladas.

El esfuerzo cortante que absorbe el concreto es:

$$v_c = 0.03 f'_c = 0.03 \times 140 = 4.2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_c = v_c b j d = 4.2 \times 40 \times 0.866 \times 75$$

$$\underline{V_c = 10,900 \text{ Kg}}$$

El acero soportará la diferencia:

$$V_s = V - V_c = 35,000 - 10,900$$

$$\underline{V_s = 24,100 \text{ Kg}}$$

Se ha visto anteriormente que la longitud entre los ejes de dos

pilares consecutivos es 2.20 m, por consiguiente, si se adopta para dichos pilares una sección cuadrada de 40 cm de lado, la longitud libre de la viga será:

$$L' = L - 0.40 = 2.20 - 0.40 = 1.80 \text{ m}$$

La distancia medida desde el eje de la columna, después de la cual, ya no se necesita estribos es:

$$X_1 = \frac{V_s \times L/2}{V} = 24,100 \times 1.10/35,000$$

$$\underline{X_1 = 0.75 \text{ m}}$$

por lo tanto se colocará estribos hasta 75 cm a partir del eje de la columna.

El máximo esfuerzo cortante soportado por los estribos se producirá a 20 cm del eje del pilar ya que hasta esa distancia, el esfuerzo cortante es absorbido íntegramente por dicho pilar; aquel máximo esfuerzo cortante será:

$$V'_s = V_s(x_1 - 20)/x_1 = 24,100(75 - 20)/75$$

$$V'_s = 17,700 \text{ Kg}$$

Disponiendo estribos de 3/8" en 4 ramas, se determinará el espaciamiento mínimo.

$$S_{\text{mím}} = \frac{4 \times 0.71 \times 800 \times 0.866 \times 75}{V'_s \times 2/3} = \frac{4 \times 0.71 \times 800 \times 0.866 \times 75}{17,700 \times 2/3}$$

$$S_{\text{mím}} = 13 \text{ cm.}$$

El espaciamiento máximo permisible es:

$$S_{\text{máx}} = d/4 = 75/4$$

$$\underline{S_{\text{máx}} = 18 \text{ cm}}$$

Luego se colocarán estribos con las siguientes espaciamientos:

$$1 \text{ a } 5, 3 \text{ a } 10, 3 \text{ a } 15$$

Para las barras dobladas se considerará la siguiente armadura:

$$A_s = V'_s \times 1/3 f_s \text{sen} \alpha = 17,700(2)^{1/2}/3 \times 1000 \times 2 = 4.15 \text{ cm}^2$$

Entonces se colocará 2 \emptyset 3/4" inclinados 45° para absorber tal esfuerzo cortante.

h) Cálculo del soporte.- El soporte se calculará para que la estabilidad del conjunto se encuentre asegurada en las condiciones de trabajo más desfavorables, lo que se conseguirá cuando la resultante de la presión del viento con su intensidad máxima, y las cargas verticales, corte a la base de apoyo en su tercio central.

El viento actúa contra la superficie aparente de la cuba y contra el soporte; pero solamente se tendrá en consideración su acción sobre la cuba, ya que el otro efecto es ínfimo.

Se dispone de los siguientes datos:

$$N = 12 \text{ pilares} \dots\dots\dots G = 840,000 \text{ Kg}$$

$$p = 240 \text{ Kg/ m}^2 \dots\dots\dots P = 70,000 \text{ Kg}$$

La acción del viento origina una fuerza F_1 que tiende a producir el volteo y que es reducida en un 33% debido a la forma curva de la superficie de la cuba; por consiguiente su valor será:

$$F_1 = 0.67 \times S_a \times p = 0.67 \times 8.75 \times 11.90 \times 250$$

$$\underline{F_1 = 17,400 \text{ Kg}}$$

Los pilares tendrán una sección de 50 x 50 cm² y la distancia entre los planos de arrostramiento será 5 m.

Para la determinación del momento de vuelco, será necesario saber la altura a la que actúa la fuerza F_1 respecto al plano de la base; dicha altura estará determinada por la suma de las siguientes componentes:

- La profundidad de la cimentación:

$$h_1 = 0.40 + 1.20 + 0.90 = 2.50 \text{ m}$$

- Altura desde la parte inferior de la viga circular hasta el nivel del terreno:

$$h_2 = 20.00 - 0.80 = 19.20 \text{ m}$$

- El punto de aplicación de F_1 en la cuba:

$$h_3 = 8.75/2 = 4.375 \text{ m}$$

Luego, la distancia de F_1 a la base de apoyo será:

$$H = h_1 + h_2 + h_3 = 2.50 + 19.20 + 4.375 = 26.075$$

$$\underline{H = 26.10}$$

por consiguiente, el momento de vuelco será:

$$M_v = F_1 \times H = 17,400 \times 26.10 = 454,140 \text{ Kg-m}$$

$$M_v = 454,140 \text{ Kg-m}$$

Determinación del peso del soporte:

$$12 \times 0.50^2 \times 19.20 \times 2,400 = 138,500 \text{ Kg}$$

$$4 \times 0.30 \times 0.50 \times 2n \times 4.20 \times 2,400 = 38,000 \text{ Kg}$$

$$4 \times 0.30 \times 0.50 \times 6 \times 8.40 \times 2,400 = 72,500 \text{ Kg}$$

$$P_s = 249,000 \text{ Kg}$$

luego, el peso total sobre la cimentación será:

$$P_t = G + P_s = 840,000 + 249,000$$

$$P_t = 1'089,000 \text{ Kg}$$

Determinación del peso de la cimentación:

$$n(5.70^2 - 2.70^2)0.4 \times 2100 = 67,000 \text{ Kg}$$

$$n(5.50^2 - 2.90^2)1.2 \times 2400 = 197,000 \text{ Kg}$$

$$\underline{P_c = 246,000 \text{ Kg}}$$

por consiguiente, el peso total, con el depósito lleno, será:

$$Q_u = 1'089,000 + 264,000$$

$$\underline{Q_u = 1'353,000 \text{ Kg}}$$

y el peso del reservorio vacío, se obtendrá, descontando el peso del líquido y la sobrecarga:

$$\text{peso del líquido:} = 565,000 \text{ kg.}$$

$$\text{s/c x } 2nRf \text{} = 22,500 \text{ kg.}$$

$$Q_v = 1'353,000 - 587,500 = 765,500 \text{ kg.}$$

Determinación del momento estabilizante:

$$M_e = Q_v \times L/2 = 765,500 \times 4.20 = 3'215,100 \text{ kg-m}$$

La estabilidad estará asegurada cuando se cumplan las siguientes condiciones:

$$X_v < L/6 \quad \text{y} \quad e = M_e/M_v > 2$$

$$X_v = M_v/Q_v = 454,140/765,500 = 0.60$$

$$L/6 = 8.40/6 = 1.40$$

$$e = M_e/M_v = 3'215,100/454,140 = 7$$

Como se podrá observar, las condiciones de estabilidad están ampliamente satisfechas.

Se verá ahora la distribución de exfuerzos en los pilares, considerando el reservorio bajo la acción del peso del agua, la sobrecarga y el viento, por ser el caso más desfavorable. El viento origina un desplazamiento del centro de gravedad de la estructura, lo que da lugar a una sobrecarga en los pilares más próximos a la resultante R_u y descarga en los más alejados.

Determinación de la tensión transmitida al terreno:

$$T_t = Q_u/100^2(5.70^2 - 2.70^2)\pi = 1'353,000/100^2 \times 25.2 \times \pi$$

$$T_t = 1.68 \text{ kg/cm}^2$$

Tal tensión transmitida al terreno, podrá ser absorbida perfectamente por la arcilla arenosa.

En el diseño de los pilares, se tendrá en cuenta dos fatigas:

a) $\sqrt{h_1}$ debida al momento de empotramiento del soporte que deberá ser resistido por el conjunto de las doce secciones de pilares.

Determinación de las distancias de los c. d. g. de los pilares al diámetro que pasa por dos de ellas:

$$a_1 \dots\dots\dots = 4.20 \dots (2 \text{ pilares})$$

$$a_2 = 4.20 \cdot \text{sen } 60^\circ = 3.63 \quad (4 \text{ pilares})$$

$$a_3 = 4.20 \text{ sen } 30^\circ = 2.10 \quad (4 \text{ pilares})$$

$$= \dots\dots\dots (2 \text{ pilares})$$

Determinación de los momentos de inercia de los pilares, respecto al diámetro que pasa por dos de ellos:

$$LL = bh_1^3/12 + Aa_1^2 = 50^4/12 + 50^2 \times 4.20^2 \times 100^2$$

$$I_1 = 441521,000 \text{ cm}^4$$

$$I_2 = bh_2^3/12 + Aa_2^2 = 50^4/12 + 50^2 \times 3.63^2 \times 100^2$$

$$I_2 = 329'943,300 \text{ cm}^4$$

$$I_3 = bh_3^3/12 + Aa_3^2 = 50^4/12 + 50^2 \times 2.10^2 \times 100^2$$

$$I_3 = 110'770,800 \text{ cm}^4$$

$$I_4 = bh_4^3/12 \dots\dots = 50^4/12$$

$$I_4 = 520,800 \text{ cm}^4$$

$$I_t = 2,646'939,600 \text{ cm}^4$$

La tensión máxima de compresión en un pilar, y tracción en el diametralmente opuesto, originada por la flexión, viene dada por la fórmula:

$$\sqrt{h_1} = M_v \times Z / I_t \times 2$$

El momento M'_V es producido por la fuerza F_1 con respecto al plano de empotramiento y vale:

$$M'_V = F_1(H - 1.60) = 17,400(26.10 - 1.60)$$

$$M'_V = 426,000 \text{ Kg-m}$$

El valor de Z viene a estar dado por la longitud del diámetro del círculo que cubren los doce pilares; por consiguiente:

$$D' = 8.40 + 0.50 = 8.90 \text{ m}$$

$$h_1 = 426,000 \times 8.90 \times 100^2 / 2,646,939,600 \times 2$$

$$h_1 = \underline{7.20 \text{ Kg/cm}^2}$$

b) h_2 debido a la carga que actúa en los pilares cuando el depósito está lleno, que para el efecto, es el caso más desfavorable en estas condiciones, el pilar opuesto al que es sometido directamente a la acción del viento, soportará una carga más elevada que éste y su valor estará expresado por la fórmula:

$$P_2 = P_t \left(\frac{X_u}{D'} + \frac{1}{2} \right)$$

donde:

$$X_u = M'_V / P_t = 454,140 / 1,089,000 = 0.417 \text{ m}$$

luego:

$$P_2 = 1,089,000 \left(\frac{0.417}{8.40} + \frac{1}{2} \right)$$

$$P_2 = \underline{100,000 \text{ Kg}}$$

que será la carga en función de la cual se diseñarán los pilares

Cálculo de los pilares:

$$h/d = 5.00/0.50 = 10$$

por consiguiente se les considerará como columnas cortas.

Determinación de la cuantía:

$$p_g = \frac{\frac{P_2}{0.8A_g} - 0.225f'_e}{f_s}$$

$$p_g = \frac{\frac{100,000}{0.8 \times 2,500} - 31.5}{1400} = 0.0132$$

luego:

$$A_s = 0.0132 \times 2,500 = 33 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 33 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \underline{12 \text{ } \emptyset \text{ } 3/4''}$$

$$\underline{\emptyset \text{ } 3/8 \text{ a } 30 \text{ cm}}$$

chequeo del esfuerzo en el concreto:

$$h_2 = P_2/A_g + A_s n = 100,000/2,500 + 15 \times 29.65 = 34 \text{ Kg/cm}^2$$

luego, la tensión máxima será:

$$\sqrt{h}_{\text{máx}} = \sqrt{h}_1 + \sqrt{h}_2 = 7.2 + 34 = 37.2 \text{ Kg/cm}^2$$

Como se podrá observar, dicho valor representa menos del 40% de f'_c por lo que será fácilmente soportado por el concreto.

Las vigas de arrostroamiento tendrán una sección:

$$A_g = 30 \times 50 \text{ cm}^2 \text{ con cuantía mínima}$$

$$A_s = 0.005 \times 30 \times 50 = 7.5 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 7.5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \underline{A_s = 4 \text{ } \emptyset \text{ } 5/8}$$

Se colocarán estribos de 1/4" ,el primero a 10cm de la cara de la columna, el segundo a 20 cm y los restantes a 30 cm.

Cálculo de la cimentación.- La carga total de la estructura, caerá sobre una viga circular de cimentación, por lo que se emplearán los coeficientes de la tabla de Ketchum, para viga circular continua.

La carga total será, en el caso más desfavorable:

$$G = 12P_2 + P_c = 12 \times 100,000 + 244,000$$

$$G = 1'464,000 \text{ Kg}$$

luego:

$$M_a = -0.00365 G \cdot B = -22,500 \text{ Kg-m}$$

$$M_c = 0.00190 G \cdot b = 11,700 \text{ Kg-m}$$

Se considerará para la viga una sección de 2.60 por 1.20 m² y un $f'_c = 140 \text{ Kg/cm}^2$

Armadura necesaria en los apoyos:

$$A_s = 2'250,000/1,400 \times 0.866 \times 115 = 16.20 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \emptyset 5/8" \text{ a } 10$$

Armadura necesaria en el centro:

$$A_s = 1'170,000/1,400 \times 0.866 \times 115 = 8.80 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \emptyset 5/8" \text{ a } 20$$

El esfuerzo cortante máximo se presentará en los apoyos.

$$R_a = R_b = R_c = G/24 = 61,000 \text{ Kg}$$

$$v_c = 61,000/260 \times 0.866 \times 115 = 2.35 \text{ Kg/cm}^2$$

por lo que se usará anclaje especial.

El momento de tensión será:

$$M_t = 0.00018 \times G \cdot b = 1,100 \text{ Kg-m}$$

que dará lugar a una tensión muy pequeña, que el concreto, ampliamente puede absorber.

Se verá ahora la armadura transversal de la zapata.

La carga actuante por metro cuadrado de zapata es:

$$1'464,000/25.20 \times \pi = 18,500 \text{ Kg/m}^2$$

Momento en el volado:

$$M = 18,500 \times 1.05^2/2 = 10,250 \text{ Kg-m}$$

$$A_s = 1'025,000/1,400 \times 0.866 \times 115 = 7.4 \text{ cm}^2$$

luego, como armadura transversal se colocará:

$$A_s = \emptyset 5/8" \text{ a } 25$$

En general, en la zapata se usarán estribos de montaje $\emptyset 1/4"$

Las dimensiones de la zapata y la disposición de la armadura se muestran en el plano N°8

Cálculo del rebose hidráulico.- El rebose consta de un vertedero sin contracciones y una tubería de 8" de diámetro. El gasto mayor que entra al reservorio elevado será el correspondiente al máximo consumo diario, esto es, prescindiendo del gasto que absorbe la red, para estar del lado de la seguridad.

Como sólo habrá un bombeo durante 21 horas, el gasto que entrará al reservorio mencionado será:

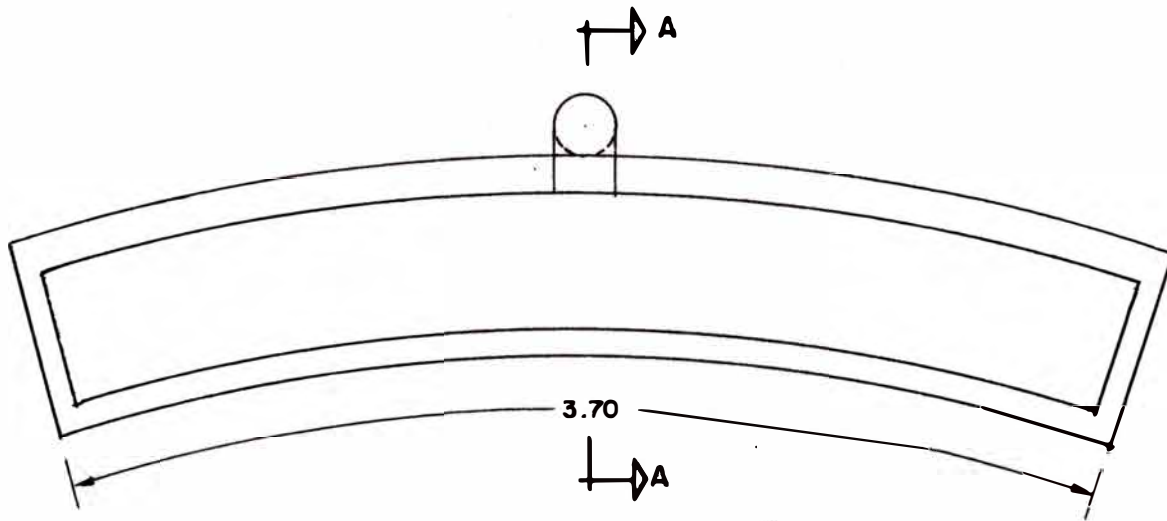
$$71.5 \frac{\times 24}{21} = 81.7 \text{ L.p.s.}$$

Este gasto, será el que tenga que salir por el rebose considerando la situación más desfavorable, cual sería la de seguir bombeando sin efectuar consumo alguno.

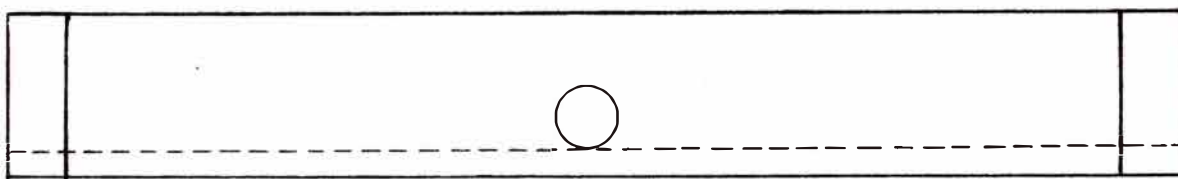
Para que salgan los 81.7 L.p.s, por la tubería, es necesario tener las pérdidas de carga o energía que se disipará a la entrada de la tubería y la que produce el codo de 90° inmediato a ella. Cada una de dichas pérdidas de carga puede asumirse iguales a $0.5v^2/2g$ lo que resultaría para las dos:

$$H_t = v^2/2g = (81,700 \times 4/\pi \times 20^2)^2/2 \times 980 \approx 35 \text{ cm}$$

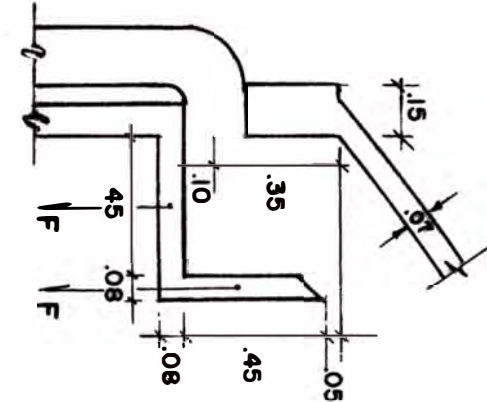
Usando la fórmula de Fteley y Stearns, válidas para vertederos de 1.53m a 5.80m de longitud de cresta, para cargas de 0.02m a 0.18m y para los casos en que las velocidades de acercamiento sean despreciables:



PLANTA



ELEVACION



CORTE A-A

GRAFICO N°10
REBOSE HIDRAULICO

$$Q = 1.83 b H^{3/2} + 0.00065 b$$

en la que $Q = 0.0817 \text{ m}^3/\text{seg.}$ y suponiendo que $H = 0.05 \text{ m}$

$$b = \frac{Q}{1.83 H^{3/2} + 0.00065} = \frac{0.0817}{(1.83)(0.05)^{1.5} + 0.00065} = 3.70 \text{ m}$$

Estos valores determinan las dimensiones del rebose, fijadas en el gráfico N°

Cálculo del rebose estructural.- El rebose está constituido por un volado de concreto de 8 cm.

de espesor con armadura dispuesta en el centro, que debe soportar, cuando el depósito está vacío, su peso propio, y cuando está lleno, en el instante en que el agua va a pasar la cresta, el peso propio y la presión del agua; el peso propio está determinado por F y F_1 (gráfico N°), cuyos valores son 77 Kg. y 92 Kg. respectivamente. El momento de empotramiento es $M = 5,590 \text{ Kg-cm.}$ La altura útil, usando un concreto cuya carga de rotura a los 28 días es de 140 Kg/cm^2 , será de 2.25 cm., menor que los 4 cm. que tiene realmente. La sección necesaria de armadura, con acero de $f_s = 1000 \text{ Kg/cm}^2$ es de 1.60 cm^2 , que es una cantidad muy pequeña, por lo que se usará el mínimo que recomiendan las normas americanas, o sea, $\emptyset 3/8''$ a 25 cm. El acero de repartición será $\emptyset 1/4''$ a 18 cm.

Verificación del esfuerzo cortante en la sección A - A

$$v = V/bjd = 92/100 \times 0.866 \times 4 = 0.265 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{y en B } B: v = 169/100 \times 0.866 \times 4 = 0.485 \text{ Kg/cm}^2$$

esfuerzos que el concreto muy bien puede absorber.

Cuando está lleno, actuarán además de las fuerzas F y F_1 , las causadas por la presión hidrostática P y P_1 cuyos valores son 115 Kg y 230 Kg respectivamente. El momento de empotra-

miento, causado por todas estas cargas será $M = - 1,760 \text{ Kg-cm}$, valor que está por debajo del momento por peso propio. Siendo la altura útil para este caso, igual que para el otro (armadura en el centro), su valor estará bien. Se verificará el esfuerzo cortante en la sección $c-c$.

$$v = 115/100 \times 0.866 \times 4 = 0.33 \text{ Kg/cm}^2$$

Las dimensiones del rebose y la disposición de su armadura aparecen en el gráfico N°

Diseño del reservorio apoyado.- Este reservorio que tendrá una capacidad de 775 m^3 , será semienterrado, con la pared cilíndrica de 4m de altura y de un diámetro interior de 15.70m ; llevará una cubierta en forma de cúpula esférica.

Para el cálculo se considerarán las siguientes partes:

- a) La cubierta en cúpula esférica.
- b) Una viga circular que soporta el empuje de la cúpula.
- c) La pared cilíndrica de la cuba.
- d) Cimentación.

a) La cubierta en cúpula esférica.- Siguiendo un procedimiento, similar al empleado para el reservorio elevado, se tendrá que:

$$R = \frac{a^2 + f^2}{2f} \qquad f = \frac{R}{5}$$

$$R = 5a/3 = 5 \times 7.85/3 = 13.10 \text{ m}$$

$$f = 2.42 \text{ m}$$

El área de la cúpula será:

$$A = 2\pi Rf = 200 \text{ m}^2$$

Se ha supuesto un espesor de 7 cm para poder determinar el peso por metro cuadrado de cubierta que sumado con la so

brecarga, dará la carga total repartida de la cúpula esférica.

$$p_p = 0.07 \times 1 \times 2,400 = 168 \text{ Kg/m}^2$$

$$s/c \dots\dots\dots = 400 \text{ Kg/m}^2$$

$$q = 568 \text{ Kg/m}^2$$

$$W = q \times A = 568 \times 200 = 113,600 \text{ Kg}$$

y el peso por metro de circunferencia de radio "a" es:

$$V = W/2\pi a = 113,600/2\pi \times 7.85 = 2,300 \text{ Kg/m.}$$

Armadura necesaria en la sección de apoyo:

$$A_s = 2,300/800 = 2.87 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \emptyset 3/8" \text{ a } 25$$

que se colocará, tanto en la dirección meridiana como en la paralela.

El empuje horizontal en la circunferencia de radio "a" es:

$$H = V(R - f)/a = 2,300(13.10 - 2.42)/7.85 = 3,130 \text{ Kg/m}$$

$$H = \underline{3,130 \text{ Kg/m}}$$

La fuerza de compresión resultante será:

$$F = (H^2 + V^2)^{\frac{1}{2}} = [(3,130)^2 + (2,300)^2]^{\frac{1}{2}} = 3,885 \text{ Kg/m}$$

Espesor necesario:

$$e = F/100\sqrt{f_h} = 3,885/100 \times 10 = 3.885 \text{ cm.}$$

Como se podrá observar, el espesor obtenido es mucho menor que el mínimo adoptado en un comienzo. Se toma para la tensión de trabajo del hormigón un valor de 10 a 15 Kg/cm², teniendo en cuenta la posibilidad de deformación por pandeo que tendrá lugar un espesor débil.

En conclusión, se colocará $\emptyset 3/8"$ a 25 cm, dando a la cúpula un espesor de 7 cm.

b) Cálculo de la viga circular.- Esta viga soporta el empuje horizontal de la cúpula, que da

lugar a un esfuerzo de tracción tal como "T", cuyo valor es:

$$T = \frac{H}{2} \times 2a = Ha = 3,885 \times 7.85 = 30,500 \text{ Kg}$$

Este esfuerzo será soportado por la armadura del anillo, cuya sección metálica es:

$$A_s = T/f_s = 30,500/1000 = 30.5 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6\phi 1" \dots\dots\dots \phi 3/8" \text{ a } 30$$

Para determinar la sección necesaria del concreto se aplicará la siguiente fórmula:

$$A_c = \left(\frac{1}{f_t} - \frac{n-1}{f_s} \right) T$$

$$A_c = \left(\frac{1}{15} - \frac{15-1}{1000} \right) 30,500 = 1,600 \text{ cm}^2$$

Puede tenerse por aceptable:

$$A_c = 30 \times 55 \text{ cm}^2$$

Resumiendo, el anillo superior será una viga circular de 30 x 55 cm2 con armadura de 6 ϕ 1" y abrazaderas de ϕ 3/8" a 30 cm.

c) Cálculo de la pared cilíndrica.- Para el diseño de la pared cilíndrica, se usarán las mismas especificaciones que en el caso de la pared cilíndrica del reservorio elevado calculado anteriormente.

1ª Sección: 4 m de profundidad.-

- Presión hidrostática máxima:

$$P_1 = 1000h = 1000 \times 4 =$$

$$P_1 = 4,000 \text{ Kg/m}^2$$

Tensión en el anillo por metro de alto:

$$T_1 = P_1 \times a = 4,000 \times 7.85 =$$

$$T_1 = 31,400 \text{ Kg}$$

- Armadura:

$$A_{s1} = T_1/f_s = 31,400/1000 = 31.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1} = 31.4 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \underline{\phi 7/8'' \text{ a } 12.5 \text{ cm}}$$

Espesor necesario de concreto:

$$A_g = \left(\frac{1}{f_t} - \frac{n-1}{f_s} \right) T$$
$$= \left(\frac{1}{14} - \frac{15-1}{1000} \right) 31,400$$

$$A_g = 1,800 \text{ cm}^2 \qquad A_g = 100 e$$
$$e = A_g / 100 = 1,800 / 100 = 18 \text{ cm} \qquad \text{se tomará:}$$
$$\underline{e = 20 \text{ cm}}$$

Efectuando cálculos análogos para la segunda franja de un metro se tiene que:

$$P_2 = 3,000 \text{ Kg/m}^2 \qquad T_2 = 23,550 \text{ Kg}$$
$$A_{s2} = 23.55 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \underline{\phi 3/4'' \text{ a } 12.5 \text{ cm}}$$

Continuando con la tercera franja de un metro:

$$P_3 = 2,000 \text{ Kg/m}^2 \qquad T_3 = 15,700 \text{ Kg}$$
$$A_{s3} = 15.7 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \underline{\phi 5/8'' \text{ a } 12.5 \text{ cm}}$$

Para la última franja de un metro de altura se tiene que:

$$P_4 = 1000 \text{ Kg/m}^2 \qquad T_4 = 7,850 \text{ Kg}$$
$$A_{s4} = 7.85 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \underline{\phi 5/8'' \text{ a } 25 \text{ cm}}$$

Espesor necesario para el borde superior:

$$A'_g = \left(\frac{1}{14} - \frac{15-1}{1000} \right) 7,850 = 450 \text{ cm}^2$$
$$e' = A'_g / 100 = 450 / 100 = 4.5 \text{ cm}$$

se adoptará un espesor de : $\underline{e' = 10 \text{ cm}}$

La armadura de repartición y temperatura, tendrá la misma magnitud que la armadura principal de la primera franja inferior, e irá colocada verticalmente, dispuesta según dos capas, cada cual con la mitad del área de acero.

la capa exterior será de:

$$A_s = 31.4 / 2 = 15.7 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \underline{\phi 5/8'' \text{ a } 12.5 \text{ cm}}$$

Esta armadura se colocará hasta la mitad de la altura, desde donde se suprimirá una barra intermedia, quedando por lo tanto, separados 20 cm.

La capa interior será también: \varnothing 5/8" a 12.5 cm
que se colocará hasta la quinta parte de la altura a partir del borde inferior.

Cálculo del momento que se produce en la parte inferior y chequeo de su valor con la armadura de repartición.-

$$M_b = 219.3 \text{ a e. } (ae)^2$$

$$M_b = 219.3 \times 7.85 \times 0.20 (7.85 \times 0.20)^{\frac{1}{2}} = 430 \text{ Kg-m}$$

$$M_b = 430 \text{ Kg-m}$$

Este momento flector es positivo y se anula a la profundidad de:

$$X = h(1 - 1.57/ \lambda) \quad \text{siendo } \lambda = 1.316 \times h/(ae)^{\frac{1}{2}}$$

$$\lambda = 1.316 \times 4.00/(7.85 \times 0.20)^{\frac{1}{2}} = 4.20$$

$$\therefore X = 4.00(1 - 1.57/4.20) = 2.50 \text{ m}$$

La armadura se colocará a 4 cm del paramento exterior por consiguiente, la altura útil será de 16 cm.

luego:

$$A_s = M_b/f_s j d = 43,000/1000 \times 0.866 \times 16 = 3.10 \text{ cm}^2$$

Como se podrá observar, la armadura necesaria para absorber los esfuerzos de tracción es menor que la armadura de repartición que se ha adoptado.

Estará demás hacer el cálculo de la pared cilíndrica como muro de sostenimiento, puesto que aparte de que el empuje originado por la tierra no es de consideración por estar la cisterna semienterrada, el fierro dispuesto para absorber los esfuerzos de tracción debido al empuje del agua, se encontrará reforzado por el concreto, para conjuntamente contrarrestar con ma

por facilidad la presión ejercida por el empuje de la tierra.

d) Cálculo de la cimentación de la cisterna.- La zapata se calculará como corrida y excéntrica en el terreno de arcilla arenosa, cuya tensión admisible varía de 2 a 3Kg/cm² .

Para facilitar el cálculo se tomará una base de un metro de longitud por un metro de ancho y se asumirá una altura de 30 cm.

Cargas que actúan sobre la base de la zapata:

- Peso de la cúpula = 2,300 Kg/m.L
- Peso de la pared cilíndrica= 1,440 Kg/m.L
- Peso del agua en el volado = 3,200 Kg/m.L
- Peso propio = 720 Kg/m.L
- Peso total = 7,660 Kg/m.L
- P = 7,660 Kg/m.L

Como la excentricidad de la base dará lugar a una flexión y compresión, para fijar la superficie de apoyo necesaria se tomará una tensión inferior a la máxima admisible del terreno. Adoptando $\bar{\sigma} = 1\text{Kg/cm}^2$

$$7,660/1 = 7,660 \text{ cm}^2$$

Como la longitud de la base es de 100 cm, el ancho necesario será:

$7,660/100 = 76.6 \text{ cm}$; por consiguiente, el área de la base asumida, o sea $100 \times 100 \text{ cm}^2$ satisface ampliamente.

Para determinar el punto de aplicación de la resultante de las fuerzas actuantes, se considerará:

a) El peso de la cúpula y de la pared cilíndrica actuando sobre el punto medio de la base inferior de dicha pared cilíndrica o

sea a 10 cm del paramento exterior .

b) El peso del agua actuando verticalmente sobre el centro de gravedad del volado de la zapata.

c) El peso propio de la zapata actuando sobre el centro de gravedad de la misma.

Luego, tomando momentos respecto al paramento exterior se tendrá que:

$$3,740 \times 10 + 720 \times 50 + 3,200 \times 60 = 7,660 \times X$$

$$\underline{X = 0.346 \text{ m}}$$

por consiguiente la excentricidad será:

$$e = 50 - 34.6 = 15.4 \text{ cm.}$$

$$\underline{e = 15.4 \text{ cm}}$$

Suponiendo dos fuerzas iguales a P y de sentido contrario, aplicadas en el centro de gravedad de la base, la fuerza P dará lugar a una compresión uniforme tal como:

$$\sigma_c = P/A_z = 7,660/100 \times 100 = 0.766 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_c = 0.766 \text{ Kg/cm}^2$$

y el par P x e ,origina las tensiones de flexión tal como

$$\sigma_{\pm} = \pm Pev/I = \pm 7,660 \times 15.4 \times 6/100 \times 100^2$$

$$\sigma_{\pm} = \pm 0.706 \text{ Kg/cm}^2$$

Luego, las tensiones sobre el terreno serán:

$$\text{Compresión máxima} = 0.766 + 0.706 = 1.472 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Compresión mínima} = 0.766 - 0.706 = 0.060 \text{ Kg/cm}^2$$

Determinación del momento en el voladizo.

$$M = 100 \sigma_c m^2/2 \qquad m = 0.80 \text{ cm}$$

$$M = 100 \times 0.766 \times 80^2/2 = 245,000 \text{ Kg-cm}$$

Altura útil necesaria por momento:

$$d = (M/Kb)^{\frac{1}{2}} = (245,000/11 \times 100)^{\frac{1}{2}} = 15 \text{ cm}$$

Altura útil necesaria por corte:

$$v = V/bjd = 100 \sqrt{V_c} (m - d)/100 j d$$

luego:

$$d = \sqrt{V_c} m / (jv + \sqrt{V_c})$$

recomendándose $v = 0.03 f_c^* = 4.2 \text{ Kg/cm}^2$

$$d = 0.766 \times 80 / (0.866 \times 4.2 + 0.766) = 14 \text{ cm}$$

por lo tanto, sería suficiente una altura total, considerando un recubrimiento de 7.5 cm, de:

$$h = 15 + 7.5 = 22.5 \text{ cm}$$

luego, la altura asumida es satisfactoria.

La armadura dispuesta radialmente será:

$$A_s = M/f_s j d = 245,000 / 1,400 \times 0.866 \times 22.7 = 8.9 \text{ cm}^2$$

La armadura que resulta de prolongar el anclaje del fierro exterior de repartición de la pared cilíndrica, absorberá ampliamente el momento que se produce en el voladizo de la zapata.

Para medir los posibles esfuerzos de tracción que pueden originarse en la zapata, cuando el reservorio está vacío, se colocará $\emptyset 3/8"$ a 25 cm. en la parte superior.

Además, se dispondrá como armadura longitudinal de repartición 4 $\emptyset 3/8"$ en los 100 centímetros de ancho que tiene la zapata.

La placa del fondo de la cisterna será una losa de 15 cm. de espesor, con $\emptyset 3/8"$ a 30 cm dispuesta en dos direcciones.

CONCLUSION.- La red de distribución ha sido calculada mediante

el sistema de circuitos cerrados. La red matriz consta de cuatro de ellos, dos de los cuales corresponden a las zonas actualmente pobladas y los restantes a la zona de futura expan -

si3n urbana.

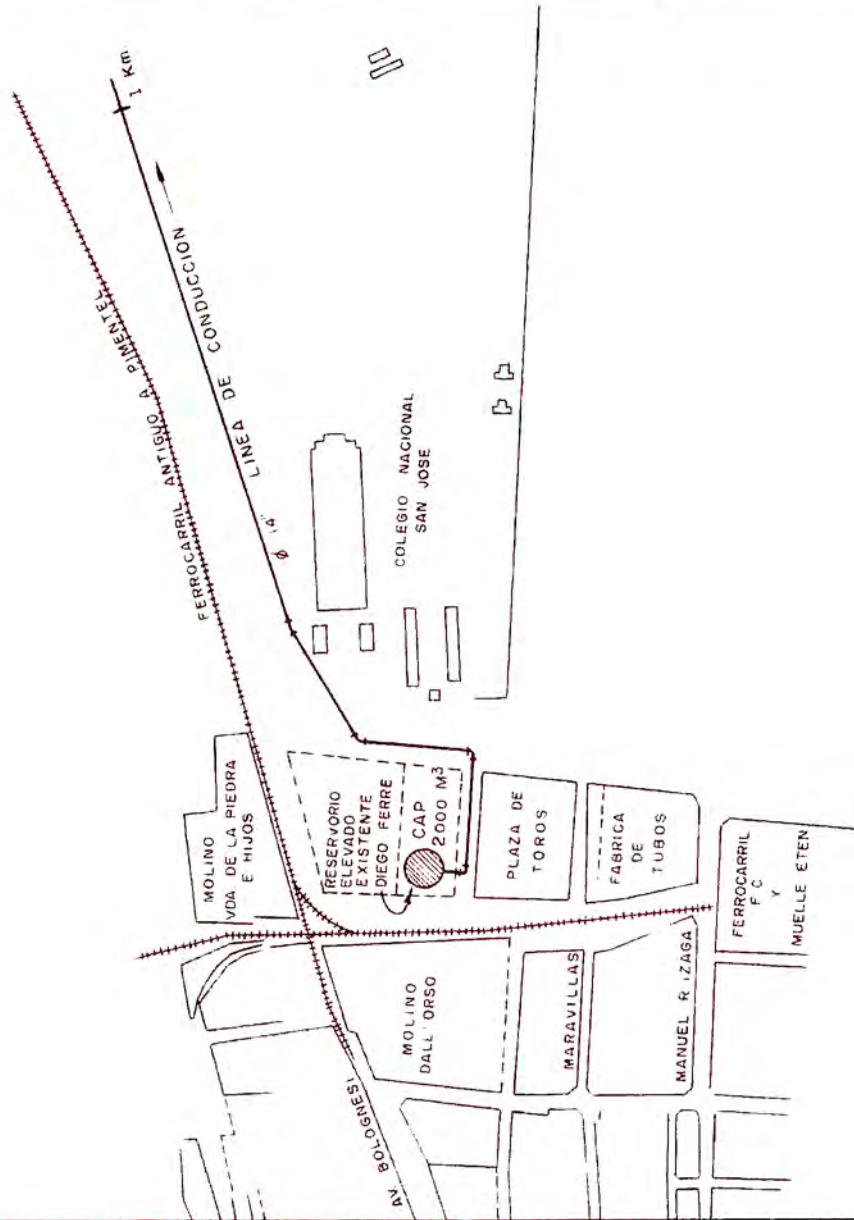
En general, la red de distribuci3n ha sido proyectada con tuberías Eternit, empleando el nomograma de T.O'Connor para el c3lculo del Cross-hidr3ulico.

Las tuberías se colocarán en zanjas de 1.20 m. de profundidad m3nima; distantes por lo menos 1.50 m. del sardinel, 1.00 m. de los cables el3ctricos y horizontalmente distante 2.50 m. de cualquier colector.

La distribuci3n de las v3lvulas se ha efectuado de acuerdo al criterio siguiente: aislar tramos de tuberías, de tal modo, que la longitud total que haya de retirarse del servicio, oscile alrededor de los 200 m. Las v3lvulas ser3n del tipo compuerta, de fierro fundido montada en bronce, con guarniciones de este mismo material, para una presi3n m3nima de 10 atm3sferas. Las cajas de fierro fundido para las v3lvulas, ser3n asentadas y centradas a plomada con la nuez de operaci3n de la v3lvula. La tapa de la caja deber3 coincidir con el acabado del pavimento. La tubería de drenaje de las v3lvulas de purga, no ser3 colocada bajo ninguna circunstancia, a un buz3n de desagüe, ni a ning3n dep3sito que tenga alguna posibilidad de succi3n dentro del sistema de distribuci3n.

Los grifos de incendios se han distribuido seg3n el juicio que sigue: cada grifo deber3 cubrir un c3rculo de influencia de radio igual a 100 metros; en otras palabras, se dispondr3n en tresbolillo, de tal manera que tres grifos cercanos entre sí, que no est3n en l3nea recta, se encuentren en los v3rtices de un tri3ngulo cuyos lados oscilen alrededor de los 200 metros. Los grifos mencionados ser3n de tipo hidrante, de dos boquillas para

CHICLAYO
ESCALA 1:8,000



PIMENTEL
ESCALA 1:4,000

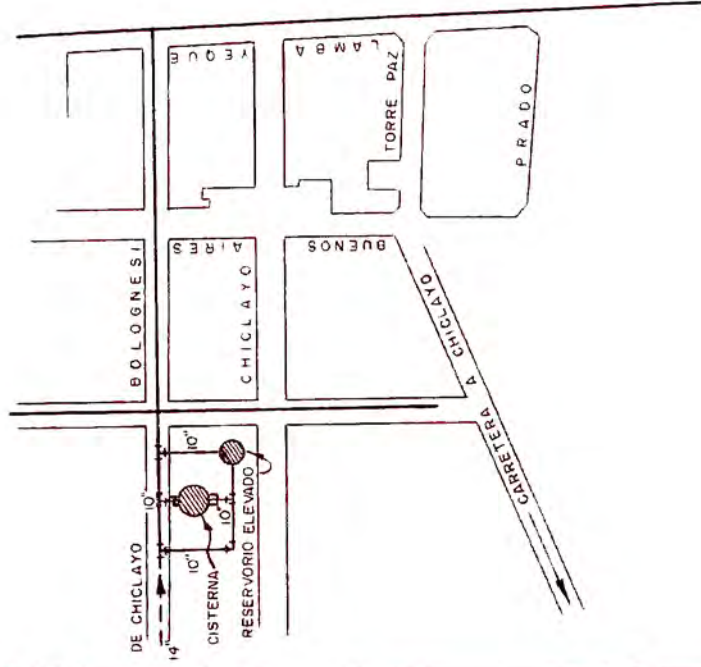


GRAFICO N° 11
PLANO DE UBICACION
DE LOS RESERVORIOS
DE CHICLAYO Y PIMENTEL

conexiones de 2.5" y 4.5" para succión con motobomba y se ubicarán en las tuberías de mayor diámetro.

La red de distribución se ha diseñado para un gasto de entrada de 121.5 L.p.s., correspondiente al M.C.H.; el nudo de condiciones más desfavorables es el "C", que requiere de una presión de 29.70 m. en el punto "A" de entrada, para lograr la presión de 20.00 m. que ha sido la adoptada en la red, para satisfacerla eficientemente.

El reservorio elevado se hará a base del diseño de los depósitos Intze con fondo tronco-cónico y techo en forma de cúpula esférica rebajada; la cota del fondo estará a una altura de 25 m.s.n.m. y será de una capacidad de 565 m³.

El reservorio apoyado será circular, con techo en forma de cúpula esférica rebajada; estará semienterrado y tendrá una capacidad de 775 m³.

CAPITULO VII

PLANTA DE BOMBEO

Generalidades.- Las plantas de bombeo tienen por objeto, captar el agua para el consumo de la población, y elevar su presión.

Las tres consideraciones más importantes que presiden la redacción del proyecto de una estación elevadora son, indudablemente: seguridad, suficiencia y economía; la seguridad puede obtenerse empleando por duplicado, equipos de la mejor calidad; la suficiencia, empleando potencias y secciones sobradas; la economía debe tener en cuenta la duración y la amortización, los costos de compra, los gastos de conservación, intereses, etc.

En cuanto a la planta misma de bombeo debe de considerarse:

- a) El sistema de succión: las bombas necesitan para su funcionamiento, que el agua llegue al impulsor, lo que obliga a cebarlas, ya sea extrayendo el aire mediante otra bomba o llenando de agua la tubería anterior al impulsor(método más empleado). En ambos casos, es necesario colocar una válvula de pie.
- b) Interrupción en el sistema eléctrico, teniendo listo un motor Diessel, para tal contingencia.

Al colocar el tubo de succión que debe tener un diámetro mayor que el de descarga, se tratará de evitar las curvas, pues en ellas se acumula el aire, o en su defecto, se les dará una inclinación hacia la entrada de la bomba.

Para poder controlar la cantidad de agua de bombeo, re

sulta conveniente, la instalación de medidores, recomendándose los de tipo Venturi.

En las instalaciones de las plantas de bombeo, así como en las líneas de conducción se recomienda tener muy en cuenta los golpes de ariete. Tal fenómeno se origina por la acción de las ondas que circulan en el agua, sumándose o restándose a la presión existente. Dichas ondas surgen en el arranque de la bomba pero alcanzan su mayor intensidad en las paradas. Cuando la bomba cesa bruscamente su accionar, la presión baja en un tiempo su mamente corto, desde su valor máximo hasta la presión de reposo o presión estática, lo que da lugar a fuertes efectos mecánicos en el sistema. Para evitar tales efectos se colocan **válvulas** de presión, en el caso de que la frecuencia de la onda no sea muy grande. (no se pueden abrir con la rapidez que se precisaría ante la presencia de una onda de elevada frecuencia) Un mejor resultado se obtiene colocando un interruptor que vaya bajando la intensidad de la corriente, hasta que el sistema llegue a la presión estática.

Capacidad de la bomba.- La capacidad de las bombas deben ser tal que satisfaga las necesidades de la población durante los diez primeros años, que es el período de diseño que se acostumbra a considerar para las máquinas.

Carga de succión.- Para determinar la carga de succión se considerará la diferencia de nivel existente entre el nivel superior del líquido del reservorio elevado y el nivel inferior de la cisterna, teniendo en cuenta, además, las pérdidas de carga en la línea de impulsión. Entonces, la altura de elevación del plano de carga es:

$$H = N_{re} - N_c + H_i$$

donde:

N_{re} = Nivel máximo de agua en el reservorio elevado, igual a 31.00 m.s.n.m.

N_c = Nivel mínimo de agua en la cisterna, igual a 3.00 m.s.n.m.

H_i = Pérdida de carga en la tubería de impulsión y accesorios; resultará mínima por ser muy pequeño el tramo de dicha tubería; sin embargo se considerará igual a 1.00 m.

$$H_i = 31.00 - 3.00 + 1.00 = 29.00 \text{ m}$$

Potencia de la bomba.- De acuerdo a la fórmula de la potencia:

$$H.P. = Q.H/75 \times e$$

donde:

Q = gasto a bombearse 24/21 por 71.5 l.p.s.

H = carga máxima de succión: 29.00 m

e = eficiencia: 2/3

$$H.P. = \frac{24}{21} \times \frac{71.5}{50} \times 29.00 = 47.5$$

Como la bomba va a ser accionada por un motor a petróleo, cuya eficiencia es de 0.8, la potencia necesaria será entonces:

$$H.P. = 47.5/0.8 = 59.5$$

En conclusión, se utilizará un motor de 60 H.P. y una bomba con capacidad para 81.7 l.p.s., trabajando durante 21 horas.

Es de anotarse, que la potencia hallada es necesaria para satisfacer las exigencias de la población, al finalizar el período de diseño, pues en los comienzos de dicho período, la potencia necesaria indudablemente será menor, ya que ella es direc

tamente proporcional al gasto de bombeo, cual es: $M.C.D. \times 24/21$ cuyo valor va aumentando, en función del crecimiento de la población.

Caseta de bombeo.- La caseta de bombeo será una construcción rectangular de 5 x 5 m², y de 3 m de altura. Dicha caseta estará ubicada colindando con la cisterna, de la que se aprovechará parte de la pared cilíndrica como muro de la caseta. La cimentación se hará de concreto 1:3:6, con 40% de piedra grande de cerro, de 0.60 m. de profundidad por 0.45 m. de ancho; el sobrecimiento será de 0.30 m. de altura, de concreto 1:3:6, con 20% de piedra mediana de cerro. El piso será de losetas, colocadas sobre un falso piso de 15 cm. de espesor. Los muros se construirán con ladrillo de cabeza; el techo será de losa aligerada de 20 cm. de espesor. Se dejará una ventana de 2.25 x 2.00 m², que será de carpintería de madera, con vidrios simples y una puerta de madera de 0.80 x 2.00 m².

El techo aligerado llevará como armadura principal 2 \emptyset 1/2" y como armadura de repartición y temperatura, \emptyset 1/4 a 25 cm. El dintel que cubre la ventana tendrá una longitud de 2.75 m. y una sección de 25 x 20 cm² con una armadura de 3 \emptyset 1/2" en horquilla estribada con \emptyset 1/4".

Todos los detalles constructivos están especificados en el plano correspondiente.

CAPITULO VIII

LINEA DE CONDUCCION

En términos generales, la línea de conducción es la tubería destinada a entregar al reservorio de almacenamiento o a la planta de tratamiento, un determinado caudal de agua, proporcionado por la fuente de abastecimiento.

En un sistema de abastecimiento de agua se deberá prestar singular atención al estudio de la línea de conducción, especialmente, cuando ella tuviera que recorrer distancias considerables y cruzar zonas de marcados accidentes topográficos; un estudio superficial de la misma, podría dar lugar a un aumento excesivo y por cierto injustificado en su costo. En realidad, la instalación de dicha línea representa un problema con una serie de variables que tienen una íntima relación de dependencia. Así, la elección del diámetro más conveniente implica un análisis metódico de los factores que se señalan a continuación:

- a) Topografía del terreno.
- b) Volumen de agua por conducir.
- c) Pérdida de carga por fricción permisible en el trayecto, desde el punto de entrada del líquido a la línea, hasta el punto de descarga.
- d) Presión en el punto de descarga.

Se procederá ahora, a presentar dichos factores para el caso particular del que se ocupa este proyecto.

- a) Topografía del terreno.- La zona que atravieza la línea de conducción, o sea, aproximadamente, la que cruza el ferrocarril Chiclayo-Pimentel, es muy poco acci-

dentado; el trazo casi recto de su línea férrea, prueba categóricamente dicha afirmación. En consecuencia, es justificable que el trazo de la línea de conducción se haga paralelo y cercano a la línea FF.CC.

Cabe repetirse, de lo expuesto en el Capítulo I que la línea El Alto Perú (Pimentel) Cerro Panteón (Chiclayo) es aproximadamente el eje que divide las cuencas de los ríos Lambayeque y Eten o Reque, razón por la cual se expresó que se trataba de una zona de sedimentación arcillosa; así mismo se indicó que dicha zona contiene superficialmente una buena proporción de arena, como producto del acarreo originado por el viento. Esto hace pensar de inmediato en la necesidad de emplear tuberías de asbestocemento o concreto Hume, por la facilidad que tienen, de adaptarse a terrenos de las condiciones anteriormente mencionadas.

La diferencia de nivel entre la toma que se ha supuesto en la cota 26.00 m.s.n.m. y el punto de descarga es de 19 m

b) Volumen de agua por conducir.- Por la línea de conducción pasará un gasto de 71.5 lt/seg,

correspondiente al máximo consumo diario al término del período de diseño. Deberá elegirse un diámetro tal, que al transcurrir dicho gasto a lo largo de los 12 Km. de tubería, llegue al punto de descarga con una presión apropiada para que pueda hacer su ingreso, por lo menos al reservorio apoyado, sin ninguna dificultad.

c) Pérdida de carga por fricción, permisible en el trayecto, desde la toma hasta el punto de descarga.- Para determinar dicha

pérdida de carga, se ha utilizado el nomograma de pérdida de carga según el método

de T. O'Connor; se conoce el gasto que fluye, la longitud de la tubería, y se ha asumido un diámetro de 14". Entrando al nomograma mencionado con el gasto de 71.5 lt/seg y 792 m. de tubería de 8" equivalente a 12 Km. de 14", se obtiene una pérdida de carga de 28.00 m.

$$\underline{pc = 28.00 \text{ m}}$$

- d) Presión en el punto de descarga.- Como el volumen de agua proveniente de Chiclayo, va a ser depositado en la cisterna, la presión necesaria en el punto de descarga puede ser simplemente la que permita ingresar el líquido sin dificultad, esto es, una presión mínima.

Posibilidad en la instalación parcial de la línea de conducción.-

Se ha dicho con anterioridad, que la obra en proyecto, se está diseñando para un período de diseño de 30 años, pero ello no indica una necesidad real de efectuar la instalación completa de inmediato. Habrá que estudiar la posibilidad de una instalación parcial que satisfaga las condiciones requeridas durante un tiempo económicamente conveniente, y la complementaría, por la parte del período que resta. En realidad la determinación del número de conductos está en estrecha relación con el costo de la línea y la seguridad de funcionamiento correcto de la misma.

Si bien es cierto que una línea de conducción con una tubería es, en primer costo, más barata que aquella que está constituida por más de una, (supóngase dos tuberías) también es cierto, que debido al hecho de que la segunda tubería va a ser instalada después de algún tiempo de instalada la primera, la capitalización del dinero puede ser tal, que permita apreciar la conveniencia de adoptar una línea de conducción con tuberías pa-

...ción, un estudio teórico, para determinar hasta que extremo es factible económicamente, reemplazar en forma parcial dos tuberías paralelas, colocando la segunda, algún tiempo después de instalada la primera, por una sola, colocada al comienzo del período de diseño.

Suponiendo que:

C = Capital necesario para la instalación completa, con una sola tubería de diámetro d .

C_1 = Capital necesario para la instalación parcial de la primera tubería de diámetro d_1

C_2 = Capital equivalente al valor actual de la segunda tubería, de diámetro d_2 , que será instalada después de t años de instalada la primera.

Es de suponer que, también:

$$C_1 \leq C \quad \text{y} \quad C_2 \leq C$$

El capital amortizable, después de haberse producido el gasto parcial C_1 , correspondiente a la primera tubería es:

$$C_a = C - C_1$$

y si se supone que el precio de la tubería de diámetro d_2 aumenta, a lo sumo, en la misma relación que crece el capital C_a , impuesto a un interés compuesto cuya tasa es r , se tendrá que:

$$(C - C_1)(1 + r)^t \geq C_2(1 + r)^t$$

o lo que es lo mismo:

$$C \geq C_1 + C_2$$

que es condición, para que el empleo de dos tuberías, en las con

diciones indicadas, se haga recomendable.

Aunque lo expuesto recientemente hace presagiar el inminente empleo de una línea de conducción de una sola tubería, no estaría demás determinar el par de diámetros de las tuberías paralelas que instaladas parcialmente podrían reemplazar a la anterior. Para esto, dichas tuberías paralelas, serían de una sección tal que permitieran pasar el gasto parcial requerido, sin exceder el 3/1000 de pérdida de carga, que es la máxima admisible, para que el líquido llegue normalmente al punto de entrega.

A continuación se presentará el cuadro N° 17 en el cual se consignan, por quinquenios, los gastos correspondientes al M.C.D. que la red va solicitando, con el continuo aumento de la población. Los diferentes valores de la población que se indican, resultan de agregar a la población permanente de Pimentel, ya determinada en el Capítulo II, una cantidad de pobladores temporales, que en el referido capítulo se ha llamado población flotante; esta población se ha estimado en el 4% de la población que arroja, según el método geométrico, la ciudad de Chiclayo.

Cuadro N° 17

Período	Población	M.C.D.
P 62	10466	39.2
P 67	11847	44.5
P 72	13364	50.2
P 77	15057	57.3
P 82	16916	63.3
P 87	18991	71.5

Por ahora, los valores de M.C.D. que muestra este cuadro, prestarán ayuda en la determinación del par de tuberías an-

teriormente mencionados; más tarde se deberán tener en cuenta al menos de referencia, cuando sea necesario regular el sistema de bombeo, para impulsar el gasto requerido por la red, que como se puede observar, varía conforme transcurre el tiempo.

En la determinación del par de tuberías paralelas ha resultado suficiente considerar la instalación parcial posterior de una de ellas, después de 10 y 15 años, para ver a las claras la inconveniencia de emplear dicho tipo de línea de conducción en el caso particular del presente proyecto.

Caso de instalación complementaria de la segunda tubería después de 10 años instalada la primera.-

- Gasto de bombeo de la 1ª tubería = 44.5 lt/seg.
- Gasto de bombeo de la 2ª tubería = 27 lt/seg.

Con la ayuda del nomograma de Hazen-Williams, se obtiene, que para no sobrepasar la pérdida de carga de 3/1000 se hace necesario la utilización de diámetros de 12" y 10" para la primera tubería, y de 10" y 8" para la complementaria. El procedimiento analítico para saber en que relación de longitud están dichas tuberías, es el siguiente:

$$\text{para } Q = 44.5 \text{ L.p.s.}; d = 12" \quad pc = 2.2/1000$$

$$Q = 44.5 \text{ L.p.s.}; d = 10" \quad pc = 5.2/1000$$

suponiendo que fuese X la longitud de la tubería de 12" se podrá establecer la siguiente igualdad:

$$2.2 X + 5.2(1000 - X) = 3000$$

$$X = 733\text{m}$$

$$1000 - X = 267\text{m}$$

$$\text{para } Q = 27 \text{ L.p.s.}; d = 10" \quad pc = 2.2/1000$$

$$Q = 27 \text{ L.p.s.}; d = 8" \quad pc = 6.0/1000$$

suponiendo que fuese Y la longitud de tubería de 10", se podrá establecer la siguiente igualdad:

$$2.2Y + 6(1000 - Y) = 3000$$

$$Y = 790m$$

$$1000 - Y = 210m$$

Por consiguiente, por cada 1000 metros se necesitaría:

- 1ª tubería: 733m de 12"

y 267m de 10"

- 2ª tubería: 790m de 10"

210m de 8"

- Caso de instalación complementaria de la segunda tubería, después de 15 años instalada la primera.-

- Gasto de bombeo de la 1ª tubería = 50.2 L.p.s.

- Gasto de bombeo de la 2ª tubería = 21.3 L.p.s.

Siguiendo un procedimiento similar al del caso anterior, se obtiene que por cada 1000 metros se necesitaría:

- 1ª tubería: 920m de 12"

80m de 10"

- 2ª tubería: 347m de 10"

653m de 8"

No será necesario realizar una observación minuciosa, de los resultados de la discusión que se acaba de exponer, para ratificar que una tubería de 14" de diámetro instalada al iniciarse el período de diseño, es la más conveniente. Además, sólo una tubería de por lo menos 14", permite el libre ingreso del agua de la línea de conducción a la red de distribución prescindiendo del empleo de las bombas.

CONCLUSION.- Definitivamente, se usará para la línea de conducción una tubería de concreto Hume de 14" de diámetro en la longitud de 12 Km., que se instalará totalmente al comenzar el período de diseño. Dicha línea capta el agua de la red matriz de la ciudad de Chiclayo, en cota 26 m. al pié del reservorio elevado que la abastece. La diferencia de nivel entre el fondo de la cuba de tal reservorio y su plano de apoyo es 20 m.

El perfil longitudinal de la línea de conducción se muestra en el plano correspondiente.

CAPITULO IX

TRATAMIENTO DEL AGUA

En el Capítulo V se ha llegado a la conclusión de que la única fuente de abastecimiento para la ciudad de Pimentel se logra por intermedio de la red de la ciudad de Chiclayo; por consiguiente, ya no será necesario purificar el agua por sedimentación, aireación, coagulación o filtración. Se efectuará sin embargo un tratamiento de cloración para combatir el B. Coli, que suele presentarse. En estas circunstancias la cloración es absolutamente imprescindible para evitar epidemia de tifoidea y disentería de origen hídrico.

El cloro es eficiente bactericida, y su efecto es al parecer selectivo contra gérmenes patógenos y los del grupo coli. Algunos tipos de bacterias no patógenas son algo resistentes a su acción. Cuando se aplica cloro al agua, ya sea en forma de gas o de una solución de cal clorada, forma ácido hipocloroso; este ácido es inestable y se descompone rápidamente en ácido clorhídrico, con liberación de oxígeno atómico o nascente, que antiguamente se suponía bactericida. En la actualidad se cree que el oxígeno activo tiene poca o ninguna importancia en proceso de desinfección.

El cloro se aplica en forma de cloruro de cal o en estado de gas. El cloruro de cal denominada también cal clorurada, hipoclorito de calcio o polvo de blanqueo, se obtiene saturando de cloro gaseoso la cal viva. El cloruro de cal contiene por lo general, 30% de impurezas, principalmente cal y agua.

La dosis de cloro a inyectar, se especifica en partes por millón de agua tratada; esta dosis varía en cada proyecto de

abastecimiento, de acuerdo a las características propias del agua por captar. Como el cloro se une a la materia orgánica, debe aplicarse en cantidad suficiente para que cubra, de una parte la destrucción bacteriológica y de otra, la función de desinfectar las tuberías. En tipos de agua, que aparte de las bacterias tenga muy poca o ninguna materia orgánica, será suficiente una dosis de 0.2 partes de cloro libre por un millón.

El uso del cloruro de cal, en solución, ha disminuído por la dificultad de controlar el coeficiente de descarga de la solución, debido a que la sustancia química es desagradable de manejar y a que el cloro se pierde rápidamente en el aire después que se abre el tambor, disminuyendo por tal razón la potencia de la solución preparada con el producto. Se emplea la cal clorada todavía, en casos de urgencia relacionados con epidemias de origen hídrico, cuando el agua deba desinfectarse con prontitud, y no haya aparatos mecánicos de cloración.

Actualmente se utilizan diversos aparatos mecánicos para aplicar cloro gaseoso al agua, lo que evita el manejo de sustancias químicas y la posibilidad de deterioro. El gas se licúa por presión y se distribuye en recipientes metálicos; se conecta uno o más de éstos, con el aparato alimentador y se deja salir el agua en el seno de la corriente. Un tipo sencillo de clorador es la máquina de alimentación en seco, en la que el gas se aplica a través de un difusor poderoso suspendido en el agua. Las máquinas alimentadoras de solución son utilizadas con mayor frecuencia, y se emplean para pequeñas corrientes, del tipo llamado pulsación, con el que puede desinfectarse hasta 0.05 Kg. de cloro por 24 horas. El aparato de alimentación está formado por

un sifón en cantidad constante y a medida que se llena, descarga en la campana como pulsaciones, lo que puede observarse fácilmente. La mezcla de agua y gas pasa de la campana al agua que se va a tratar. Cada aparato trae consigo un esquema que indica la relación entre el número de pulsaciones y la cantidad de gas que se está proporcionando.

Para cantidades de agua mayores, se usan otro tipo de cloradores, con mecanismos especiales.

El control químico es necesario para tener la seguridad absoluta de que se está aplicando al agua la cantidad suficiente de cloro, para satisfacer las demandas de la materia orgánica existente y la ligera cantidad adicional que se requiere para destruir las bacterias. También deben de tomarse precauciones contra el empleo excesivo de cloro, que puede producir olor y sabor desagradable en el agua. Para tal objeto, existe la prueba de la ortotalidina propuesta por Enslow, que aplicada correctamente, revela el exceso de cloro. La solución de ortotalidina se prepara disolviendo 1 gr. de dicha sustancia químicamente pura en un litro de solución de ácido clorhídrico al 10%; se deposita 1 ml. de la solución en 100 ml. del agua en la que se va a determinar la cantidad del cloro libre. Si el color del agua adquiere tono amarillo limón, indica que hay un ligero exceso de cloro en relación a la cantidad necesaria para satisfacer las demandas de la materia orgánica y de las bacterias, sin llegar a producir olor ni sabor. La ausencia de color indica que no hay suficiente cloro, y si el color es amarillo naranja, indica que el agua está sobredosificada y que se debe reducir la cantidad de cloro que está suministrándose. Para tener la seguridad de que el clo-

ro ha actuado sobre las bacterias, se dejarán pasar 10 minutos desde que ha sido añadido al agua hasta el momento en que se hace la lectura de la ortotalidina. Si el agua es intensamente alcalina, la prueba de la ortotalidina puede resultar azul; duplicada la cantidad de esta solución se producirá el color amarillo normal. La prueba de la ortotalidina debe efectuarse frecuentemente cuando se está tratando el agua por medio del cloro, de manera, que se pueda variar la dosis según la calidad del agua, y también, para vigilar el funcionamiento del clorador. En el comercio se puede adquirir estuches de fácil transporte para las determinaciones con la ortotalidina; se componen de una escala patrón de colores, que permite al encargado del control, medir con exactitud la cantidad de cloro libre en exceso que queda en el agua. El residuo del cloro que se mantiene en el agua de abastecimiento, varía entre 0.1 y 0.3 p.p.m. Aunque ello originara quejas en los consumidores, por urgencia, se mantendría 0.5 p.p.m.

Es recomendable el clorador marca Wallace and Tiernan, tipo M.S.V.M., que trabajará cuando lo hagan las bombas. Dicho clorador estará ubicado dentro de la caseta de bombeo, en conexión con las tuberías de impulsión.

CAPITULO X

CONSTRUCCIONES ACCESORIAS

Las construcciones accesorias que completan este proyecto son:

- Casa para empleados
- Cerco del terreno destinado para los reservorios

Casa para empleados.- A fin de no descuidar el control debido del sistema de bombeo así como la limpieza de los reservorios, se ha tenido en cuenta en el presente proyecto la construcción de una casa, cerca de las estructuras mencionadas, para el empleado que desempeñe tales funciones. Dicha casa será de tipo económico, sobre un área de 160 m², con 64 m² de construcción, comprendiendo: sala-comedor, dos dormitorios, cocina, y jardines.

La cimentación será de concreto 1:3:6 con 40% de piedra grande, y de 0.40 m. de ancho por 0.50 m. de profundidad; los sobrecimientos serán de 0.30 m. de altura con 20% de piedra mediana de cerro; el piso será de losetas asentadas sobre falso piso de concreto pobre de 4" de espesor. Se construirán los muros portantes con ladrillo de cabeza que soportarán un techo aligerado de 20 cm. de espesor; este techo será cubierto interiormente con un cielo-raso de yeso con media caña y exteriormente con ladrillo pastelero; los muros serán cubiertos con un tarrajeo frotachado y pintados con sinolite. La mayólica empleada en el baño será de color blanco, nacional y de 1ª clase y los aparatos sanitarios del mismo, también nacionales color blanco.

En el plano N° 10 se muestra la distribución y el dise

ño estructural de la casa para empleados, sólo como vía informativa. En el presupuesto se incluye estimando su costo.

Cerco perimetral.- Con el objeto de cercar el terreno que ocupan los reservorios, así como la planta de bombeo se construirá un muro de ladrillo de 2.50 m. de altura, a partir del nivel superior del sobrecimiento; los cimientos serán de 0.5 m. de profundidad por 0.40 m. de ancho de concreto 1:3:6 con 40% de piedra grande de cerro; sobrecimiento de 0.30 m. de altura, de concreto 1:3:6 con 20% de piedra mediana de cerro; el muro será de bloques cara-vista, asentado con mortero cemento-arena 1:4 con pilastras de refuerzos cada 5 metros.

CAPITULO XI

METRADOS Y PRESUPUESTO

PRESUPUESTO N°1: ACCESORIOS PARA LA INSTALACION DE LA RED

ESPECIFICACIONES	METRADOS		C O S T O S		
	Und.	Cantidad	Unitario	PARCIAL	TOTAL
1.00					
1.01	U.	1	1423.40	1423.40	
1.02	"	1	1262.50	1262.50	
1.03	"	1	1098.05	1098.05	
1.04	"	2	1101.30	2202.60	
1.05	"	2	890.05	1780.10	
1.06	"	3	756.50	2269.50	
1.07	"	10	590.70	5907.00	
1.08	"	15	344.50	5167.50	21110.65
2.00					
2.01	"	1	1380.05	1380.05	
2.02	"	5	1267.30	6336.50	
2.03	"	1	793.10	793.10	
2.04	"	6	653.10	3918.60	
2.05	"	1	492.80	492.80	
2.06	"	7	463.55	3244.85	
2.07	"	18	256.60	4618.80	20784.70
3.00					
3.01	"	1	667.25	667.25	
3.02	"	1	564.90	564.90	
3.03	"	1	447.30	447.30	
3.04	"	3	374.35	1123.05	
3.05	"	3	336.80	1010.40	
3.06	"	3	215.20	645.60	
3.07	"	16	126.35	2021.60	6480.10
4.00					
4.01	"	2	404.25	808.50	
4.02	"	1	283.80	283.80	
4.03	"	2	156.20	312.40	
4.04	"	1	134.95	134.95	
4.05	"	1	165.15	165.15	1704.80
5.00					
5.01	"	2	2611.10	5222.20	
5.02	"	7	1898.45	13289.15	
5.03	"	12	1168.25	14019.00	

5.04	4"	U	58	719.50	41731.00	74261.35
6.00	TAPONES					
6.01	8"	"	1	41.50	41.50	
6.02	6"	"	2	32.00	64.00	
6.03	4"	"	17	15.35	260.95	366.45
7.00	GRIFOS					
7.01	2"	"	16	2687.50	43000.00	43000.00
					TOTAL:	167708.05

PRESUPUESTO N°2: RED DE DISTRIBUCION, TUBERIA DE ETERNIT

ESPECIFICACIONES	METRADOS		C O S T O S		
	Und.	Cantidad	Unitario	PARCIAL	TOTAL
1.00 RED DE DISTRIBUCION					
1.01 d = 4"	ml	6515	61.50	400672.50	
1.02 d = 6"	"	1582	96.50	152663.00	
1.03 d = 8"	"	1060	165.20	175112.00	
1.04 d = 10"	"	522	243.50	127107.00	855554.50
				TOTAL:	855554.50

PRESUPUESTO N°3: LINEA DE IMPULSION, TUBERIA DE FIERRO

ESPECIFICACIONES	METRADOS		C O S T O S		
	Und.	Cantidad	Unitario	PARCIAL	TOTAL
1.00 d = 10"	ml	60	290.10	17406.50	17406.50
				TOTAL:	17406.00

PRESUPUESTO N°4: LINEA DE CONDUCCION. TUBERIA DE CONCRETO HUME

ESPECIFICACIONES	METRADOS		C O S T O S		
	Und.	Cantidad	Unitario	PARCIAL	TOTAL
1.00 d = 14"	ml	12000	149.00	1788000.00	1788000.00
				TOTAL:	1788000.00

PRESUPUESTO N°5: INSTALACION DE TUBERIAS, MOVIMIENTO DE TIERRAS, PRUEBAS, ETC.

ESPECIFICACIONES	METRADOS		C O S T O S		
	Und.	Cantidad	Unitario	PARCIAL	TOTAL
1.00 Excavación de zanjás, colocación de la tubería, prueba y resane; relleno y apisonado, leyes sociales, etc.	ml	21739	25.30	549996.70	549996.70
				TOTAL:	549996.70

PRESUPUESTO N°6: EQUIPO DE BOMBEO, CLORADOR

ESPECIFICACIONES	METRADOS		C O S T O S		
	Und.	Cantidad	Unitario	PARCIAL	TOTAL
1.00 Bombas turbina, con bridas incluido su motor eléctrico y a petróleo.	U	2	150000.00	300000.00	
2.00 Clorador W. y T., y demás implementos.	"	1	50000.00	500000.00	350000.00
				TOTAL:	350000.00

PRESUPUESTO N°7: TANQUE ELEVADO, CISTERNA, CASETA DE BOMBEO

ESPECIFICACIONES	METRADOS		C O S T O S		
	Und.	Cantidad	Unitario	PARCIAL	TOTAL
1.00 TANQUE ELEVADO					
1.01 Excavación	m3	128	10.00	1280.00	
1.02 Concreto 1:12, solado de cimentación.	"	32	160.00	5120.00	
1.03 Concreto f' = 140 Kg/cm ² .	"	250	275.00	68750.00	

1.04	Encofrado y desencofrado	m2	1800	60.00	108000.00	
1.05	Tarrajeo interior y exterior de la cuba	m2	965	20.00	19300.00	
1.06	Pintura	m2	1410	10.00	14100.00	
1.07	Fierro	Kg	15600	5.00	78000.00	
1.08	Impermeabilizante	m2	305	15.00	4575.00	299125.00
2.00	CISTERNA					
2.01	Excavación	m3	425	12.00	5100.00	
2.02	Concreto f' _c =140 Kg/cm ²	m3	110	275.00	30250.00	
2.03	Encofrado y desencofrado	m2	400	60.00	24000.00	
2.04	Tarrajeo interior y exterior	m2	900	20.00	18000.00	
2.05	Pintura	m2	300	10.00	3000.00	
2.06	Fierro	Kg	8600	5.00	43000.00	
2.07	Impermeabilizante	m2	400	15.00	6000.00	129350.00
3.00	CASETA DE BOMBEO					
3.01	Excavación	m3	25	12.00	300.00	
3.02	Cimientos concreto 1 : 3 : 6 con 40% de piedra grande de cerro	m3	4	160.00	640.00	
3.03	Sobrecimiento concreto 1 : 3 : 6 con 20% de piedra mediana de cerro	m3	1	250.00	250.00	
3.04	Falso piso y piso terminado	m2	25	32.00	800.00	
3.05	Muros KK de cabeza	m2	30	60.00	1800.00	
3.06	Muros KK de soga	m2	15	45.00	675.00	
3.07	Aligerados	m2	25	100.00	2500.00	
3.08	Acabados y tarrajeo	m2	115	12.00	1380.00	
3.09	Cubertura de ladrillo pastelero	m2	25	20.00	500.00	
3.10	Pintura	m2	115	5.00	575.00	
3.11	Vidrios	m ²	50	7.00	350.00	
3.12	Cerrajería	E			200.00	
3.13	Instalación eléctrica	E		2700.00	2700.00	
3.14	Puerta y ventana de madera	E		500.00	500.00	<u>13170.00</u>
					TOTAL :	441645.00

PRESUPUESTO N°8: CONSTRUCCIONES ACCESORIAS

ESPECIFICACIONES	METRADOS		C O S T O S		
	Und.	Cantidad	Unitario	PARCIAL	TOTAL
1.00 CERCO PERIMETRAL					
1.01 Excavación	m3	36.00	12.00	432.00	
1.02 Cimiento 1:3:6 con 40% de piedra grande de cerro.	m3	36.00	160.00	576.00	
1.03 Sobrecimiento 1:3:6 con 20% de piedra mediana de cerro	m3	13.50	250.00	3375.00	
1.04 Muro de ladrillo calcáreo cara-vista	m2	450.00	80.00	36000.00	
1.05 Pilastras de refuerzo	m3	54.00	250.00	13500.00	43883.00
2.00 CASA PARA EMPLEADOS	E	1	50000.00	50000.00	<u>50000.00</u>
				TOTAL:	103883.00

PRESUPUESTO TOTAL DE LAS OBRAS A EFECTUARSE

PRESUPUESTO N°1	167,708.05
PRESUPUESTO N°2	855,554.50
PRESUPUESTO N°3	17,406.00
PRESUPUESTO N°4	1788,000.00
PRESUPUESTO N°5	549,996.70
PRESUPUESTO N°6	350,000.00
PRESUPUESTO N°7	441,645.00
PRESUPUESTO N°8	<u>103,883.00</u>
	4304,193.25
10% CONTROL Y DIRECCION TECNICA.....	430,419.32
5% IMPREVISTOS	<u>215,209.66</u>
TOTAL:	<u>4950,822.23</u>

SON: CUATRO MILLONES, NOVECIENTOS CINCUENTA MIL OCHOCIENTOS VEINTIDOS SOLES ORO, CON VEINTITRES CENTAVOS.

BIBLIOGRAFIA

Apuntes de las clases dictadas en la Universidad Nacional de Ingeniería Civil, del curso de:

- Abastecimientos de Agua, por el Ing^o Juan Alfaro S.
- Hidráulica, por el Ing^o Ernesto Maisch.
- Concreto Armado, por el Ing^o Juan Sarmiento E.

Hydraulics, por George E. Russell.

Hormigón Armado, por F. Moral.

Saneamiento Urbano y Rural, por Victor M. Ehlers y Ernest W. Steel.

Ingeniería Sanitaria, por Alfredo Mendiola.

Tratado de Arquitectura Hidráulica, por Schoklitsch.